



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

**DISEÑO DE, PUENTE PEATONAL PARA LA ALDEA CACLAHIB, PAVIMENTO RÍGIDO Y
DRENAJE PLUVIAL PARA EL BARRIO SAN LUIS, CABECERA MUNICIPAL SAN JUAN
CHAMELCO, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ**

Albin Omar Coy Ical
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, junio de 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE, PUEENTE PEATONAL PARA LA ALDEA CACLAHIB, PAVIMENTO
RIGIDO Y DRENAJE PLUVIAL PARA EL BARRIO SAN LUIS, CABECERA
MUNICIPAL SAN JUAN CHAMELCO,
DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA POR

ALBIN OMAR COY ICAL

Asesorado por: Ing. Juan Merck Cos

GUATEMALA, JUNIO DE 2005

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 DE PUENTE PEATONAL PARA LA ALDEA CACLAHIB, PAVIMENTO RIGIDO Y DRENAJE PLUVIAL PARA EL BARRIO SAN LUIS, CABECERA MUNICIPAL SAN JUAN CHAMELCO, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ

Tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil con fecha 21 de enero de 2003.

Albin Omar Coy Ical

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL I	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL II	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing. Julio David García Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIO/A	Ing. Carlos Humberto Pérez Rodríguez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Carlos Salvador Gordillo García
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
SECRETARIO	Ing. Carlos Humberto Pérez Rodríguez

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VI
LISTA DE SÍMBOLOS.....	IX
GLOSARIO.....	XI
RESUMEN.....	XIII
OBJETIVOS.....	XIV
INTRODUCCIÓN.....	XV
1 INVESTIGACIÓN	
1.1 Monografía del lugar.....	1
1.1.1 Aspectos históricos.....	.1
1.1.2 Origen del nombre.....	1
1.2 Aspectos físicos.....	1
1.2.1 Ubicación geográfica.....	1
1.2.2 Distancia relativa.....	1
1.2.3 Extensión territorial.....	2
1.2.4 Clima	2
1.2.5 Población	2
1.2.6 Actividades económicas.....	2
1.3 Servicios	2
1.3.1 Vías de acceso.....	2
1.3.2 Agua potable.....	3
1.3.3 Saneamiento básico	3
1.3.4 Centros educativos.....	3
1.3.5 Centros de salud.....	3

1.4	Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura.....	3
1.4.1	Necesidades.....	3
1.4.2	Priorización de necesidades.....	4
2	SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	
2.1	Diseño del puente peatonal de la aldea Caclahib.....	5
2.1.1	Descripción del proyecto.....	5
2.1.2	Determinación de la crecida máxima.....	5
2.1.2.1	Método sección pendiente.....	6
2.1.3	Levantamiento topográfico.....	7
2.1.4	Selección del tipo de estructura.....	8
2.1.5	Diseño de la superestructura.....	8
2.1.5.1	Losa.....	8
2.1.5.2	Viga.....	15
2.1.5.3	Barandal.....	24
2.1.6	Diseño de la subestructura.....	26
2.1.6.1	Estribo de concreto ciclópeo.....	27
2.1.6.2	Viga de apoyo.....	33
2.1.6.3	Muro de protección 1.....	37
2.1.6.4	Muro de protección 2.....	41
2.1.7	Elaboración del presupuesto.....	42
2.2	Diseño del pavimento rígido del barrio San Luis de la cabecera municipal de San Juan Chamelco.....	43
2.2.1	Descripción del proyecto.....	43
2.2.1.1	Condiciones actuales de la subrasante.....	43
2.2.1.2	Planimetría.....	43
2.2.1.3	Altimetría.....	43

2.2.2	Ensayos de laboratorio.....	44
2.2.2.1	Ensayos de granulometría.....	44
2.2.2.2	Límites de Atterberg.....	44
2.2.2.3	Compactación o proctor.....	45
2.2.2.4	Valor soporte relativo.....	45
2.2.2.5	Análisis de resultados.....	46
2.2.3	Elementos estructurales del pavimento rígido.....	46
2.2.3.1	Subrasante.....	47
2.2.3.2	Base.....	47
2.2.3.3	Cuneta.....	48
2.2.3.4	Juntas.....	49
2.2.3.4.1	Juntas longitudinales.....	49
2.2.3.4.2	Juntas transversales.....	50
2.2.3.4.3	Juntas de expansión.....	51
2.2.3.4.4	Juntas transversales de construcción...	52
2.2.3.4.5	Juntas longitudinales de construcción...	53
2.2.3.5	Sellantes.....	53
2.2.3.6	Tiras de respaldo.....	55
2.2.4	Diseño del pavimento rígido.....	55
2.2.4.1	Diseño del pavimento rígido por el método	
2.2.4.2	Diseño de juntas.....	63
2.2.4.3	Diseño de mezcla para pavimento rígido.....	63
2.2.5	Elaboración del presupuesto.....	67
2.3	Diseño del drenaje pluvial del barrio San Luis, municipio de San Juan Chamelco.....	69
2.3.1	Descripción del proyecto.....	69
2.3.2	Tipo de sistema a utilizar.....	69
2.3.3	Áreas de influencia.....	69
2.3.4	Puntos de desfogue.....	69
2.3.5	Normas de diseño.....	70

2.3.5.1	Velocidad máxima y mínima para alcantarillado....	70
2.3.5.2	Diámetros mínimos para alcantarillado.....	71
2.3.5.3	Tiempo de concentración.....	71
2.3.5.4	Profundidad de tubería.....	71
2.3.5.5	Pozos de visita.....	72
2.3.5.6	Tragantes.....	73
2.3.5.7	Caída o cambio de pendiente.....	73
2.3.6	Diseño hidráulico.....	74
2.3.6.1	Coeficiente de escorrentía.....	74
2.3.6.2	Intensidad de lluvia.....	76
2.3.6.3	Tiempo de concentración.....	77
2.3.6.4	Pendiente del terreno.....	78
2.3.6.5	Caudal de diseño	78
2.3.6.6	Velocidad del flujo a sección llena.....	79
2.3.7	Elaboración del presupuesto.....	82
CONCLUSIONES	83
RECOMENDACIONES	84
BIBLIOGRAFIA	85
APÉNDICES	86

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Detalle del espesor de losa	10
2	Detalle de análisis de losa	10
3	Dimensiones finales de viga y losa	16
4	Elementos que contribuyen a la integración de cargas	16
5	Distribución de la carga sobre la viga	18
6	Distribución del acero en la viga	21
7	Diagrama de corte de la viga	21
8	Detalle de armado final de la viga	23
9	Detalle del armado losa y viga	23
10	Detalle de la distribución de carga sobre los postes	24
11	Detalle de las fuerzas que actúan en los estribos	27
11	Muro de contención	28
13	Dimensiones del estribo	29
14	Fuerzas y distancias al pivote A	31
15	Dimensiones de la viga de apoyo	33
16	Distribución de cargas sobre la viga principal	34
17	Detalle de armado	36
18	Dimensiones de estribo	37
19	Fuerzas y distancia al pivote A	39
20	Dimensión del muro de protección 2	41
21	Elementos estructurales de una carretera	47
22	Detalle de juntas longitudinales	50
23	Dimensiones del aserrado en juntas de pavimentos	50

24	Detalle de juntas transversales	51
25	Detalle de junta de expansión	52
26	Detalle de junta transversal de construcción	52
27	Detalle de la caja de sello	54
28	Determinación de la reacción K por medio del C.B.R	60
29	Profundidad del la tubería	72
30	Caída o cambio de pendiente	74

TABLAS

I	Resumen de las necesidades generales	4
II	Datos de diseño	8
III	Momentos alrededor del pivote A	32
IV	Momentos alrededor del pivote A	39
V	Dimensiones de machihembrado de losa	49
VI	Dimensión de la caja utilizando sellos aplicados en campo	54
VII	Dimensión de la caja utilizando materiales premoldeados	54
VIII	Clasificación de los vehículos según su categoría	59
IX	Tipos de suelos de subrasante y valores aproximados de K	61
X	Valores de K para diseño sobre bases granulares	61
XI	Valores de K para diseño sobre bases de suelo – cemento	62
XII	Pavimentos con junta trave de agregados, categoría 2	62
XIII	Asentamiento aferente al uso de estructura	65
XIV	Resistencia del concreto con relación agua cemento	65
XV	Tipos de asentamiento dependiendo del agregado	66
XVI	Porcentaje de arena dependiendo del tamaño de agregado	66
XVII	Velocidades máximas de acuerdo a la resistencia de material	70
XVIII	Diámetro y profundidades mínimas	71
XIX	Diámetros de acuerdo al colector de entrada	74
XX	Coefficiente de escorrentía	75
XXI	Intensidad de lluvia	76

LISTA DE SÍMBOLOS

δ	Ángulo de fricción de la presión activa con el muro
α	Ángulo de la superficie del suelo
μ	Coefficiente de fricción del suelo
η	Coefficiente de rugosidad
γ	Peso específico
A	Área
As	Área de acero
Asmin	Área de acero mínimo
Asmx	Área de acero máximo
b	Base
C	Coefficiente de escurridad
Cm	Carga muerta
Cu	Carga última
Cv	Carga viva
d	Peralte
F_c	Resistencia a compresión del concreto
F_y	Resistencia a fluencia del acero
I	Intensidad de lluvia
ka	Coefficiente activo
Kh	Coefficiente sísmico horizontal
Kp	Coefficiente pasivo
Kv	Coefficiente sísmico vertical

Mu	Momento último
P	Carga puntual
Pa	Presión activa
Pp	Presión pasiva
Q	Caudal a sección llena
R	Radio hidráulico
S	Pendiente
Tc	Tiempo de concentración
Td	Tiempo de recorrido
V	Velocidad a sección llena
V	Velocidad a sección parcial
Va	Corte actuante
Vr	Corte resistente del concreto
Vs	Valor soporte del suelo
W	Carga distribuida

GLOSARIO

Compactación	Proceso mecánico de reducir la relación de vacíos de los suelos al aumentar la densidad seca del material de los suelos y su resistencia a las cargas aplicadas.
Consolidación	Proceso por medio del cual se reduce la relación de vacíos de un suelo. Mediante la aplicación de cargas verticales por el propio peso del suelo, en un tiempo indeterminado se compacta solo.
Cota de cimentación	Lecho a la parte baja de la excavación donde se asientan las cimentaciones de los estribos, pilas y aletones.
Factor de rugosidad	Factor que expresa cuán lisa es una superficie.
Fórmula de Manning	Fórmula para encontrar la velocidad de un flujo a cielo abierto. Relaciona rugosidad, pendiente y radio hidráulico de la sección.
Intensidad de lluvia	Cantidad de lluvia que cae en un área por unidad de tiempo.
Muro de contención	Estructura permanente y relativamente rígida de mampostería, concreto masivo o reforzado, que soporta o sostiene una masa de suelo.

Período de diseño	Tiempo durante el cual el sistema prestará un servicio eficiente.
Red de alcantarillado	Red de tuberías, canales, pozos de visita y obras, accesorios que sirven para drenar o desalojar aguas de lluvia o negras.
Subestructura	Es la parte inferior del puente, formada por las cimentaciones, estribos, pilas y aletones.
Superestructura	Parte del puente compuesta por el piso y la estructura que a la vez soporta el piso.
Tirante	Altura de las aguas negras dentro de la alcantarilla
Topografía	Ciencia y arte de determinar posiciones relativas de puntos situados encima de la superficie terrestre y debajo de la misma.

RESUMEN

El presente documento consta del diseño de un puente peatonal en la aldea Caclahib, pavimento rígido y drenaje pluvial del barrio San Luis del municipio de San Juan Chamelco, departamento de Alta Verapaz.

En el diseño del puente peatonal se definió la crecida máxima por el método de sección pendiente para determinar la altura óptima de la superestructura. El diseño de la superestructura (losa, viga y barandal) y la subestructura (cortina, viga de apoyo y estribos) se hizo con base a las normas ACI y AASHTO.

El tipo de pavimento diseñado es de concreto hidráulico con un espesor de 15 centímetros y una base de 5 centímetros. En el diseño se utilizó el método simplificado de la PCA.

Para el efecto se aplicarán los resultados del estudio de suelos obtenidos previamente, que consistieron en ensayos de granulometría, límites de Atterberg, proctor modificado y C.B.R.

El diseño del drenaje pluvial se realizó con tubería de alcantarillado de concreto, y tragantes de mampostería de ladrillo de barro cocido. Se verificó que cumplieran con las velocidades mínimas y máximas, tomando profundidades adecuadas para la colocación de la tubería de concreto.

OBJETIVOS

- **Generales**

Diseñar el puente peatonal en la aldea Caclahib, pavimento rígido y drenaje pluvial del barrio San Luis del municipio de San Juan Chamelco, departamento de Alta Verapaz.

- **Específico**

Desarrollar una investigación monográfica y diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de San Juan Chamelco.

INTRODUCCIÓN

El municipio de San Juan Chamelco se encuentra ubicado en el departamento de Alta Verapaz, a 8 kilómetros de la cabecera departamental y a unos 258 kilómetros de la capital de Guatemala. El clima de esta región es templado.

De acuerdo a las necesidades detectadas en el municipio se establecieron que las más urgentes a resolver son: el diseño de un puente peatonal en la aldea Caclahib, el pavimento rígido y el drenaje pluvial del barrio San Luis de la cabecera municipal.

Las actividades principales del presente trabajo están orientadas a plantear soluciones factibles a estos problemas. Para el efecto, en la primera parte se presenta la monografía y el diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura del lugar en estudio.

En la segunda parte se presentan el diseño, presupuesto y planos del puente peatonal, pavimento rígido y drenaje pluvial.

1. INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía de la aldea Caclahib, departamento de Alta Verapaz

1.1.1 Aspectos históricos

La aldea Caclahib fue fundada en el año 2000.

1.1.2 Origen del nombre

El origen se debe a que en el lugar existían demasiadas serpientes conocidas como kaqwal. Según los pobladores del lugar, dichas serpientes alejaban la precipitación de las lluvias, a través del humo que producían.

1.2 Aspectos físicos

1.2.1 Ubicación geográfica

La comunidad de Caclahib pertenece al municipio de San Juan Chamelco, departamento de Alta Verapaz.

1.2.2 Distancia relativa

La cabecera departamental de Cobán dista a 250 kilómetros de la capital de Guatemala. La aldea Caclahib se encuentra a 23 kilómetros de la cabecera departamental.

1.2.3 Extensión territorial

El área que ocupa la aldea Caclahib es de 25 manzanas.

1.2.4 Clima

Por la zona de vida donde se encuentra ubicada la comunidad, se registran temperaturas que oscilan entre los 16 a 23 grados centígrados.

El clima es templado. Las lluvias se extienden de abril a septiembre; algunos años finalizan en noviembre.

1.2.5 Población

De acuerdo a los datos recabados por la Municipalidad de San Juan Chamelco, la cantidad de habitantes en la aldea Caclahib es de 82 habitantes.

1.2.6 Actividades económicas

La economía está basada en la venta de madera y maíz.

1.3 Servicios

1.3.1 Vías de acceso

La aldea Caclahib tiene acceso por carretera de terracería, la que inicia en la cabecera municipal de San Juan Chamelco.

1.3.2 Agua potable

La aldea cuenta con un sistema de agua potable que abastece a la totalidad de la población.

1.3.3 Saneamiento básico

La disposición de excretas se hace por medio de letrinas de pozo ventilado.

1.3.4 Centros educativos

La aldea cuenta con una escuela de nivel primario.

1.3.5 Servicio de salud

Cuenta únicamente con el servicio de promotores de salud.

1.4 Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura

1.4.1 Necesidades

De acuerdo con la información aportada por la unidad técnica municipal de San Juan Chamelco, las necesidades se encuentran clasificadas en el siguiente cuadro de resumen.

Tabla I. Resumen de las necesidades generales

Lugar	Proyecto
San Juan Chamelco	<ul style="list-style-type: none">- Pavimentación de calles- Mejoramiento del cementerio
Aldeas	<ul style="list-style-type: none">- Molinos de nixtamal- Letrinas- Energía eléctrica- Carreteras- Agua potable- Puentes peatonales- Escuelas- Canchas deportivas- Institutos de nivel medio- Parques recreativos

1.4.2 Priorización de necesidades

Dentro de las necesidades de los pobladores están: molinos de nixtamal, escuelas, agua potable, mejoramiento de carretera, letrinas y puentes peatonales. En lo referente a la cabecera municipal, se menciona la pavimentación de sus calles.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño del puente peatonal de la aldea Caclahib

2.1.1 Descripción del proyecto

El puente peatonal consta de superestructura (losa, viga y barandal) de concreto armado y la subestructura (viga de apoyo y estribos de concreto ciclópeo). Fue diseñado con base en las normas del ACI 318 – 83 y AASTHO. Tiene una longitud de 5 m y un ancho de 1.60 metros con pasamanos de tubo de HG de 1". Se consideró para su diseño una carga viva de 415 kg/m². A este proyecto se le incorporó el diseño de un muro de protección para evitar las inundaciones del lugar, el cual tiene una longitud de 8 metros lineales y será de concreto ciclópeo.

2.1.2 Determinación de la crecida máxima

La información que proporciona la crecida máxima es indispensable cuando definen las características de la obra, porque este dato permite prever las dimensiones de la obra para que no sea destruida por las corrientes de agua en época de lluvia.

Existen varios procedimientos para estimar el caudal en las crecidas máximas, pero en el presente estudio se eligió el método de sección pendiente por la falta de información hidrológica que existe en el lugar.

2.1.2.1 Método sección pendiente

Este método es utilizado para determinar la crecida máxima de un río cuando no se cuenta con la información hidrológica necesaria.

Para determinar la crecida por este método es necesario establecer la máxima altura de agua alcanzada por una corriente en el pasado, ya sea buscando señales que han dejado, grandes crecidas o informaciones basadas en investigaciones del lugar.

De la altura máxima se obtiene el valor del área A de la sección de la corriente, de la misma forma como se hace en aforos para obtener el caudal máximo por medio de la fórmula $Q = V * A$. El valor de la velocidad V de la corriente se obtiene por medio de la fórmula de Manning.

$$V = 1/n (R^{2/3}) (s^{1/2})$$

V = Velocidad en m/s

R = Radio hidráulico en metros

S = Pendiente

n = Coeficiente de rugosidad

R = perímetro mojado en metros

a) Cálculo de la pendiente

$$S = 100 (\text{cota superior} - \text{cota inferior}) / \text{distancia horizontal}$$

$$S = 100 (497.4 - 497.20) / 26$$

$$S = 1.53 \%$$

b) Cálculo del área

$$A = (\text{base}) (\text{altura})$$

$$A = (2) (1.5)$$

$$A = 3 \text{ m}^2$$

c) Cálculo del radio hidráulico

$$R = \text{Área} / \text{perímetro mojado}$$

$$R = 3 / 5$$

$$R = 0.6 \text{ m}$$

d) Cálculo del caudal

$$V = (1/0.04) (0.6^{2/3}) (0.0153^{1/2})$$

$$V = 2.19 \text{ m/s}$$

$$Q = V * A$$

$$Q = 2.19 \text{ m/s} * 3 \text{ m}^2$$

$$Q = 6.59 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con base en este dato la altura del puente es 2.05 m con respecto al lecho del río.

2.1.3 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico constituye uno de los elementos básicos para realizar el diseño de puentes, puesto que proporciona datos necesarios para la determinación de la geometría de las partes constitutivas del puente.

Para el presente estudio se realizó un levantamiento de primer orden, debido a que no se poseía ningún plano de las áreas.

El equipo utilizado fue el siguiente:

1 teodolito marca Wild T1

1 cinta métrica de 50 mts

- 2 estadales
- 3 plomadas
- 1 nivel

Del levantamiento efectuado se obtuvieron el plano de localización y secciones transversales del puente, los cuales se presentan el apéndice B.

2.1.4 Selección del tipo de estructura

Para la determinación del tipo de estructura se buscó una simple, pero que a la vez diera seguridad a las personas. Se eligió la viga rectangular y losa.

2.1.5 Diseño de la superestructura

La superestructura está compuesta por losa y viga de concreto reforzado.

2.1.5.1 Losa

Tabla II. Datos de diseño

Datos	
Luz libre	5 m
Ancho total	1.6 m
Resistencia del concreto	210 kg/cm ²
Resistencia del acero	2810 kg/cm ²
Capacidad soporte del suelo	15000 kg/m ²
Peso específico del suelo	1500 kg/m ³
Peso específico del concreto	2400 kg/m ³
Peso específico del concreto ciclópeo	2600 kg/m ³
Carga viva	415 kg/m ²

a) Dimensionamiento

Para el dimensionamiento de la losa se consideró lo recomendado por el ACI 318-83 y por AASTHO.

Requisitos de ACI 318-83:

Espesor para el voladizo = $L/10$

Donde L = es la porción del voladizo propuesto.

El espesor mínimo no puede ser menor de 9 cm.

Requisito de AASTHO:

Espesor mínimo de losa para puente vehicular es de 17 cm.

Datos:

$L = 70$ cm

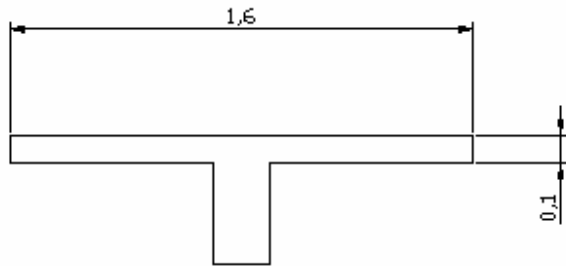
Espesor = 70 cm/10

Espesor = 7 cm.

Como 7 cm no cumple con lo mínimo mencionado por ACI, se asumen 10 cm de espesor.

La razón por la cual no se aplica el criterio de AASHTO es porque se trata de puente peatonal. La dimensión final de la losa queda de la forma siguiente:

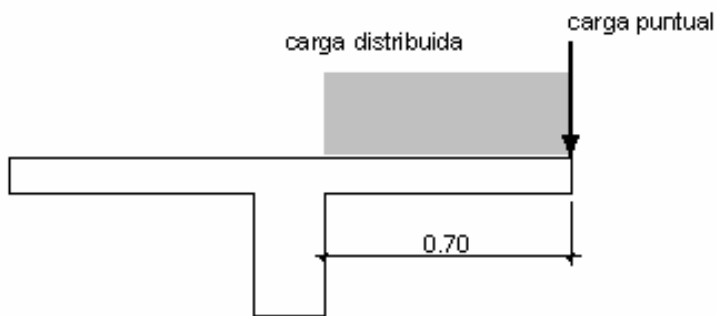
Figura 1. Detalle del espesor de losa



b) Cálculo del refuerzo

Se diseña en voladizo como se muestra en la figura 2.

Figura 2. Detalle de análisis de losa



La carga distribuida está integrada por el peso propio de losa y la carga viva.

Carga muerta:

$C_m \text{ losa} = (\text{espesor de losa}) (\text{lado corto de la losa}) (\text{lado largo de la losa}) (\gamma \text{ concreto})$

$C_m \text{ losa} = 0.10 \text{ m} * 0.70 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2400 \text{ kg /m}^3$

Cm losa = 168 kg

Cm losa por metro lineal = Cm losa / lado corto de la losa

Cm losa por metro lineal = 168 / 0.7

Cm losa por metro lineal = 240 kg / m

Cm de los postes = (área de la sección) (longitud de poste) (No. postes) (γ concreto)

Cm de los postes = 0.10 m * 0.10 m * 1.20 m * 3 * 2400 kg/m³

Cm de los postes = 86.40 kg

Cm de los pasamanos = (No. pasamanos) (longitud del pasamanos) (peso por metro lineal)

Cm de los pasamanos = 3 * 5 m * 2 kg/m

Cm de los pasamanos = 30 kg

Cm puntual = Cm de postes + Cm de pasamanos

Cm puntual = 86.40 kg + 30 kg

Cm puntual = 116.40 kg

Cm puntual por metro lineal = Cm puntual total / lado largo de la losa

Cm puntual por metro lineal = 116.40 kg / 5 m

Cm puntual por metro lineal = 23.28 kg/ml

Carga Viva:

Para la carga viva se considera 415 kg/m² según AASHTO.

Cv por metro lineal = ((415 kg/m²)(metros cuadrados de losa analizada))/lado corto de la losa.

Metros cuadrados de losa analizada = lado corto de la losa * lado largo de la losa.

Metros cuadrados de losa analizada = 0.70 m * 1 m

Metros cuadrados de losa analizada = 0.70 m^2

C_v por metro lineal = $(415 \text{ kg/m}^2 * 0.7 \text{ m}^2) / 0.7 \text{ m}$

C_v por metro lineal = 415 kg/m

Carga última distribuida:

$C_u = 1.4 C_m + 1.7 C_v$

$C_u = 1.4 (240 \text{ kg/m}) + 1.7 (415 \text{ kg/m})$

$C_u = 1041.50 \text{ kg/m}$

Carga última puntual:

$C_u = 1.4 \text{ cm}$

$C_u = 1.4 (23.28)$

$C_u = 32.592 \text{ kg/m}$

Momento último:

$M_u = wL^2/2 + pL$

Donde:

W = carga última distribuida

L = longitud de lado corto de la losa en metros

P = carga última puntual en kilogramos

$M_u = (1041.50 * 0.7^2) / 2 + 32.592 * 0.7$

$M_u = 277.98 \text{ kg - m}$

c) Cálculo del refuerzo a flexión

Datos:

$$M_u = 277.98 \text{ kg} - \text{m}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 7 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ min} = 40\% \cdot 14.1 / f_y \cdot b \cdot d$$

$$A_s \text{ min} = 0.4 \cdot 14.1 / 2810 \cdot 100 \cdot 7$$

$$A_s \text{ min} = 1.435 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ max} = \rho_{\text{max}} \cdot b \cdot d$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.5 \rho_{\text{bal}}$$

$$\rho_{\text{bal}} = (0.85^2 \cdot 210 \cdot 6090) / 2810(2810 + 6090)$$

$$\rho_{\text{bal}} = 0.037$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.5 \rho_{\text{bal}}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.5 \cdot 0.037$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.018$$

$$A_s \text{ max} = 100 \cdot 7 \cdot 0.018$$

$$A_s \text{ max} = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = [b \cdot d - \sqrt{(b \cdot d)^2 - M_u / 0.003825 \cdot f'_c}] \cdot 0.85 \cdot f'_c / f_y$$

$$A_s = [100 \cdot 7 - \sqrt{(100 \cdot 7)^2 - (277.98 \cdot 100) / 0.003825 \cdot 210}] \cdot 0.85 \cdot 210 / 2810$$

$$A_s = 1.599 \text{ cm}^2$$

Separación del refuerzo

El área de acero está entre el A_s min y A_s max, con lo cual se cumple con el requerimiento que ACI establece.

$$2.27 \text{ cm}^2 \text{ -----} 100 \text{ cm}$$

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

$$X = 31.25 \text{ cm}$$

Como la separación máxima, según recomendaciones del ACI 318-83, es de $3t$

$S_{\text{max}} = 3(10 \text{ cm})$, donde t es el espesor de losa.

$$S_{\text{max}} = 30 \text{ cm}$$

Proposición: 1 No.3 a cada 0.3 m

d) Refuerzo longitudinal

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 b * t$$

Donde:

b = base de 100 centímetros

t = espesor de losa 10 centímetros

El valor de la base se considera para 100 centímetros

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 * 100 \text{ cm} * 10 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ temp}} = 2 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Considerando una varilla No.3

$$2 \text{ cm}^2 \text{ -----} 1 \text{ m}$$

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

$$X = 0.35 \text{ m} > \text{espaciamiento máximo } 3t \text{ (} 30 \text{ cms)}$$

Se toma 30 cms.

Distribución propuesta: 1 No.3 a cada 0.3 m en el sentido longitudinal.

2.1.5.2 Viga

a) Predimensionamiento de la viga

Según ACI para vigas simplemente apoyadas, se considera:

$H = L/16$ donde: L = longitud de la viga, H = altura de la viga

Este criterio se usa para no chequear deflexiones.

Para la base de la viga se consideró el criterio mencionado en el texto de concreto reforzado de Nawy, que dice:

$b./d = (0.25 - 0.6)$ b. = base de la viga d = peralte de la viga.

Datos:

L = 5 m

$H = L/16$

$H = 5\text{m} / 16$

$H = 0.313\text{ m}$

Por conveniencia se asume H = 45 cms, peralte de 39 cms y un recubrimiento de 6 cms.

La relación b/d queda:

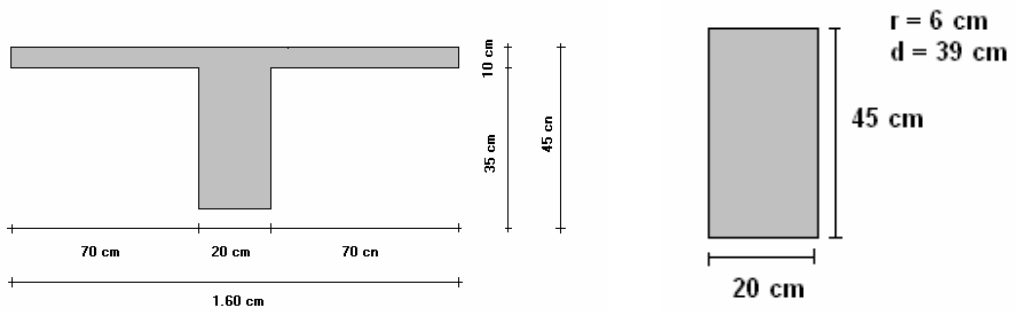
b. = 20 cms valor asumido.

d. = 39 cms

$20/39 = 0.51$, que queda dentro del rango (0.25-0.6)

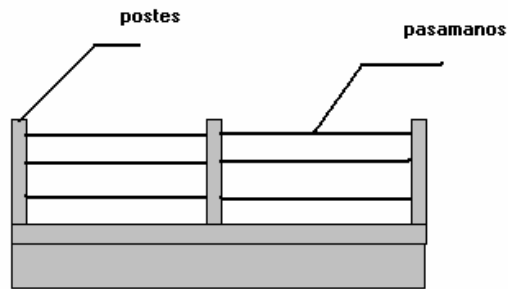
Las dimensiones de viga y losa quedan de la forma siguiente:

Figura 3. Dimensiones finales de viga y losa



b) Integración de cargas

Figura 4. Elementos que intervienen en la integración de cargas



Para la integración de cargas se considera lo siguiente:

Cargas muertas:

Peso de la losa = 1680 kg

Peso de la viga = (volumen) (peso específico del concreto)

Peso de la viga = $(0.45 \text{ m}^3) (2400 \text{ kg/m}^3)$

Peso de la viga = 1080 kg

Peso de los postes = 172.80 kg

Peso de los pasamanos = 60 kg

Carga muerta total = sumatoria de todos los pesos

Carga muerta total = 2992.80 kg

Carga muerta por metros lineal = carga muerta total / luz del puente

Carga muerta por metro lineal = $2992.80 \text{ kg} / 5 \text{ m}$

Carga muerta por metro lineal = 598.56 kg / m

Carga viva:

Para la carga viva se considera 415 kg/m^2 sugerido por AASHTO.

Carga viva por metro lineal = (carga viva por metros cuadrados) (ancho del puente)

Carga viva por metro lineal = $(415 \text{ kg/m}^2)(1.60 \text{ m})$

Carga viva por metro lineal = 664 kg/m

Carga última:

La carga última viene dada por la fórmula siguiente:

$$C_u = 1.4 C_m + 1.7 C_v$$

C_m = Carga muerta por metro lineal

C_v = carga viva por metro lineal

C_m = 598.56 kg/m

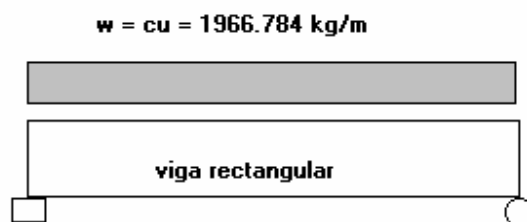
C_v = 664 kg/m

$C_u = 1.4 (598.56) + 1.7 (664)$

$$C_u = 1966.784 \text{ kg/m}$$

La C_u será la carga distribuida sobre la viga rectangular, como se aprecia en siguiente esquema.

Figura 5. Distribución de la carga sobre la viga



Momento último:

Para encontrar el momento último se considera la viga simplemente apoyada.

Momento positivo:

$$M_u = (wL^2)/8$$

Donde:

L = longitud de la viga

W = carga distribuida o carga última

$$L = 5 \text{ m}$$

$$W = 1966.784 \text{ kg /m}$$

$$M_u = ((1966.784)(5^2))/8$$

$$M_u = 6146.188 \text{ kg – m}$$

c) Cálculo del refuerzo a flexión

Datos:

$$M_u = 6146.188 \text{ kg-m}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2810 \text{ kg /cm}^2$$

$$b. = 20 \text{ cm}$$

$$d = 39 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 6 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ min} = (14.1/f_y)(bd)$$

$$A_s \text{ min} = (14.1/2810)(20)(39)$$

$$A_s \text{ min} = 3.914 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ max} = \rho_{\text{max}} * b*d$$

$$\rho_{\text{bal}} = (B1^2 * f'_c * 6090) / f_y (f_y + 6090)$$

Donde:

$$B1 = 0.85$$

$$\rho_{\text{bal}} = (0.85^2 * 210 * 6090) / 2810 (2810 + 6090)$$

$$\rho_{\text{bal}} = 0.037$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.5 \rho_{\text{bal}}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.5 * 0.037$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.018$$

$$A_s \text{ max} = 20 * 39 * 0.018$$

$$A_s \text{ max} = 14.409 \text{ cm}^2$$

$$A_s = [bd - \sqrt{(bd)^2 - M_u / 0.003825 f'_c}] * 0.85 f'_c / f_y$$

$$A_s = [20 * 39 - \sqrt{(20 * 39)^2 - (6146.188 * 100) / 0.003825 * 210}] * 0.85 * 210 / 2810$$

$$A_s = 6.68 \text{ cm}^2$$

El área de acero queda entre el $A_{s \text{ min}}$ y $A_{s \text{ max}}$, con lo cual se cumple con el requerimiento de ACI.

Refuerzo cama inferior en apoyos:

$$0.5 A_s (+)$$

ó

$A_{s \text{ min}}$.

De las dos áreas se selecciona la mayor:

$$0.5 (6.68 \text{ cm}^2) = 3.34 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ min}} = 3.914 \text{ cm}^2$, se opta por el acero mínimo, equivalente a 2 No.5, las cuales se colocan corridas.

$$A_{s \text{ rieles}} = A_{s \text{ total}} - A_{s \text{ corrido}}$$

$$A_{s \text{ rieles}} = 6.68 - 3.96$$

$$A_{s \text{ rieles}} = 2.72 \text{ cm}^2$$

Proposición: 1 No.6 (2.85 cm^2)

Requisitos para la cama superior:

$A_{s \text{ min}}$

ò

$$0.33 A_s (+)$$

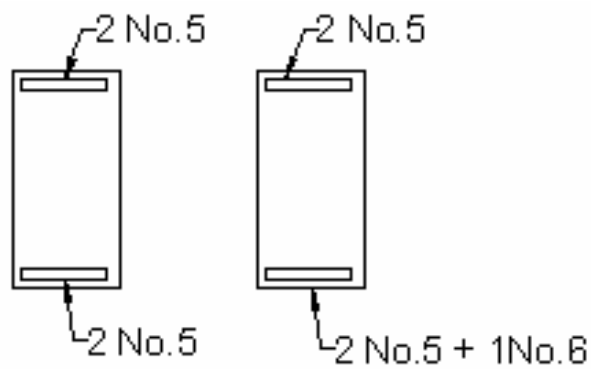
De las dos áreas se selecciona la mayor.

$$A_{s \text{ min}} = 3.914 \text{ cm}^2$$

$0.33 (6.68) = 3.34 \text{ cm}^2$, se opta por $A_{s \text{ min}}$, equivalente a 2 No.5 corridas.

El armado queda de la forma siguiente:

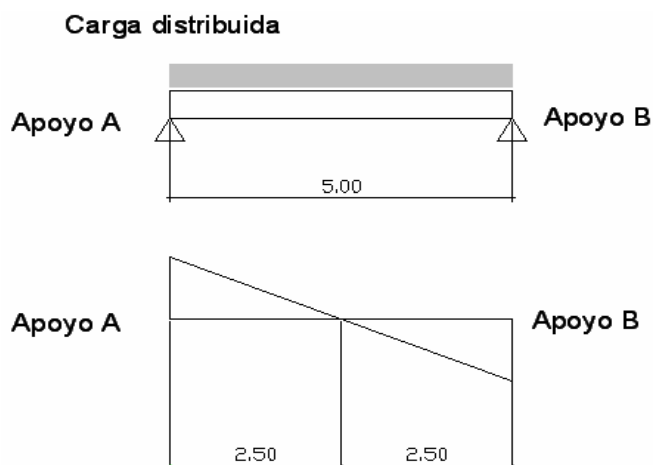
Figura 6. Distribución del acero en la viga



d) Refuerzo a corte

Para determinar el refuerzo a corte, se grafica la forma en que se comporta la carga distribuida última sobre la viga analizada.

Figura 7. Diagrama de corte de la viga



$$V_a = w/2$$

Donde:

V_a = corte actuante en kilogramos

W = carga última distribuida en kg/m

L = longitud de la viga

$$V_a = (1966.78 \cdot 5) / 2$$

$$V_a = 4916.95 \text{ kg}$$

$$V_r = \phi 0.53 \sqrt{f_c} b d$$

Donde:

V_r = Corte resistente por el concreto en kilogramos

ϕ = 0.85 por corte.

b = base de 20 cms

d = peralte de 39 cms

f_c = resistencia a compresión de 210 kg/cm²

$$V_r = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 20 \cdot 39$$

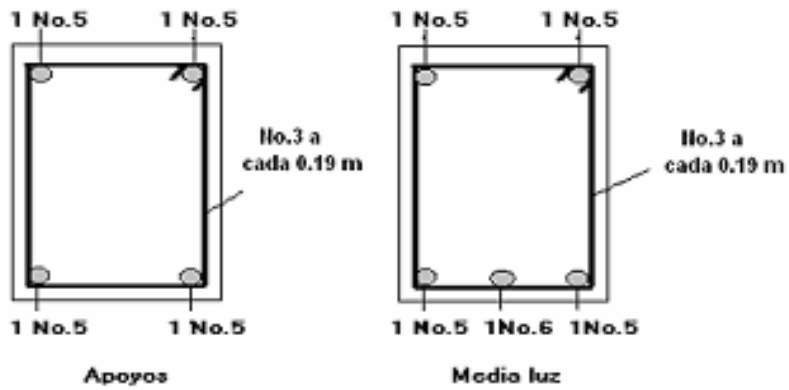
$$V_r = 5092.125 \text{ kg}$$

Como $V_r > V_a$ el concreto resiste la fuerza cortante, se colocará refuerzo mínimo recomendado por ACI 318-83, a $d/2$

Colocar: 1 No.3 a cada 0.19 m

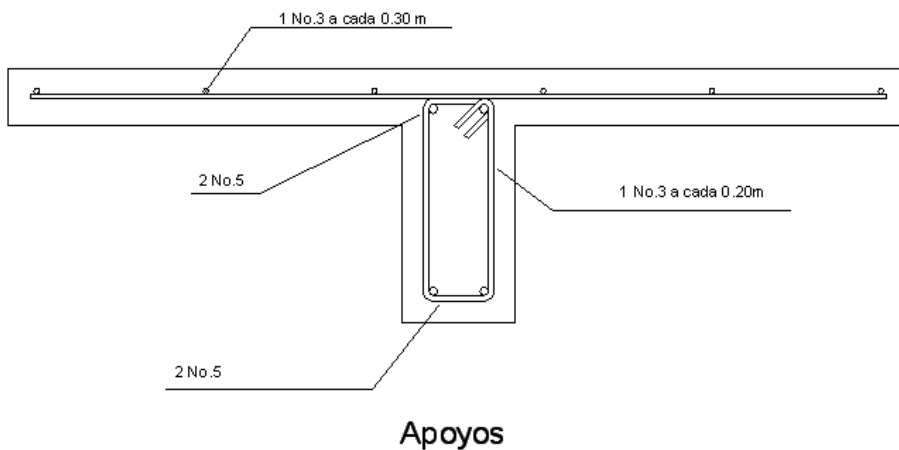
El armado final de la viga:

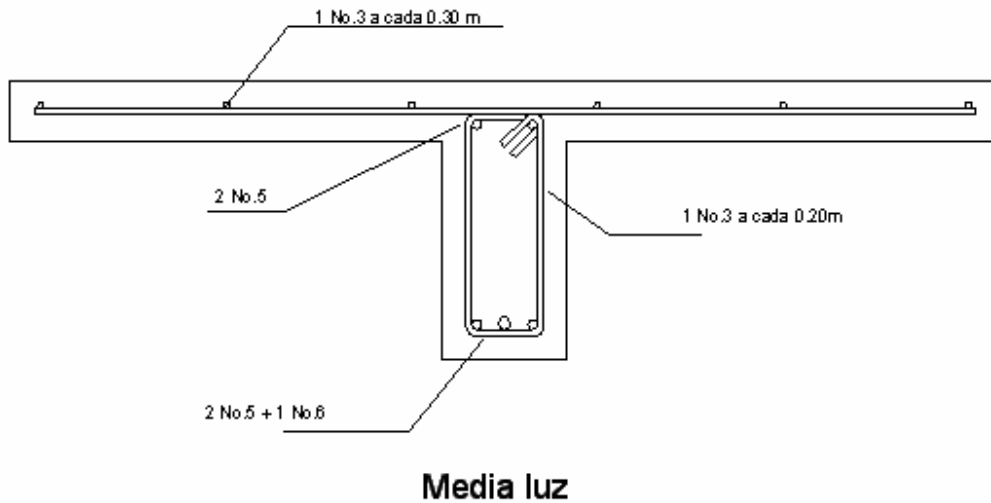
Figura 8. Detalle de armado final de la viga



El armado final viga + losa queda de la forma siguiente:

Figura 9. Detalle del armado losa y viga

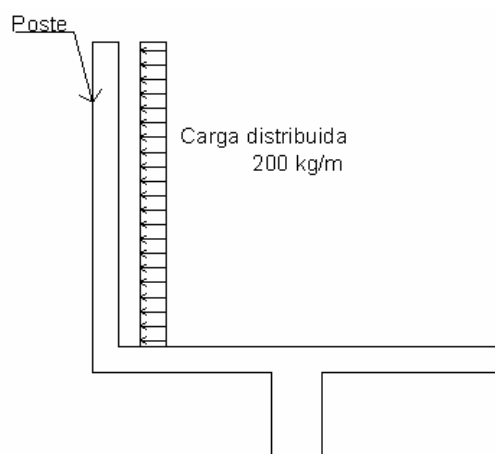




2.1.5.3 Barandal

Para el diseño del poste se asumirá una carga distribuida de 200 kg/m sobre el mismo, como se puede ver en la siguiente figura.

Figura 10. Detalle de la distribución de carga sobre los postes



El poste se analiza como una estructura en voladizo, para lo cual el momento actuante será:

$$M = Wl^2/2 \text{ donde } W = 200 \text{ kg/m } L = 1.20 \text{ m}$$

$$M = ((200)(1.20)^2)/2$$

$$M = 144 \text{ kg - m}$$

Con el momento de 144 kg – m, se determina el área de acero.

a) Cálculo del refuerzo

Datos:

$$M = 144 \text{ kg -m}$$

$$b. = 10 \text{ cm.}$$

$$d. = 7 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ min} = 14.1/f_y bd$$

$$A_s \text{ min} = 14.1/2810 * 10 * 7$$

$$A_s \text{ min} = 0.351 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mx} = \rho_{\text{max}} bd$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.5\rho_{\text{bal}}$$

$$\rho_{\text{bal}} = (0.85^2 * 210 * 6090) / 2810(2810 + 6090)$$

$$\rho_{\text{bal}} = 0.037$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.5\rho_{\text{bal}}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.5 * 0.037$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.018$$

$$A_s \text{ max} = 10 * 7 * 0.018$$

$$A_s \text{ max} = 1.293 \text{ cm}^2$$

$$A_s = [bd - \sqrt{(bd)^2 - M_{ub}/0.003825 f'c}] * 0.85 f'c / f_y$$

$$A_s = [10*7 - \sqrt{(10*7)^2 - (144*10)/0.003825*210}] * 0.85*210/2810$$

$$A_s = 0.90 \text{ cm}^2 \text{ se arma con 2No.3}$$

b) Refuerzo a corte

V_a = corte actuante

V_r = corte resistente

$$V_a = 240 \text{ kg}$$

$$V_r = \phi * 0.53 \sqrt{f'c} b * d$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * 210^{1/2} * 10 * 7$$

$$V_r = 456.98 \text{ kg}$$

El $V_r > V_a$, el concreto resiste al cortante actuante, por lo que se colocarán eslabones No.2 a 0.15 m

2.1.6 Diseño de la subestructura

La subestructura está compuesta por los elementos que soportan el puente, tales como estribos y pilas.

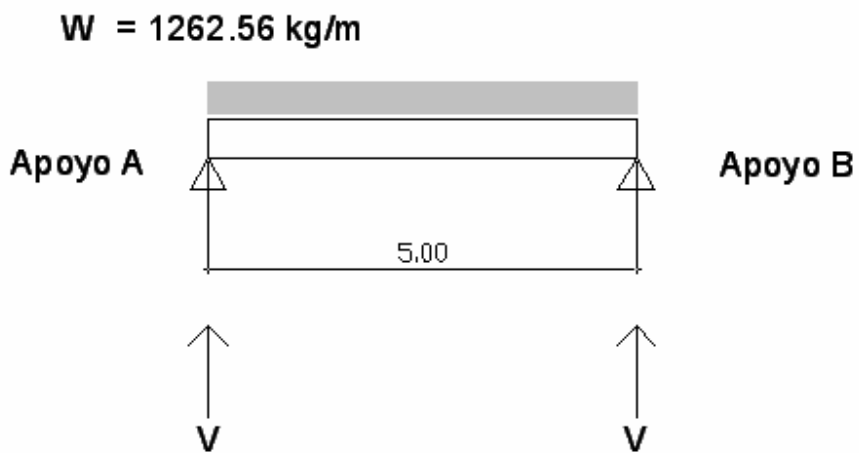
Para el diseño de la subestructura deben tomarse en cuenta los siguientes elementos:

- 1) Tipo y magnitud de cargas
- 2) Características topográficas y geológicas del sitio
- 3) Espacio disponible
- 4) Obras de protección

2.1.6.1 Estribo de concreto ciclópeo

Determinación de la carga actuante sobre el estribo. La carga que transmite la superestructura al estribo se comporta de la siguiente manera.

Figura 11. Detalle de la fuerza que actúa en los estribos



$$V_A = Wl/2 = V_B$$

Donde:

W = carga distribuida, incluyendo solamente la carga muerta y viva reales

L = longitud de la viga

$$W = C_m + C_v$$

$$W = 598.56 + 664$$

$$W = 1262.56 \text{ kg/m}$$

$$V_A = ((1262.56) (5))/2$$

$$V_A = 3156.40 \text{ kg}$$

a) Dimensionamiento del estribo

El dimensionamiento se hizo bajo las siguientes bases establecidas para el diseño de muros de contención:

Donde:

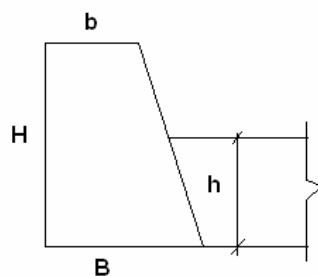
b.= base menor

B = base mayor

H = altura del muro de contención

h. = altura del suelo de sostenimiento del muro.

Figura 12. Muro de contención



b. min = 30 cm

B = 0.5 H a 0.8 H

h.min = 0.5 m

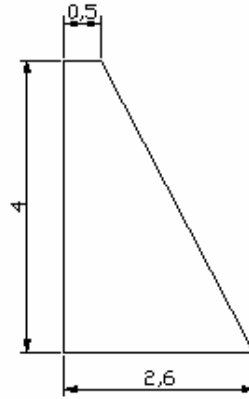
Para este proyecto se consideraron las siguientes dimensiones:

b. = 0.5 m

B = 2.60 m

H = 4 m

Figura 13. Dimensiones del estribo



b) Cálculo del muro por el método de Coulomb.

Datos para el diseño del muro.

$$\gamma_{\text{Piedra}} = 2600 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{Suelo}} = 1500 \text{ kg/m}^3 \text{ (considerando un suelo arcilloso seco)}$$

$$\mu = 0.52$$

$V_s = 15 \text{ ton/m}^3$. Este dato se asumió, ya que el suelo es arcilloso.

$$\phi = 32^\circ \text{ (considerando un suelo arcilloso seco)}$$

$$\beta = 27.69^\circ$$

Donde:

γ_{Piedra} = peso específico del concreto ciclópeo

γ_{Suelo} = peso específico del suelo

μ = coeficiente de fricción

ϕ = ángulo de inclinación del suelo

β = ángulo de la superficie trasera del muro con la vertical

δ = ángulo de fricción de la presión activa con el muro

α = ángulo de la superficie del suelo con la horizontal

b.1) Obtención del coeficiente activo por el método de Coulomb

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi \cdot \beta)}{\cos^2(\beta)\cos(\delta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi \cdot \alpha)}{\cos(\alpha + \beta)\cos(\alpha \cdot \beta)}} \right]^2}$$

$$K_a = \frac{\cos^2(32 \cdot 27.69)}{\cos^2(27.69)\cos(0 + 27.69) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(32 + 0)\sin(32 \cdot 0)}{\cos(0 + 27.69)\cos(0 \cdot 27.69)}} \right]^2}$$

$$K_a = 0.56$$

b.2) Cálculo de presión activa de la tierra

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

$$P_a = \frac{1}{2} * 0.56 * 1500 * 4^2 * 1$$

$$P_a = 1680 \text{ kg}$$

$$P_a (\text{horizontal}) = 1680(\coseno 0) = 1680 \text{ kg}$$

$$P_a (\text{vertical}) = 1680 (\text{seno } 0) = 0 \text{ kg}$$

La presión pasiva no se tomará en cuenta debido a que la mayoría de veces puede ser excavada o socavada por agua inesperada en el futuro.

Con el objeto de simplificar el cálculo del área o sección del muro se ha dividido en tres partes. Se localizaron y calcularon los centros de gravedad aplicando las fuerzas de inercia del muro a los mismos, como sigue:

Fuerzas verticales:

$$W = \gamma V$$

Donde:

γ = peso específico de cada material analizado

V = volumen

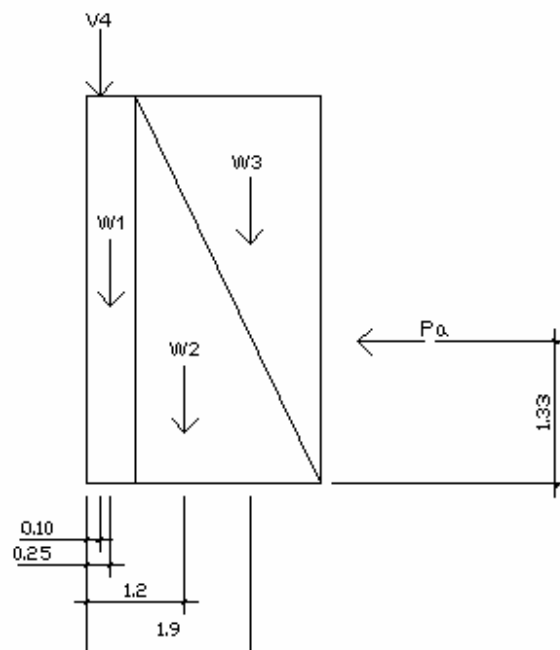
$$W1 = \gamma V1 = 2600 * 0.5 * 4 * 1 = 5200 \text{ kg}$$

$$W2 = \gamma V2 = 2600 * 0.5 * 2.10 * 4 * 1 = 10920 \text{ kg}$$

$$W3 = \gamma V3 = 1500 * 0.5 * 2.10 * 4 * 1 = 6300 \text{ kg}$$

$$V4 = \text{cortante} = 3156.4 \text{ kg}$$

Figura 14. Fuerzas y distancias al pivote A



b.2) Cálculo de momentos alrededor del pivote A

Tabla III. Momentos alrededor del pivote A

Fuerzas	Fuerza horizontal (kg)	Fuerza vertical (kg)	Brazo horizontal (m)	Brazo vertical (m)	Momento de volteo (kg – m)	Momento resistente (kg – m)
Pa (h)	3684			1.33	4899.72	
Pa (v)						
W1 (h)						
W1 (v)		5200	0.25			1300
W2 (h)						
W2 (v)		10920	1.20			13104
W3 (h)						
W3 (v)		6300	1.9			11970
V4 (h)						
V4 (v)		3156.4	0.10			315.64
Sumatoria	3684	25576.4			4899.72	26689.40

b.3) Chequeo por volteo

$$F = \frac{\sum Mr}{\sum Mv}$$

$$F = 26689.40 / 4899.72$$

$$F = 5.44 > 1.5$$

Como el resultado es mayor a 1.5 el muro no falla por volteo.

b.4) Chequeo por deslizamiento

$$F = \frac{\mu \sum FV}{\sum FH}$$

$$F = (0.50 \times 25576.4) / 3684$$

$$F = 3.61 > 1.5$$

Como el resultado es mayor de 1.5 no falla por deslizamiento.

b.5) Chequeo por presión

$$a = \frac{\sum Mr \cdot \sum Mv}{\sum FV}$$

$$a = (26689.40 - 4899.72) / 25576.4$$

$$a = 0.85$$

$$3xa = 2.55$$

Como $3xa <$ base del muro, la presión sería la siguiente:

$$P = \frac{2 \sum FV}{3 aB}$$

$$P = (2/3) (25576.4/0.85*2.6)$$

$$P = 7715.44 \text{ kg soporte del suelo que es de } 15000 \text{ kg}$$

Como la presión máxima es menor al valor soporte, el muro es apto.

2.1.6.2 Viga de apoyo

Se deberá colocar viga de apoyo en los muros de carga, debido al aplastamiento que provoca la superestructura.

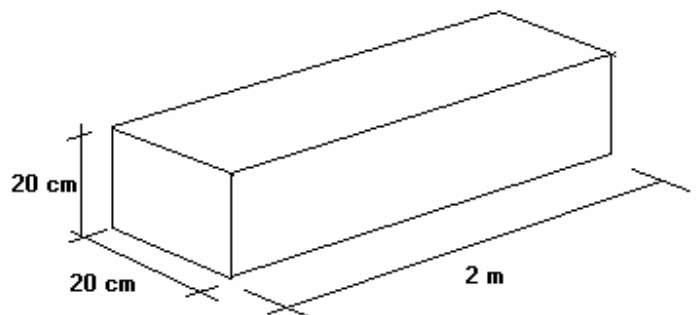
a) Dimensionamiento

Para el dimensionamiento de la misma se tomaron las siguientes bases:

$$B = 2 \text{ cm/ml} * L \text{ viga principal}$$

$$B = 2 \text{ cm/ml} * 5 \text{ m}$$

Figura 15. Dimensiones de la viga



B = 10 cm

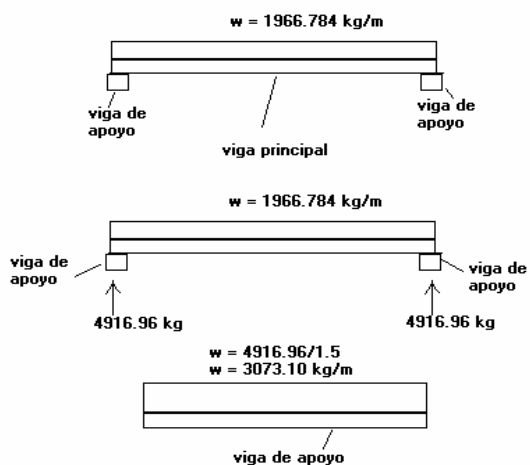
Se asumirá una base de 20 cms

La altura de la viga se consideró también de 20 cm y el largo de 2 m.

b) Integración de cargas

La carga que soportará la viga de apoyo sería la carga muerta y viva afectada por un factor de seguridad. Se considerará la carga distribuida sobre toda la viga.

Figura 16. Distribución de cargas sobre la viga principal



b) Cálculo del refuerzo a corte

El cortante que actúa en la viga sería el siguiente:

$$V_a = WL/2$$

Donde:

$$W = 3073.10 \text{ kg/m}$$

$$L = 1.6 \text{ m}$$

$$V_a = (3073.10) (1.6)/2$$

$$V_a = 2458.48 \text{ kg}$$

El corte que resiste el concreto es el siguiente:

$$V_r = \phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 20 * 15$$

$$V_r = 1958.51 \text{ kg}$$

Como se puede ver el corte $V_a > V_r$. Con lo cual se encuentra el espaciamiento de los estribos necesarios.

$$S = (A_v * F_y * d) / V_s \quad V_s = V_a - V_r$$

Donde:

S = espaciamiento entre estribos.

A_v = área de la varilla en centímetros cuadrados

d. = peralte en centímetros

V_a = corte actuante en kilogramos

V_r = corte resistente en kilogramos

Probando con una varilla No.3 de área 0.71 cm^2

$$S = ((0.71 * 2810 * 15) / (2458.48 - 1958.51))$$

$$S = 59.85 \text{ cms}$$

Como el espaciamiento encontrado es mayor al espaciamiento recomendado por ACI 318-83, colocar un espaciamiento igual a $d/2$.

$$S = d/2$$

$$S = 15 \text{ cm} / 2$$

$$S = 7.5 \text{ cm}$$

Entonces el armado queda de la forma siguiente:

Estribo No.3 a cada 7.5 cm.

c) Cálculo del refuerzo a flexión

Por permanecer la viga apoyada en toda su longitud, se considera acero por temperatura.

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 * b * h$$

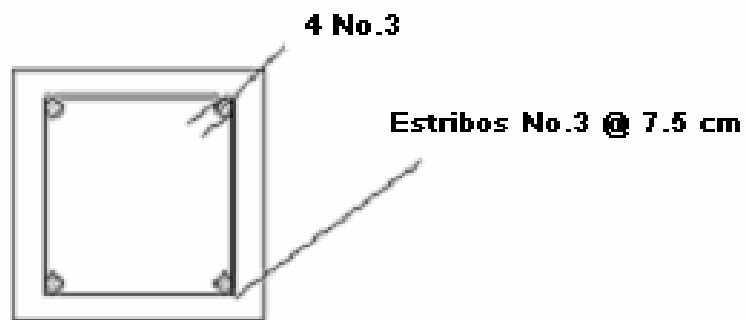
$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 * 20 * 20$$

$$A_{s \text{ temp}} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Colocar 4 varillas No.3 corridas

El armado de la viga queda de la forma siguiente.

Figura 17. Detalle de armado



2.1.6.3 Muro de protección 1

Estos muros servirán de protección a la subestructura. Estarán hechos de concreto ciclópeo y se diseñarán por medio de muros de gravedad.

a) Dimensionamiento

Requisitos para el diseño de muros de gravedad:

$$B = 0.5 H \text{ a } 0.8 H$$

$$b_{\min} = 0.30 \text{ m}$$

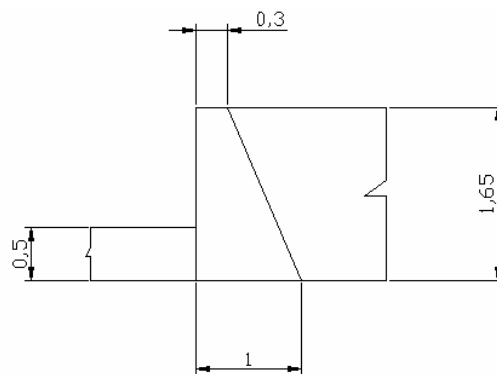
Las dimensiones del muro quedan de la forma siguiente:

$$b_{\min} = 0.30 \text{ m}$$

$$H = 1.65 \text{ m}$$

$$B = 1 \text{ m}$$

Figura 18. Dimensiones del muro de protección 1



Datos para el diseño:

$$V_s = 15 \text{ Ton/m}^3$$

$$\gamma_{CC} = 2600 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1500 \text{ kg/m}^3$$

$$\phi = 32^\circ$$

$$\mu = 0.52$$

b) Coeficientes de Rankine

$$K_a = (1 - \text{seno}\phi) / (1 + \text{seno}\phi)$$

$$K_a = (1 - \text{seno } 32) / (1 + \text{seno } 32)$$

$$K_a = 0.307$$

$$K_p = (1 + \text{seno}\phi) / (1 - \text{seno } \phi)$$

$$K_p = (1 + \text{seno } 32) / (1 - \text{seno } 32)$$

$$K_p = 3.257$$

c) Fuerzas, momentos activos y pasivos.

$$P_a = 0.5 K_a \gamma_{\text{suelo}} H^2$$

$$P_a = 0.5 * 0.307 * 1500 * 1.65^2$$

$$P_a = 626.85 \text{ kg}$$

$$M_a = (1/3)(H)(P_a)$$

$$M_a = (0.33)(1.65)(626.85)$$

$$M_a = 341.31 \text{ kg} - \text{m}$$

$$P_p = 0.5 K_p \gamma_{\text{suelo}} h^2$$

$$P_p = 0.5 * 3.257 * 1500 * 0.5^2$$

$$P_p = 610.688 \text{ kg}$$

$$M_p = (1/3)(h)(P_p)$$

$$M_p = (0.333)(0.5)(610.688)$$

$$M_p = 101.78 \text{ kg} - \text{m}$$

Figura 19. Fuerzas y distancias al pivote A

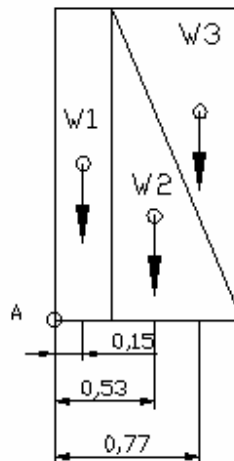


Tabla IV. Momentos alrededor del pivote A

Figura	Volumen (m ³)	Peso específico	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg - m)
1	0.495	2600	1287	0.15	193.05
2	0.577	2600	1500.2	0.53	795.106
3	0.577	1500	865.2	0.77	666.435

$$M_r = 1654.591 \text{ kg} - \text{m}$$

$$FV = 3652.7 \text{ kg}$$

d) Chequeo por presión

$$a. = (M_r + M_p - M_a)/FV$$

$$a. = (1654.591 + 101.778 - 341.31)/3652.7$$

$$a. = 0.387$$

Si $3a > B$ entonces la presión actuante queda de la siguiente manera ;

$$P1 = \sum FV/A + \sum FV (B/2 - a)/B^2/6$$

$$P2 = \sum FV/A - \sum FV (B/2 - a)/B^2/6$$

Si $3a < B$ entonces la presión actuante queda de la siguiente manera:

$$P = (2/3)(\sum W/aB)$$

$$3(0.387) = 1.162 > B$$

$$P1 = \sum FV/A + \sum FV (B/2 - a)/B^2/6$$

$$P1 = 3652.7/1 + 3652.7(1/2 - 0.387)/1^2/6$$

$$P1 = 3652.7 + 2476.53$$

$$P1 = 6129.23 < V_s \text{ sí cumple.}$$

$$P2 = \sum FV/A - \sum FV (B/2 - a)/B^2/6$$

$$P2 = 3652.7 - 2476.53$$

$$P2 = 1176.17 > 0 \text{ sí cumple.}$$

e) Chequeo contra deslizamiento

$$F_s = (F_f + P_p)/P_a > 1.5$$

$$F_f = \mu_t \sum W$$

$$F_f = 0.52 * 3652.7$$

$$F_f = 1899.404 \text{ kg}$$

$$F_s = (1899.404 + 610.68)/626.85$$

$$F_s = 4 > 1.5 \text{ sí cumple}$$

f) Chequeo contra volteo

$$F = M_r/M_v > 1.5$$

$$F = (\sum M_r + M_p)/M_a$$

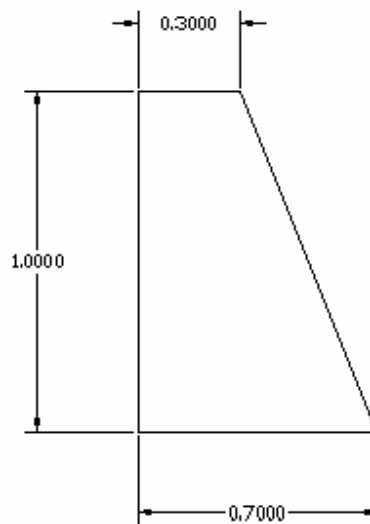
$$F = (1654.59+101.78)/341.31$$

$$F = 5.14 > 1.5 \text{ sí cumple.}$$

2.1.6.4 Muro de protección 2

Para el diseño del muro de protección 2 se aplicó el mismo procedimiento de diseño del muro anterior.

Figura 20. Dimensiones del muro de protección 2.



2.1.7 Elaboración del presupuesto

El presupuesto se elaboró con base en precios unitarios, tomando como información los precios y mano de obra que se maneja en la Municipalidad de San Juan Chamelco. En el mismo se considera un imprevisto del 10% del monto de la obra; no se consideran indirectos por ser obras ejecutables por el Estado.

Renglones de trabajo

Proyecto de construcción del puente peatonal de la aldea caclahib

No.	Descripción del renglón	Cantidad	U	Precio Unitario	Total del sub-renglón	Total renglón (quetzales)
A	Trabajos preliminares					
a.01	Bodega	1	U	Q162.71	Q3,254.20	Q3,254.20
B	Trabajos preliminares					
b.01	Trazos y estaqueado	30	m ²	Q94.82	Q2,844.48	
b.02	Excavación	16.19	m ³	Q85.26	Q1,380.36	
b.03	Relleno	10.49	m ³	Q137.70	Q1,444.47	
b.04	Replanteo topografico	286.88	ml	Q7.34	Q2,105.70	Q7,775.01
C.	Levantado de muro de carga					
c.01	Muro de piedra	154	m ²	Q224.61	Q34,589.94	Q34,589.94
D.	Viga de apoyo					
d.01	Viga	2	ml	Q104.73	Q209.46	Q209.46
E.	Levantado de muro de protección					
e.01	Muro de piedra	21.95	m ²	Q224.61	Q4,930.19	Q4,930.19
F.	Viga principal					
f.01	Viga	5	ml	Q482.90	Q2,414.50	Q2,414.50
G	Losa					
g.01	Losa	7	m ²	Q330.19	Q2,311.33	Q2,311.33
H	Poste de protección					
h.01	Postes de protección	16.8	ml	Q86.21	Q1,448.33	Q1,448.33
I	Colocación de pasamanos					
i.01	Colocación de pasamanos.	6	U	Q4.00	Q24.00	Q24.00
	TOTAL					Q56,956.96

2.2 Diseño del pavimento rígido del barrio San Luis de la cabecera Municipal de San Juan Chamelco

2.2.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un pavimento rígido para el barrio San Luis, el cual tendrá un ancho promedio de 5.70 m, bordillos incorporados, bombeo del 2% y juntas tipo macho hembra.

2.2.1.1 Condiciones actuales de la subrasante

Las condiciones actuales de la subrasante, según los ensayos realizados, está calificada como de buena calidad, con un CBR del 20%.

2.2.1.2 Levantamiento topográfico

2.2.1.2.1 Planimetría

Este trabajo se realizó para obtener una representación gráfica de la planta del terreno, así como localizar la línea central, secciones transversales y la ubicación de los servicios existentes en el barrio de San Luis.

Para el levantamiento se aplicó el método de dobles deflexiones, con el equipo siguiente: teodolito marca Wild, modelo T1, cinta métrica y estatal. Los resultados se presentan en los planos topográficos en el apéndice B.

2.2.1.2.2 Altimetría

Se aplicó el método de nivelación compuesto, con toma de lecturas a cada 10 metros, para tener una mejor aproximación de la subrasante.

El equipo utilizado fue nivel automático marca Wild. Según los resultados, la topografía del terreno se puede clasificar como plana (ver los planos de pavimentación en el apéndice B).

2.2.2 Ensayos de laboratorio

2.2.2.1 Ensayo de granulometría

El conocimiento de la composición granulométrica de un suelo grueso sirve para discernir sobre la influencia que puede tener en la densidad del material compactado.

El análisis granulométrico se refiere a la determinación de la cantidad en porcentaje de diversos tamaños de las partículas que constituyen el suelo. Conocidas las composiciones granulométricas del material se le representa gráficamente. Según los resultados obtenidos en el laboratorio, el suelo posee un 83.9% de arenas, 16.1% de finos y un 0% de gravas. Se clasifica como un suelo limo arenoso color café.

2.2.2.2 Límites de Atterberg

La plasticidad es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse hasta cierto límite. Por medio de ella se mide el comportamiento de los suelos en todas las épocas.

Los resultados del laboratorio indican que el suelo es no plástico, ya que el índice de plasticidad es cero.

2.2.2.3 Compactación o Proctor

La prueba de Proctor se refiere a la determinación del peso por unidad de volumen de un suelo que ha sido compactado por un procedimiento definido para diferentes contenidos de humedad.

En este ensayo se utilizó el Proctor modificado. Los resultados indican que posee un densidad seca máxima de 0.743 t/m^3 , humedad óptima de 80.4%. La humedad que contenga el suelo representa la cantidad de agua necesaria para que el suelo pueda alcanzar el grado máximo de resistencia y acomodo de sus partículas.

2.2.2.4 Valor soporte relativo

El ensayo de razón soporte California (C.B.R) se expresa como un porcentaje del esfuerzo requerido para hacer penetrar un pistón en el suelo que se ensaya, en relación con el esfuerzo requerido para hacer penetrar el mismo pistón hasta la misma profundidad de una muestra patrón de piedra triturada bien graduada.

Para determinar el C.B.R se toma como material de comparación o patrón la piedra triturada bien graduada, que tiene un C.B.R igual al 100%.

Los resultados de laboratorio demuestran que la subrasante tiene un valor soporte del 20%, clasificando a la subrasante como de buena calidad.

2.2.2.5 Análisis de resultados

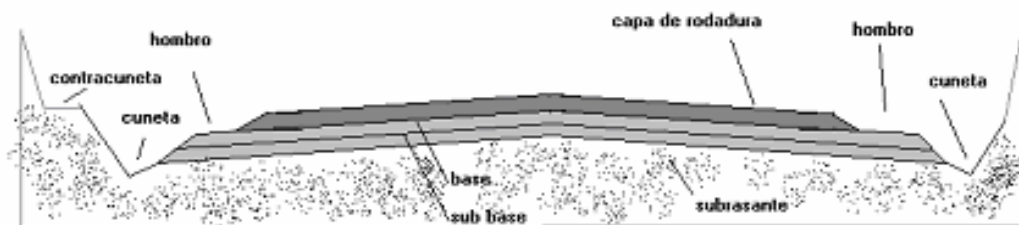
El suelo de fundación o subrasante del barrio de San Luis es un suelo adecuado para formar parte del pavimento como subrasante; de acuerdo con los resultados de los ensayos practicados, se clasifica en A – 2 – 4. No contiene un porcentaje de hinchamiento considerado. Además se obtuvo un valor soporte del 20%, por lo que se cataloga como una buena subrasante, con un alto contenido de módulo de reacción que lo hace un suelo de alta resistencia. Los resultados de laboratorio se encuentran en el Apéndice C.

2.2.3 Elementos estructurales del pavimento rígido

Se define como pavimento al conjunto de capas de materiales seleccionados que reciben en forma directa las cargas de tránsito y las transmiten a las capas inferiores, distribuyéndolas con uniformidad. Este conjunto de capas proporciona también las superficies de rodamiento, en donde se debe tener una operación rápida y cómoda.

De acuerdo con las teorías de esfuerzos y las medidas de campo que se realizan los materiales con que se construyen los pavimentos deben tener la calidad suficiente para resistir. Por lo mismo, las capas localizadas a mayor profundidad pueden ser de menor calidad. En relación con el nivel de esfuerzos que recibirán, los pavimentos transmiten los esfuerzos a las capas inferiores y los distribuyen de manera conveniente con el fin de que éstas los resistan.

Figura 21. Elementos de una carretera



2.2.3.1 Subrasante

Es la parte del lecho de la carretera sobre la que se construyen las capas de su-base, base y superficie. Se define también como la parte que sirve de asiento al pavimento después de haber sido terminado el movimiento de tierras y que, una vez compactada, tiene las secciones transversales y las pendientes longitudinales especificadas conforme a los planos de diseño.

El suelo de la subrasante que posee el barrio San Luis se clasifica de acuerdo al porcentaje de CBR como de buena calidad, ya que tiene una granulometría uniforme, con mezclas de arena y finos.

2.2.3.2 Base

Está construida para absorber los esfuerzos transmitidos por las cargas de los vehículos y además repartir uniformemente estos esfuerzos a la subrasante y al terreno de fundación.

Se encuentra conformada por materiales granulares como piedra triturada, arenas, grava o suelos estabilizados. Su espesor varía entre 10 y 30 centímetros.

Los materiales empleados para la construcción de bases de pavimentos de carreteras deben llenar los siguientes requisitos:

- Tener un CBR de 90% a una compactación mínima del 95%
- El agregado retenido en la malla No.4 no debe tener un desgaste mayor de 50%
- Tener un límite líquido menor de 25 y un índice de plasticidad menor de 6
- El equivalente de arena debe ser mayor de 40

Material empleado: Piedra, gravas trituradas, mezclas estabilizadas de suelo con cemento, bitumen, cal y escoria volcánica.

La compactación de la base deberá ser minuciosamente atendida, pues se puede correr el riesgo de fallas en la carretera por una compactación inadecuada de la base y sobre todo cuando se emplean materiales difíciles de compactar.

La obtención del material de base se lleva a cabo generalmente de la grava de río o de antiguos depósitos de gravas de río que pueden triturarse para llenar las especificaciones. Cuando el material mencionado no puede encontrarse dentro de los límites económicos, entonces se recurre a usar roca sólida, para lo cual es necesario abrir una cantera, triturar el material y generalmente añadir un material de relleno apropiado para satisfacer los requisitos de graduación.

2.2.3.3 Cuneta

Las cunetas constituyen el elemento fundamental del drenaje de la explanación. Están constituidas por canales que, en el límite de la calzada, recolectan el agua que cae y la evacuan lo más rápido posible.

2.2.3.4 Juntas

Debido a que los cambios de temperatura originados por el fraguado y el clima afectan al concreto, produciéndole contracción o dilatación de su superficie, es necesario colocar juntas para prevenir posibles grietas. A continuación se enumeran los diferentes tipos de juntas que existen.

2.2.3.4.1 Juntas longitudinales

Estas juntas se construyen para controlar las grietas longitudinales. Normalmente tienen un espaciamiento de 2.5 m a 3.6 m sin utilizar varillas de sujeción, aunque si sobrepasaran los 3.6 hasta llegar a 4.64 m de espaciamiento, sería necesario utilizar varillas. Cuando el espaciamiento sobrepasa los 4.64 es necesario colocar acero continuo en toda la pavimentación.

Es esencial que la profundidad de la junta longitudinal sea de 1/3 a 1/4 del espesor de la losa; de otra manera las grietas pueden no ser controladas. El ancho del aserrado de la junta longitudinal es comúnmente de 1/8" a 1/4". El aserrado debe ser hecho muy temprano para controlar el desquebrajamiento dentro de las 12 horas.

Para el dimensionamiento de la junta longitudinal se usa la tabla V.

Tabla V. Dimensiones de machihembrado

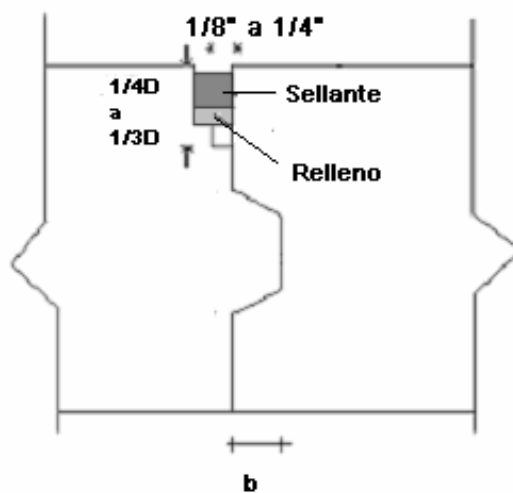
Espesor del pavimento en cms	Machimbre semirredondeado a en cms	Machimbre trapezoidal	
		a en cm	b en cm
10-12.5	2.5	2.5	1.3
12.5-17.5	3.2	3.2	1.6
17.5-22.6	3.8	3.8	1.9
23-25	5	5	2.5

Figura 22. Detalle de juntas longitudinales



Junta longitudinal macho - hembra

Figura 23. Dimensiones del aserrado en juntas de pavimentos

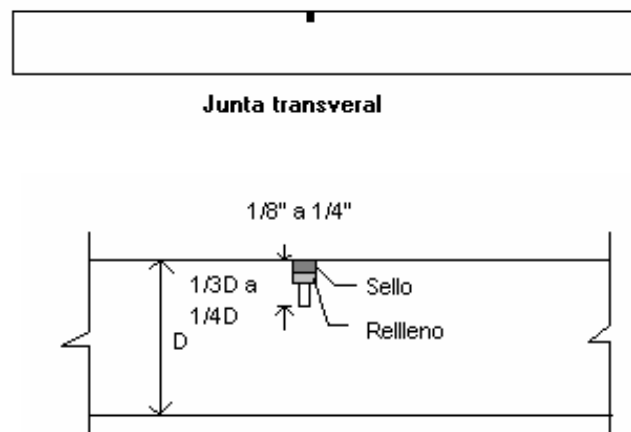


2.2.3.4.2 Juntas transversales

Estas juntas se construyen para controlar las grietas transversales. Normalmente tienen un espaciamiento menor o igual a 4.5 m sin utilizar varillas de sujeción, aunque si sobrepasaran los 4.5 hasta llegar a 6.5 m de espaciamiento, sería necesario utilizar varillas de sujeción. Cuando el espaciamiento sobrepasa los 6.5m es necesario colocar acero continuo en toda la pavimentación.

Es esencial que la profundidad de la junta transversal sea de $1/3$ a $1/4$ del espesor de la losa; de otra manera las agrietaduras pueden no ser controladas. El ancho del aserrado de la junta longitudinal es comúnmente de $1/8$ " a $1/4$ ".

Figura 24. Detalle de juntas transversales

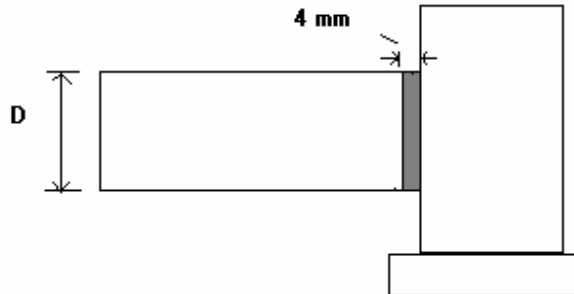


2.2.3.4.3 Junta de expansión

Para evitar que las losas de concreto se dilaten cuando se presenten grandes esfuerzos de compresión al chocar con algún obstáculo (como las paredes o las columnas de una bodega o el pavimento rígido de una avenida importante que intercepte con el de una secundaria) es necesario construir las juntas de expansión.

Las juntas de expansión a tope se colocan en donde un pavimento rígido se encuentra con algún obstáculo. Entre estas juntas se deja un espacio de 2 a 4 cm, el cual se rellena con un cartón o con fibras asfálticas que se comprimen cuando se presentan los esfuerzos de compresión y se expanden aunque sea en parte al cesar los esfuerzos.

Figura 25. Detalle de junta de expansión

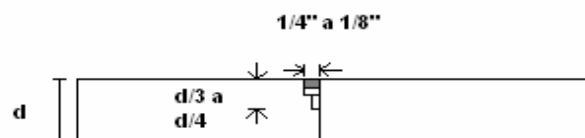


2.2.3.4.4 Juntas transversales de construcción

Se elaboran cuando el colado del concreto fresco se suspende por algún motivo: éste puede ser fortuito, como en el caso de que se terminen los áridos, se descomponga la mezcladora, el concreto premezclado no llegue a tiempo o empiece un fuerte aguacero y el colado se suspenda por más de 30 min, etc. También se puede suspender por procedimiento de construcción, cuando concluye la jornada de trabajo o termina el ancho de la franja de colado.

Se procura colocar de alguna manera una losa completa, al formar una sección vertical lisa en donde se insertan varillas corrugadas que sin permitir la abertura de la grieta transmiten la carga. La varilla se embebe 40 cm dentro de la losa ya construida y otros 40 cm quedan afuera para que los cubra el nuevo concreto al reanudarse el colado.

Figura 26. Detalle de junta transversal de construcción



2.2.3.4.5 Juntas longitudinales de construcción

Para colocar las franjas de losas se coloca lateralmente una formaleta que contenga el concreto fresco y forme las juntas longitudinales de construcción que son de tipo machihembrado, llamado también de bisagra.

2.2.3.5 Sellantes

El propósito de los sellantes es evitar la infiltración del agua al cuerpo de pavimento. La otra función es evitar la intromisión de partículas sólidas dentro de la junta. En la Figura 27 se presenta el detalle de la caja de sello formada a través de aserrados con discos de diamante o carburo de tungsteno. El aserrado se efectuará una vez que el concreto haya endurecido lo suficiente para soportar el corte sin astillamientos o desprendimientos, cuidando de que no se prolongue el tiempo demasiado a fin de evitar agrietamiento prematuro. El tiempo recomendado para los cortes debe estar comprendido entre 4 y 12 horas.

La grieta se presenta una vez realizado el corte. Acto seguido se efectúa un segundo corte (y en algunos casos un tercero) para ensanchar el corte y dar las dimensiones de la caja que alojará al cordón o tira de respaldo y el material sellante.

Los sellantes deberán soportar esfuerzos alternados de compresión y de tensión producidos por los cambios de temperatura y de humedad. En general, existen dos tipos de sellantes: los formados en campo y los premoldeados.

Los primeros son aplicados en estado líquido o semilíquido. Los segundos son hechos por fabricantes, tanto en calidad como en forma.

A continuación se presentan las tablas VI y VII para el dimensionamiento de las cajas para sellos.

Figura 27. Detalle de la caja de sello

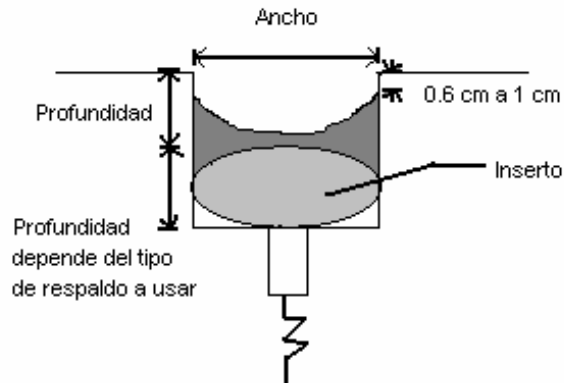


Tabla VI. Dimensión de las cajas utilizando sellos aplicados en campo

Dimensiones de caja para sellos aplicados en campo		
Espaciamiento de la junta en m.	Ancho de la caja en cm	Profundidad de la caja en cm
5	0.64	1.27
6	0.95	1.27
9	1.27	1.27
12	1.6	1.6

Tabla VII. Dimensión de las cajas utilizando materiales premoldeados

Dimensiones del sello y de la caja receptora para sellos premoldeados		
Espaciamiento de las juntas en m	Ancho de la junta en cm	Ancho del sello en cm
6 ó menor	0.65	1.12
9.2	0.95	1.6
12.2	1.12	1.905
15.3	1.27	2.23

2.2.3.6 Tiras de respaldo

Una vez limpia y seca la ranura de corte, así como sus ensanches para formar las cajas de sello, se procede a la colocación del cordón o tira de respaldo. Este elemento evita que el sellante fluya debajo de la losa y se pierda la trabazón entre las caras de la grieta. También ayuda a constituir el factor de forma, ya definido anteriormente. Existen tres tipos básicos de estos elementos.

- Espuma de polietileno: es moderadamente compresible y no absorbe agua. Puede fusionarse con sellantes aplicados en caliente, por lo que su uso se restringe a los sellantes colocados en frío.
- Espuma entrelazada de polietileno: consiste en una serie de celdas moderadamente compresibles y unidas entre sí que no absorben agua y son compatibles con sellantes aplicados en caliente.
- Poliuretano: espuma de celda abierta que absorbe agua. No se mezcla con el material sellante aplicado en caliente, además es muy compresible.

2.2.4 Diseño del pavimento rígido

Para el diseño del pavimento, ya sea flexible o rígido, conviene tomar en cuenta la mejor opción. Para esto es necesario conocer las ventajas que cada una ofrece dependiendo del tránsito, condición del suelo, mantenimiento y costo.

Entre los pavimentos comunes en el lugar está el pavimento de adoquín, rígido y flexible. Para escoger una de las tres opciones se consideró la alternativa más propicia al lugar. Los aspectos a considerar son:

- el tránsito en el lugar,
- lo que representa el lugar a pavimentar,
- si hay viviendas en el lugar a pavimentar,

- el costo de cada uno de los posibles pavimentos,

Las razones para elegir el pavimento rígido son:

- bajo costo de mantenimiento a largo plazo,
- una buena presentación para calles y avenidas del barrio de San Luis,
- no requiere de mano de obra especializada para su ejecución,
- materia prima nacional

2.2.4.1 Diseño del pavimento rígido por el método simplificado de la PCA

Para este método, la PCA ha elaborado tablas basadas en distribuciones de carga – eje para diferentes categorías de calles y carreteras. Estas tablas están formuladas para un período de diseño de 20 años y contemplan un factor de seguridad de carga. Este factor es de 1,1.1, 1.2 y 1.3 para las categorías 1, 2, 3 y 4, respectivamente.

Para determinar el espesor de la losa es necesario conocer los esfuerzos combinados de la subrasante y la base (ver tablas X y XI), ya que mejoran la estructura del pavimento.

Valores aproximados del módulo de reacción K_s , cuando se usan bases granulares y bases de suelo – cemento, se muestran en las tablas X y XI, respectivamente.

Etapas o pasos del método simplificado:

- estimar TPDC (tránsito promedio diario de camiones) en dos direcciones, excluyendo camiones de dos ejes y cuatro llantas,
- seleccionar la categoría de carga – eje, según la Tabla VIII,
- encontrar el espesor de losa en la tabla apropiada.

Tras conocer el CBR de la subrasante se busca su correspondiente módulo de reacción K en la Figura 28. Luego se determina el espesor de base de acuerdo al tipo de suelo y el módulo de ruptura del concreto, que es el 15%f'c. Con la información anterior y conociendo el tipo de junta a utilizar, se localiza el espesor de la losa en la tabla correspondiente.

a) Tránsito

El principal factor en la determinación del espesor de un pavimento es el tránsito que pasará sobre éste. Por eso es necesario conocer datos como:

- TPD: tránsito promedio diario en ambas direcciones de todos los vehículos.
- TPDC: tránsito promedio diario de camiones en ambas direcciones, carga por eje de camiones.

El TPDC puede ser expresado como un porcentaje del TPD o como un valor aparte. El dato del TPD se obtiene de contadores especiales de tránsito o por cualquier otro método de conteo.

Las tablas de método simplificado están especificadas para un periodo de diseño de 20 años con su respectivo tránsito promedio de camiones en ambas direcciones. Si el período de diseño fuera diferente de 20 años se multiplica el TPDC por un factor adecuado. Por ejemplo, si fueran 25 años, entonces se multiplica por 25/30.

El TPDC solo incluye camiones de seis llantas y unidades simples o combinaciones de tres ejes o más. Como no se incluyen paneles, pick – ups, o algún otro camión de dos ejes y cuatro llantas, el número permisible de camiones

de todo tipo tiene que ser mayor que el TPDC tabulado para calles y carreteras secundarias.

b) Cálculo del espesor del pavimento

Para el cálculo del espesor del pavimento lo primero que se calculó fue el tránsito promedio diario en ambas direcciones (TPD). Este dato se estableció tomando en cuenta lo que representa el lugar a diseñar. Para el barrio San Luis se consideraron 1000 vehículos diarios para 20 años, de los cuales se tomó un porcentaje del 15% de TPDC en ambas direcciones. Según lo mencionado anteriormente, se clasifica en la categoría número 2 de la Tabla VIII. Una vez conocida la categoría a la que pertenece se encuentra el módulo de reacción K. Este valor se establece por medio del CBR del laboratorio, en este caso, es del 20%. Según la Figura 28, el módulo de reacción K es de 250 lbs/pulg³. Identificado el módulo de reacción K, se clasifica la subrasante según Tabla IX. Como el suelo de subrasante tiene un soporte muy alto, se asume un espesor de base de 5 cms. Se calcula el módulo de ruptura del concreto tomando un porcentaje de la resistencia a compresión, la cual es del 15% f_c ; el f_c tiene un valor de 4000 psi y el módulo de ruptura es de 600 psi.

Para poder encontrar el espesor se necesita definir el tipo de junta a utilizar. Se utilizan juntas de trave por agregados con bordillo integrado. Según la Tabla XII el espesor del pavimento está entre 5.5" y 6". Se considera el mayor de los espesores, el cual es de 6".

Tabla VIII. Clasificación de vehículos según su categoría

Carga por eje categoría	Descripción	Tránsito			Máxima carga por eje, kips	
		TPD	%	Por día	Eje sencillo	Eje tandem
1	Calles residenciales, carreteras rurales y secundarias (bajo a medio)	200 a 800	1 a 3	arriba de 25	22	36
2	Calles colectoras, carreteras rurales y secundarias (altas), carreteras primarias y calles arteriales (bajo)	700 a 5000	5 a 18	de 40 a 1000	26	44
3	Calles arteriales y carreteras primarias (medio), supercarreteras o interestatales urbanas y rurales (bajo a medio)	3000 a 12000 2 carriles, 3000 a 5000 4 carriles o más	8 a 30	de 500 a 5000	30	52
4	Calles arteriales, carreteras primarias, supercarreteras (altas) interestatales urbanas y rurales (medio a alto)	3000 a 20000 2 carriles, 3000 a 15000 4 carriles o más.	8 a 30	de 1500 a 8000	34	60

Figura 28. Determinación de la reacción K por medio del C.B.R.

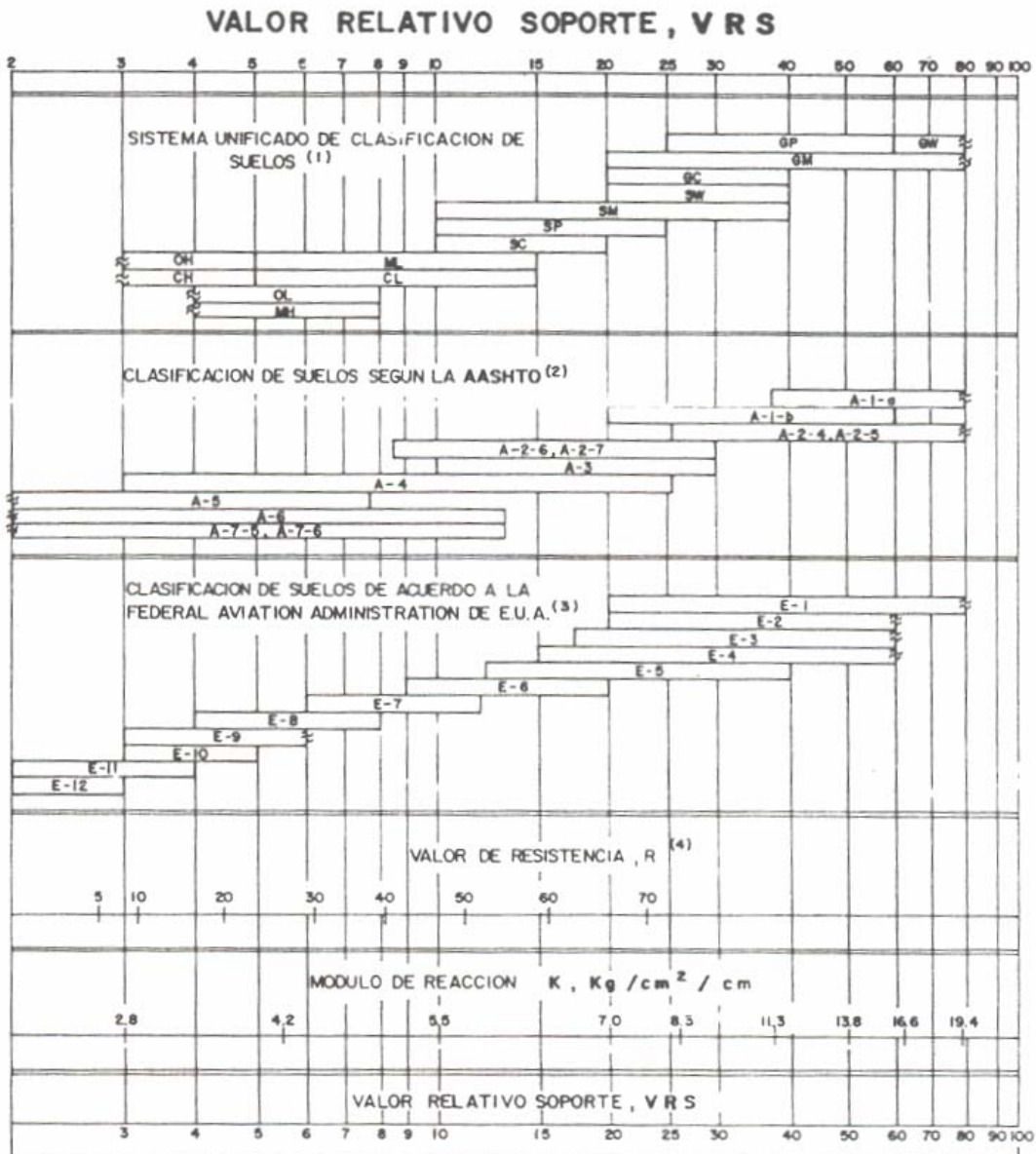


Tabla IX. Tipos de suelos de subrasante y valores aproximados de K

Tipos de suelos	Soportes	Rango de valores de k lbs/pul³
Suelos de grano fino, en el cual predominan el tamaño de partículas de limo y arcilla.	Bajo	75-120
Arenas y mezclas de arenas con grava, con una cantidad considerada de limo y arcilla.	Medio	130-170
Arenas y mezclas de arena con grava relativamente libre de finos.	Alto	180-220
Subbases tratadas con cemento.	Muy alto	250-400

Tabla X. Valores de K para diseño sobre bases granulares

Valor de K de la subrasante lbs/plg.	Valores de K sobre la base lbs/plg ³			
	Espesor 4 pulg.	Espesor 6 pulg.	Espesor 9 pulg.	Espesor 12 pulg.
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

Tabla XI. Valores de K para diseño sobre bases de suelo – cemento

Valor de K de la subrasante	Valores de K sobre la base lbs/pulg ³			
	Espesor 4 pulg.	Espesor 6 pulg.	Espesor 9 pulg.	Espesor 12 pulg.
50	170	230	310	390
100	280	400	520	640
200	470	640	830	

Tabla XII. TPDC permisible. Carga por eje categoría 2. Pavimentos con juntas con agregados de trave

Sin hombros de concreto o bordillo					Con hombros de concreto o bordillo				
Espesor de losa pulg.	Soporte subrasante - subbase				Espesor de losa pulg.	Soporte subrasante - subbase			
	Bajo	Medio	Alto	Muy alto		Bajo	Medio	Alto	Muy alto
MR = 650 PSI					5		3	9	42
	5.5			5	5.5	9	42	120	450
	6		4	12	59	6	96	380	700
	6.5	9	43	120	490	6.5	650	1000	1400
	7	80	320	840	1200	7	1100	1900	
	7.5	490	1200	1500					
MR = 600 PSI	8	1300	1900						
	6			11	5			1	8
	6.5		8	24	110	5.5	1	8	23
	7	15	70	190	750	6	19	84	220
	7.5	110	440	1100	2100	6.5	160	520	1400
	8	590	1900			7	1000	1900	
MR = 550 PSI	8.5	1900							
	6.5			4	19	5.5			3
	7		11	34	150	6	3	14	41
	7.5	19	84	230	890	6.5	29	120	320
	8	120	470	1200		7	210	770	1900
	8.5	560	2200			7.5	1100		
9	2400								

2.2.4.2 Diseño de juntas

- Juntas longitudinales. Se colocarán como separadores de carril con un ancho máximo de 3 metros para carriles de 6 m de ancho, 2.5 m para carriles de 5 metros de ancho y 2.75 m para carriles de 5.5 m de ancho. No se necesita colocar más de una junta longitudinal por la razón del ancho del carril.
- Juntas transversales. Se colocarán a una distancia máxima de 4.5 m sin utilizar varillas de sujeción en las juntas.
- Juntas de expansión. Se construirán de acuerdo a los planos de construcción.
- Juntas de construcción. Se construirán de acuerdo a los detalles de los planos.

2.2.4.3 Diseño de mezcla para pavimentos rígidos

a) Dosificación

A la dosificación adecuada de las cantidades de elementos en una mezcla se le llama proporcionamiento. Este consiste en utilizar cantidades adecuadas de agregados, cemento y agua para obtener la resistencia especificada cuando el concreto alcance su mayoría de fraguado.

Para este método se necesita saber de antemano:

- tipo de estructura a fundir
- la resistencia que se desea obtener del concreto $f'c$.
- el tamaño máximo del agregado grueso a utilizar.

La resistencia de diseño f_c será utilizada para encontrar la resistencia promedio requerida, la cual tiene un margen de seguridad porque representa el incremento de la resistencia original en cierto porcentaje, por lo general de 25%. Dicho incremento se debe a cierta incertidumbre de la calidad y procedencia de los agregados que se utilizarán y al control de calidad de la mezcla.

Para el diseño se consideró una resistencia a compresión del concreto de 4000 psi (281 kg/cm^2) a los 28 días. Para obtener esta resistencia se siguieron los siguientes pasos:

- 1) Se busca en la Tabla XIII el revenimiento correspondiente a pavimentos, que es de 8 cm.
- 2) Se busca en la Tabla XIV, de acuerdo a la resistencia a compresión, el correspondiente relación agua – cemento, que es de 0.44.
- 3) Se escoge el tipo de agregado a utilizar, en este caso es de 1”.
- 4) De acuerdo al tipo de agregado, en la Tabla XV se busca la cantidad de agua, que es de 195 litros por m^3 .
- 5) De acuerdo al tamaño de agregado, se encuentra en la tabla XVI el porcentaje de arena sobre el total de agregado; en este caso es el 42%.
- 6) Se calcula la cantidad de cemento a utilizar por metro cúbico, de la siguiente manera:
$$\text{cemento} = 195 \text{ lts/m}^3 / 0.44; \quad \text{cemento} = 443.18 \text{ kg/m}^3$$
- 7) Se calcula la cantidad de agregado total a utilizar restando la cantidad de cemento y la cantidad de agua:
$$\text{agregado} = 2400 - 443.18 - 195; \quad \text{agregado} = 1761.82 \text{ kg/m}^3$$
- 8) Se calcula la cantidad de arena del total de agregado.
$$\text{arena} = 1761.82 * 0.42 = 739.96 \text{ kg/m}^3$$
- 9) Con todas las cantidades se determina la proporción a utilizar.
$$\begin{aligned} \text{cemento} &= 443.18 / 443.18 & \text{cemento} &= 1 \\ \text{arena} &= 739.96 / 443.18 & \text{arena} &= 1.67 \\ \text{pedrín} &= 1021.86 / 443.18 & \text{pedrín} &= 2.31 \end{aligned}$$

La proporción es de 1: 1.5: 1.5: 0.44

Tabla XIII. Asentamiento al uso de estructura

Tipo de estructura	Asentamiento (revenimiento)
Para cimientos, muros reforzados, vigas, paredes reforzadas y columnas	10cm
Para pavimentos y losas	8 cm
Concreto masivo	5 cm

Tabla XIV. Resistencia del concreto con relación al agua cemento

Resistencia (f'c) Kg/cm ²	Relación A/C
325	0.31
316	0.38
281	0.44
246	0.51
211	0.58
176	0.67

Tabla XV. Tipos de asentamiento dependiendo del agregado

Asentamiento en cm	Cantidad de agua lt/m ³				
	3/8"	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"
3 a 5	205	200	185	180	175
8 a 10	225	215	200	195	180
15 a 18	240	230	210	205	200

Tabla XVI. Porcentajes de arena dependiendo del tamaño de agregado

Tamaño máximo del agregado	Porcentaje de arena sobre el total del agregado
3/8"	48
1/2"	46
3/4"	44
1"	42
1 1/2"	40

2.2.5 Elaboración del presupuesto

El presupuesto se elaboró con base en precios unitarios, aplicando los mismos criterios que se consideraron en el puente peatonal.

Proyecto : Pavimentación barrio san luis

No.	Descripción del renglón	Cantidad	U	Precio Unitario	Total del sub-renglón	Total renglón (quetzales)
A	Trabajos preliminares					
a.01	Replanteo topográfico	4270.54	ml	Q2.00	Q8,541.08	Q8,541.08
B	Conformación de la subrasante					
b.01	Escarificación de subrasante	26238.667	M ²	Q0.59	Q15,497.21	
b.02	Nivelación de subrasante (incluye corte)	26238.667	M ²	Q0.39	Q10,233.08	
b.03	Acarreo de material	647.46	M ³	Q29.25	Q18,940.24	
b.04	Compactación de subrasante	26238.667	M ²	Q0.46	Q12,069.79	Q56740.32
C	Conformación de la sub – base					
c.01	Nivelación de sub-base	26238.667	M ²	Q4.35	Q114,138.20	
c.02	Compactación de sub-base	26238.667	M ²	Q0.46	Q12,069.79	Q126,207.99
D	Fundición de losa					
d.01	Losa	4190.85524	M ³	Q965.35	Q4,045,642.11	Q4,045,642.11
	Total					Q4237131.5

El costo por metro cuadrado de pavimento es

Q161.48

2.3 Diseño del drenaje pluvial del barrio San Luis, municipio de San Juan Chamelco

2.3.1 Descripción del proyecto

Consiste en el diseño del drenaje pluvial del barrio San Luis, municipio de San Juan Chamelco, el cual tiene una longitud de 3078.50 m. En un sector del mismo se utilizará drenaje superficial y se construirán tragantes para la recolección del agua de lluvia.

2.3.2 Tipo de sistema a utilizar

Debido a la topografía del lugar y a la acumulación de agua de lluvia en las calles se considera el sistema de alcantarillado, con el cual se beneficiará el barrio al recolectar de una mejor manera el agua de lluvia. En un sector se utilizará el sistema superficial para el desalojo del agua de lluvia, ya que no es posible la implementación de alcantarillado por la pendiente. Se utilizarán tragantes como complemento al sistema de alcantarillado.

2.3.3 Áreas de influencia

Las áreas de influencia son en un 90% del barrio San Luis, las cuales se calcularon por medio de secciones de áreas hechas a los bloques del barrio. En el Apéndice C están los planos de las áreas contribuyentes.

2.3.4 Puntos de desfogue

El caudal pluvial cuenta con un solo punto de desfogue, el cual es el río que se encuentra en las afueras del barrio de San Luis. Esto implica la utilización de diámetros mayores de tubería.

2.3.5 Normas de diseño

2.3.5.1 Velocidades máximas y mínimas para alcantarillado

La velocidad mínima requerida en los alcantarillados pluviales depende de la norma exigida para el proyecto. Para tuberías de concreto la velocidad mínima es de 0.6 m/s; para tuberías de polivinilo es de 0.4 m/s.

Para aguas con cantidades no significativas de sedimentos suspendidos, la velocidad máxima es función del material de la tubería, como se indica en la Tabla XVII.

Tabla XVII. Velocidades máximas de acuerdo a la resistencia del material

Material de la tubería	Aguas con sedimentos coloidales	Agua con fragmentos de arena y grava
Ladrillo común	3	2
Ladrillo vitrificado y gres	5	3.3
Concreto de: 140 kg/cm ²	3	2
210 kg/cm ²	5	3.3
250 kg/cm ²	6	4
280 kg/cm ²	6.5	4.3
315 kg/cm ²	7.5	5
Concreto reforzado mayor de 280 kg/cm ² y curado al vapor	10	10
Cloruro de polivinilo	10	10

2.3.5.2 Diámetro mínimo para alcantarillado

El diámetro mínimo de la sección de alcantarillas pluviales es de 10 pulgadas para tubería de concreto.

2.3.5.3 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración mínimo es de 12 minutos.

2.3.5.4 Profundidad de tubería

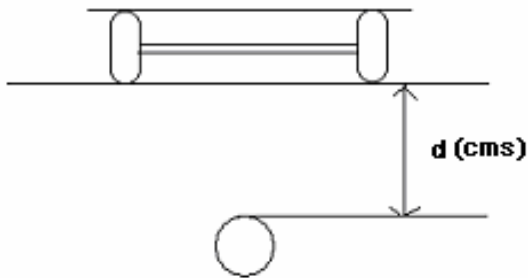
La profundidad de la tubería es dada por el diámetro de la misma, como se puede apreciar en la Tabla XVIII.

Tabla XVIII. Diámetros y profundidades mínimas

Diámetro	8"	10"	12"	16"	18"	21"	24"	30"	36"	42"	48"	60"
Tráfico Normal (cm)	122	128	138	141	150	158	166	184	199	214	225	255
Tráfico Pesado (cm)	142	148	158	151	170	178	186	204	219	234	245	275

La profundidad se toma desde la parte de la rasante a la parte superior de la tubería, como se puede apreciar en la Figura 29.

Figura 29. Profundidad de tubería



2.3.5.5 Pozos de visita

Se diseñarán pozos de visita para localizarlos en los siguientes casos:

- a) en cambios de diámetros,
- b) en cambios de pendiente,
- c) en cambios de dirección horizontal para diámetros menores de 24",
- d) en las intersecciones de 2 o más tuberías,
- e) en los extremos superiores de ramales iniciales,
- f) a distancias no mayores de 100 m en línea recta, en diámetros hasta de 24",
- g) a distancias no mayores de 300 metros en diámetros superiores a 24",

Siempre que la diferencia de cotas de salida entre la tubería que entra y la que sale de un pozo de visita sea mayor de 0.75 m, se deberán utilizar disipadores de energía, cámaras de caída u otros accesorios que reduzcan la turbulencia.

2.3.5.6 Tragantes

Para los sistemas combinados y de tormenta se diseñarán tragantes para localizarlos en los siguientes casos:

- a) en las partes bajas, al final de cada cuadra a 3 metros antes de la esquina,
- b) en puntos intermedios de las cuadras cuando el caudal acumulado provoque un tirante de agua superior a 0.10 metros,
- c) únicamente en aquellas calles que cuenten con pavimento o que hayan recibido o vayan a recibir algún tipo de tratamiento para estabilizar su superficie,
- d) únicamente cuando las calles tengan bordillo o se conozcan las cotas definitivas de la rasante.

La entrada a la red del alcantarillado debe hacerse en los pozos de inspección. Cada tragante estará conectado directamente o a través de otro tragante con el pozo respectivo por medio de una tubería cuyo diámetro mínimo es de 8 pulgadas. La separación máxima de los tragantes es de 50 mts.

2.3.5.7 Caída o cambio de pendiente

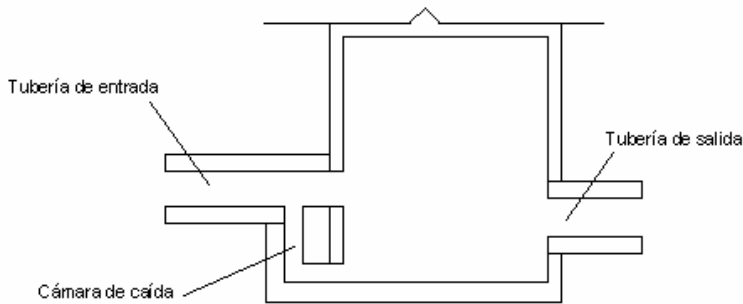
El requerimiento mínimo para el empleo de la cámara de caída es que exista una diferencia mayor de 0.75 m entre las cotas invert de entrada y salida.

La cámara de caída consiste en una tubería colocada antes de la llegada al cilindro, cuyo diámetro se especifica en la Tabla XIX.

Tabla XIX. Diámetros de acuerdo al colector de entrada

Diámetro del colector de entrada	Diámetro de la tubería de caída
8" – 12"	8"
14" – 18"	12"
20" – 36"	16"
> 36"	Accesorio especial

Figura 30. Caída o cambio de pendiente



2.3.6 Diseño hidráulico

2.3.6.1 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía tiene un significado similar al del coeficiente de retorno en el cálculo del alcantarillado sanitario. No toda el agua de lluvia precipitada llega al sistema del alcantarillado; parte se pierde por factores tales como evaporación, intercepción vegetal, detención superficial en cunetas, zanjas o depresiones y por infiltración. De todos los factores anteriores el de mayor importancia es el de infiltración, el cual es función de la impermeabilidad del terreno y es por esto que en algunos casos se le llama coeficiente de impermeabilidad.

La determinación absoluta de este coeficiente es muy difícil porque existen hechos que pueden hacer que su valor varíe con el tiempo. Por una parte, las pérdidas por infiltración disminuyen con la duración de la lluvia debido a la saturación paulatina de la superficie del suelo; por otra, la intervención del hombre en el desarrollo de la ciudad por acciones tales como la tala de árboles y la construcción de nuevos sectores residenciales y comerciales. Para el caso del barrio de San Luis se consideró un coeficiente de escorrentía de 0.45.

En la siguiente tabla se presentan algunas guías para la selección del coeficiente de escorrentía, según las normas para alcantarillado de la Empresa de Acueductos de Bogotá.

Tabla XX. Coeficientes de escorrentía típicos

Tipo de superficie	Coeficiente
Zonas comerciales	0.9
Desarrollos residenciales con casas contiguas y predominio de zonas duras	0.75
Desarrollos residenciales multifamiliares con bloques contiguos y zonas duras entre ellos	0.75
Desarrollo residencial unifamiliar con casas contiguas y predominio de jardines	0.55
Desarrollo residencial con casas rodeadas de jardines o multifamiliares apreciablemente separados	0.45
Áreas residenciales con predominio de zonas verdes y cementerios tipo jardines	0.3
Laderas protegidas con vegetación	0.3
Laderas desprovistas de vegetación	0.6

2.3.6.2 Intensidad de lluvia

Este valor es obtenido a través de un estudio hidrológico de la zona, del cual se obtienen las curvas de intensidad, duración y frecuencia.

Es importante recordar que, de acuerdo con estas curvas, la intensidad es inversamente proporcional a la duración y directamente proporcional a la frecuencia de la lluvia. Para obtener un valor de intensidad de la lluvia en la aplicación del método racional es necesario definir la frecuencia de la lluvia y su duración. En el barrio de San Luis se consideran 10 años como período de frecuencia de lluvia.

Para la determinación de la intensidad de lluvia se usan las siguientes fórmulas definidas por el INSIVUMEH para el área de Cobán, Alta Verapaz.

Tabla XXI. Intensidades de lluvia

Frecuencia de lluvia (años)	Intensidad de lluvia (mm/hora)
2	$I = 1,302/(t+12)^{0.868}$
5	$I = 2,770/(t+16)^{0.968}$
10	$I = 46,840/(t+45)^{1.430}$
25	$I = 39,060/(t+45)^{1.381}$
100	$I = 35,420/(t+45)^{1.353}$

2.3.6.3 Tiempo de concentración

Se puede demostrar que el caudal producido será máximo si la duración de la lluvia es igual al tiempo de concentración del área drenada. El tiempo de concentración es el tiempo que tarda el agua en llegar desde el punto más alejado de la cuenca hasta el colector o, en otros términos, es el tiempo requerido desde el comienzo de la lluvia para que toda el área contribuya al colector en cuestión.

El tiempo de concentración puede ser dividido en dos: 1) tiempo de concentración inicial y 2) tiempo de recorrido en el colector. El tiempo de concentración inicial es considerado como aquel de recorrido en montañas, terreno plano, cunetas, zanjas y depresiones. Depende de características tales como pendientes y tipo de superficies y oscila entre 10 y 20 minutos. El tiempo de recorrido en el colector dependerá de la velocidad y longitud del colector entre pozos.

$$T_c = T_1 + L_n / (60 * V_1) \quad V_1 = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

En donde:

V1 = velocidad a sección llena en el tramo

T1 = tiempo de concentración hasta el tramo anterior

L = longitud del tramo anterior

Tc = tiempo de concentración hasta el tramo considerado

R = radio hidráulico de la sección del conducto

S = pendiente de tubería

n. = coeficiente de rugosidad

$$T_d = L_n / (60 * R^{2/3} * S^{1/2}) \quad V = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$T_d = L_n / (60 * V)$$

En donde:

Td = tiempo de recorrido en minutos

L = longitud de recorrido en metros

n. = coeficiente de rugosidad de Manning

R = radio hidráulico de la sección del conducto

S = pendiente de la tubería

V = velocidad a sección llena del tramo en análisis

2.3.6.4 Pendiente del terreno

Para calcular la pendiente se utiliza la siguiente relación:

$S \% = ((\text{cota del terreno final} - \text{cota del terreno inicial}) * 100) / \text{longitud del tramo}$

2.3.6.5 Caudal de diseño

Para la determinación del caudal pluvial se usará el método racional, cuya fórmula general es la siguiente:

$$Q = CIA / 360$$

Donde:

Q = caudal en m³ / seg

C = es la relación entre la escorrentía y la cantidad de lluvia caída

I = intensidad de lluvia en mms / hora

A = área en hectáreas

2.3.6.6 Velocidad del flujo a sección llena

Se calculó con la relación de Manning, así:

$$V = \frac{0.003429 \times D^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

Donde:

V = velocidad del flujo a sección llena (m / s)

D = diámetro de la sección circular (pulg)

S = pendiente de la gradiente hidráulica (m/m)

n. = Coeficiente de rugosidad de Manning

Ejemplo de cálculo:

Tramo 54.2 – 54.1

Dato referente al tramo:

C = 0.45

Área = 0.40 hectáreas

Tc = 12 min (tramo inicial)

L = 67.5 m

Cti = 499.23

Ctf = 497.891

- Cálculo del área total que contribuye. Esto se obtiene sumando la columna 2 y la columna 4 de la tabla del Apéndice A.

A = 0.40 hectáreas

- Cálculo de concentración. Este tiempo se obtiene sumando la columna 9 y 10 de la tabla del Apéndice A.

Para este caso el tiempo de recorrido es igual a cero, por tal razón, se empieza con 12 minutos.

$T_c = 12$ minutos por ser tramo inicial

- Cálculo de la intensidad de lluvia. Para esto se consideraron 10 años de ocurrencia.

$$I = 46840 / (t + 45)^{1.430}$$

$$I = 46840 / (12 + 45)^{1.430}$$

$$I = 144.44 \text{ mm / hora}$$

- Cálculo del caudal de diseño. Para el cálculo del coeficiente de escorrentía se hace un promedio cuando son los mismos valores. En caso del tramo analizado el coeficiente es de 0.45.

$$Q = (CIA / 360) * 1000$$

$$Q = ((0.45 * 144.44 * 0.4) / 360) * 1000$$

$$Q = 72.22 \text{ l / s}$$

- Cálculo de la pendiente del terreno

$$S\% = ((\text{cota de terreno inicial} - \text{cota de terreno final}) / \text{distancia}) * 100$$

$$S\% = ((499.2318 - 497.891) / 67.25) * 100$$

$$S\% = -1.99$$

Se asume la pendiente de tubo en este caso es 1.90

- Cálculo de la velocidad a sección llena. Esta velocidad depende del diámetro y del caudal de diseño. Para encontrarla se considera una pendiente del 1.9% con un diámetro de 10" pulgadas, el cual da los siguientes resultados, basados en las tablas del anexo 1:

$$V = 1.46 \text{ m / s}$$

$$Q = 73.88 \text{ l / s}$$

- Cálculo de la velocidad a sección parcial. Una vez se conoce la velocidad a sección llena, el caudal a sección llena y el caudal de diseño, se procede a encontrar las siguientes relaciones:

$$q. / Q = 0.9775$$

$$v / V = 1.139$$

La relación v / V se obtiene por medio de tablas que se encuentran en el Anexo 1.

De la relación v / V se obtiene la velocidad parcial, que es:

$$v. = 1.66 \text{ m / s}$$

De acuerdo al diámetro seleccionado la $V > V_{\min}$ y $V < V_{\max}$. Por lo tanto el diámetro de 10" es correcto. El cálculo hidráulico de toda la red se presenta en el cuadro resumen del Apéndice A.

**Proyecto: Alcantarillado pluvial
barrio san luis**

No.	Descripción del renglón	Cantidad	U.	Precio unitario	Total del sub-renglón	Total renglón (quetzales)
A.	Trabajos preiiminares					
a.01	Bodega	30	m^2	Q107.13	Q3,213.95	
a.02	Topografía.	3133.36	ml	Q2.70	Q8,460.07	Q11,674.02
B	Trazo de pozo					
b.01	Trazo de pozo	2974.547	ml	Q18.00	Q53,545.21	Q53,545.21
C	Excavación de zanja					
c.01	Excavación de zanja	2974.547	ml	Q119.27	Q354,781.66	Q354,781.66
D	Relleno de zanja					
d.01	Relleno de zanja	9715.5	m^3	Q34.74	Q337,472.85	Q337,472.85
E	Acarreo de material de desperdicio					
e.01	Acarreo de material de desperdicio	1045.11	m^3	Q31.26	Q32,670.14	Q32,670.14
F	Colocación de tubería					
f.01	Colocación de tubería de 8"	145	ml	Q75.91	Q11,006.50	
f.02	Colocación de tubería de 10"	68	ml	Q75.05	Q5,103.71	
f.03	Colocación de tubería de 12"	662	ml	Q92.00	Q60,906.92	
f.04	Colocación de tubería de 15"	570	ml	Q114.19	Q65,085.72	
f.05	Colocación de tubería de 16"	309	ml	Q132.31	Q40,882.95	
f.06	Colocación de tubería de 18"	126	ml	Q174.32	Q21,964.89	
f.07	Colocación de tubería de 21"	206	ml	Q203.77	Q41,976.89	
f.08	Colocación de tubería de 24"	142	ml	Q302.78	Q42,994.94	
f.09	Colocación de tubería de 30"	479	ml	Q568.35	Q272,241.12	
f.10	Colocación de tubería de 36"	153	ml	Q732.74	Q112,109.91	
f.11	Colocación de tubería de 42"	167	ml	Q1,022.71	Q170,793.40	Q845,066.95
G	Pozos de visita					
	Pozos de visita de 1 - 1.5 f1.2	1	Unidad	Q2,352.23	Q2,352.23	
g.01	Pozos de visita de 1.5 - 2 f1.2	12	Unidad	Q3,059.07	Q36,708.81	
g.02	Pozos de visita de 2 - 2.5 f1.2	4	Unidad	Q3,083.37	Q12,333.47	
g.03	Pozos de visita de 2.5 - 3 f1.2	3	Unidad	Q3,591.78	Q10,775.33	
g.04	Pozos de visita de 2.5-3 f1.9	2	Unidad	Q6,285.09	Q12,570.18	
g.05	Pozos de visita de 3 - 3.5 f1.2	2	Unidad	Q4,462.59	Q8,925.18	
g.06	Pozos de visita de 3.5 - 4 f1.4	1	Unidad	Q5,867.23	Q5,867.23	
g.07	Pozos de visita de 4 - 4.5 f1.2	1	Unidad	Q5,352.50	Q5,352.50	
g.08	Pozos de visita de 4 - 4.5 f1.4	2	Unidad	Q6,520.58	Q13,041.16	
g.09	Pozos de visita de 5 - 5.5 f1.7	3	Unidad	Q7,518.43	Q22,555.30	
g.10	Pozos de visita de 5.5- 6 f1.9	1	Unidad	Q10,733.54	Q10,733.54	Q141,214.93
H	Cuneta					
h.01	Cuneta	104	ml	Q83.98	Q8,733.92	Q8,733.92
I	Tragantes					
i.01	Tragantes	128	Unidad	Q1,623.97	Q207,868.54	Q207,868.54
J	Conexiones domiciliars					
j.01	Conexiones domiciliars	160	Unidad	Q616.04	Q98,567.09	Q98,567.09
TOTAL						2091595.31

CONCLUSIONES

1. La única forma de que el proyecto brinde y proporcione los resultados esperados es garantizar que las especificaciones contenidas en planos se cumplan a cabalidad. Esto se logrará a través de una buena supervisión técnica por profesionales de ingeniería civil.
2. La pavimentación y el drenaje pluvial del barrio de San Luis mejorará el desalojo del agua de lluvia y evitará la formación de baches y deterioro de sus calles.
3. El puente peatonal para la aldea Caclahib traerá beneficios a los pobladores, por cuanto en cualquier época del año (invierno o verano) será posible tener una vía de comunicación sin obstáculos o problemas, situación que se traducirá, indudablemente, en desarrollo económico para la región.
4. De acuerdo a los costos, se considera que los proyectos desarrollados son viables para que la municipalidad de San Juan Chamelos los financie y los lleve a la realidad en el menor tiempo posible. Los beneficios para los pobladores son invaluable, no solo desde el punto de vista económico sino social.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de San Juan Chamelco:

1. La unidad técnica municipal deberá proporcionar asesoría técnica a los comunitarios durante la ejecución del proyecto.
2. La unidad técnica municipal deberá exigir el cumplimiento de las especificaciones contenidas en los planos.
3. Brindar la asesoría necesaria a los pobladores del lugar para que le proporcionen el mantenimiento adecuado a los proyectos.

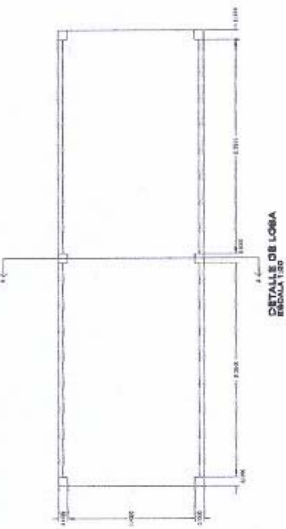
BIBLIOGRAFIA

1. **American Concrete Institute. Reglamento de las contrucciones de concreto reforzado (ACI 318 – 83) y comentarios.** México: Editorial Noriega Limusa 1988.
2. Anckeman Álvarez, Enrique. Manual de laboratorio de suelos en construcciones de carreteras. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería 1965.
3. Castejón Herrarte, Edgar. Empujes de suelos y muros de retención en Guatemala. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1969. 81 pp.
4. Chacón Valdez, Henry Ernesto. Diseño de pavimento rígido de la calzada principal de acceso al municipio de El Progreso y ampliación del sistema de agua potable de la aldea el ovejero del municipio de el Progreso. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1995. 63 pp.
5. Gómez Lepe, Fredy Benjamín. Planificación y diseño del pavimento para la vía principal del municipio de San Juan Ostuncalco, departamento de Quetzaltenango. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1997. 54 pp.
6. León García Mario Efraín. Cargas sísmicas en muros de retención. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de ingeniería, 1976. 48pp.
7. Rodríguez Salazar, Aurelio. **Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos.** México: Editorial Limusa, 1998.

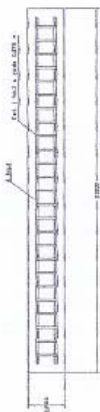
APÉNDICE A

En esta sección se presenta lo siguiente:

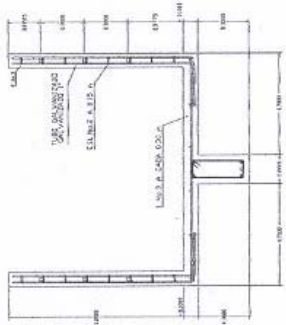
- Tablas de drenaje pluvial
- Planos del puente peatonal
- Planos de pavimentación y drenaje pluvial
- Ensayos de laboratorio
- Tablas de elementos hidráulicos para tuberías de pvc y de concreto



DETALLE DE LOMA
ESCALA 1:20



DETALLE DE VIGA DE APOYO
ESCALA 1:20

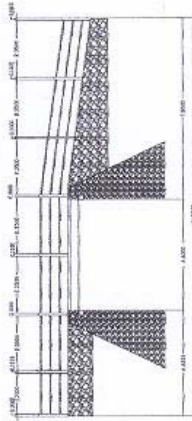


CORTA AA
ESCALA 1:20



DETALLE DE VIGA DE APOYO
ESCALA 1:20

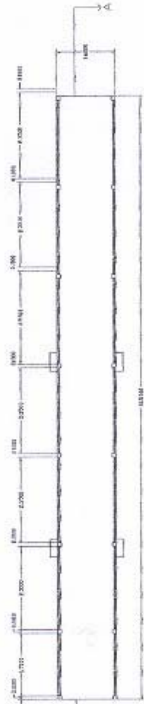
- ESPECIFICACIONES:**
- EL PISO DE LA CUBIERTA DEBIA SER DE CEMENTO.
 - LA CUBIERTA DEBIA SER DE TIPO CEMENTO.
 - LA CUBIERTA DEBIA SER DE TIPO CEMENTO.
 - EL CEMENTO DEBIA SER DE TIPO CEMENTO.
 - EL CEMENTO DEBIA SER DE TIPO CEMENTO.
 - EL CEMENTO DEBIA SER DE TIPO CEMENTO.



PERFIL GENERAL SECCION AA
ESCALA 1:20

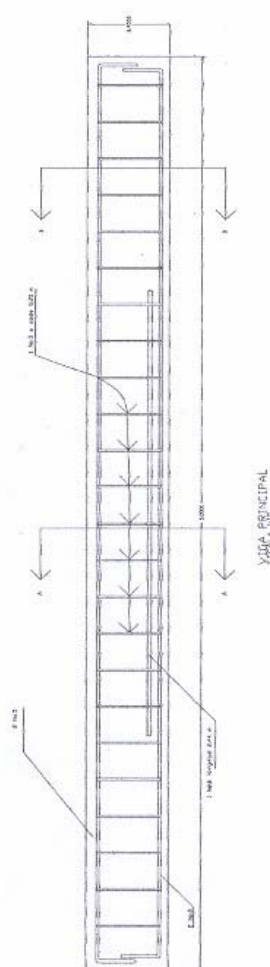


DETALLE DE LOMA Y BARRANDA
ESCALA 1:20

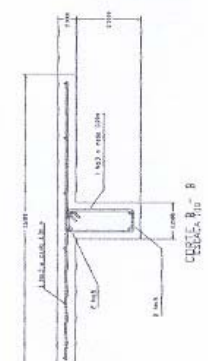


PLANTA GENERAL
ESCALA 1:20

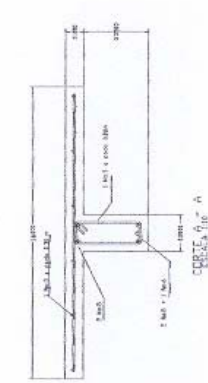
PROYECTO: DISEÑO DE LA CUBIERTA DE LA CASA DE LA SEÑORA DOÑA ANA MARÍA GARCÍA GONZÁLEZ.	
CLIENTE: SEÑORA DOÑA ANA MARÍA GARCÍA GONZÁLEZ.	
DIRECCIÓN: CALLE 100 N. # 100-100, BOGOTÁ D.C.	
FECHA: 10 DE ABRIL DE 2011.	
ESCALA: 1:20.	
PROYECTISTA: ING. JUAN CARLOS GONZÁLEZ G.	
BOCADOR: ING. JUAN CARLOS GONZÁLEZ G.	



VIGA PRINCIPAL

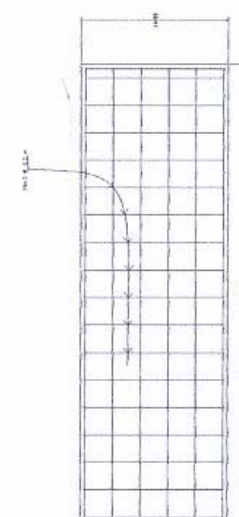


DETALLE B-B

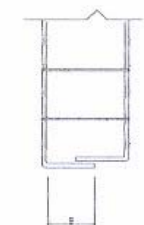


DETALLE A-A

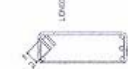
- ESPECIFICACIONES:
- EL ACERO DE REFUERZO TORNA
 - EN CLASE A-60, A-65 Y A-70
 - EL ACERO DE REFUERZO TORNA
 - EN CLASE A-60, A-65 Y A-70
 - LA ANCHURA DE LA VIGA Y VIGA



DETALLE DE ARMADO DE LOSA

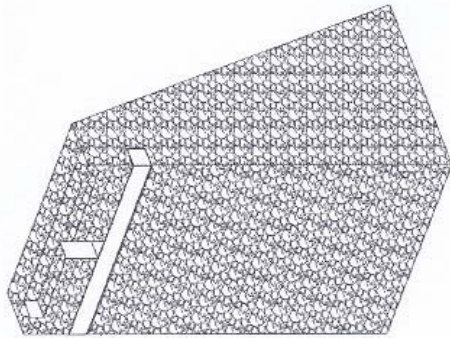


DETALLE DE ARMADO DE VIGA PRINCIPAL

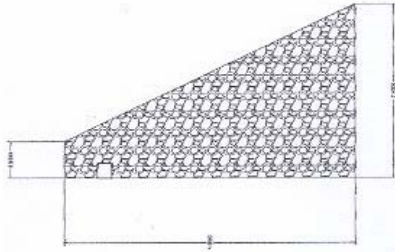


DETALLE DE ARMADO DE VIGA PRINCIPAL

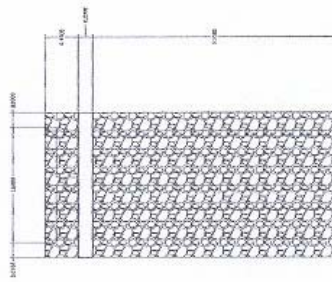
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL TEMPLO DE SAN JUAN DE LOS RIOS	FECHA DE ELABORACION: 15/05/2010
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL TEMPLO DE SAN JUAN DE LOS RIOS	FECHA DE ELABORACION: 15/05/2010
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL TEMPLO DE SAN JUAN DE LOS RIOS	FECHA DE ELABORACION: 15/05/2010
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL TEMPLO DE SAN JUAN DE LOS RIOS	FECHA DE ELABORACION: 15/05/2010
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL TEMPLO DE SAN JUAN DE LOS RIOS	FECHA DE ELABORACION: 15/05/2010
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL TEMPLO DE SAN JUAN DE LOS RIOS	FECHA DE ELABORACION: 15/05/2010
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL TEMPLO DE SAN JUAN DE LOS RIOS	FECHA DE ELABORACION: 15/05/2010
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL TEMPLO DE SAN JUAN DE LOS RIOS	FECHA DE ELABORACION: 15/05/2010
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL TEMPLO DE SAN JUAN DE LOS RIOS	FECHA DE ELABORACION: 15/05/2010
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL TEMPLO DE SAN JUAN DE LOS RIOS	FECHA DE ELABORACION: 15/05/2010



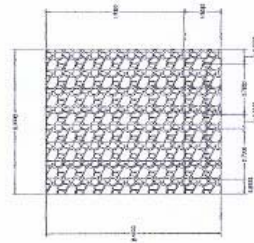
ISOMETRICO DEL MURO DE APOYO
ESCALA 1:50



VISTA LATERAL DEL MURO DE APOYO
ESCALA 1:50



VISTA FRONTAL DEL MURO DE APOYO
ESCALA 1:50



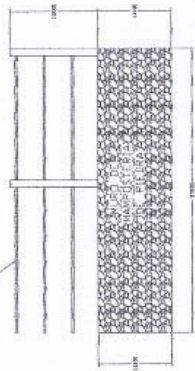
PLANTA DEL MURO DE APOYO
ESCALA 1:50

PROYECTO: CONSTRUCCION DE UN MURO DE APOYO	CLIENTE: CONCRETO
DISEÑO: ING. JOSE ANTONIO MARTINEZ PEREZ	FECHA: 20/05/2024
PROYECTADO POR: ING. JOSE ANTONIO MARTINEZ PEREZ	REVISADO POR: ING. JOSE ANTONIO MARTINEZ PEREZ
ESCALA: 1:50	FECHA DE EMISION: 20/05/2024
NO. DE PLANOS: 01	NO. DE PLANOS: 01
NO. DE HOJAS: 01	NO. DE HOJAS: 01
PROYECTO EN: CONCRETO	PROYECTO EN: CONCRETO
PROYECTO EN: CONCRETO	PROYECTO EN: CONCRETO

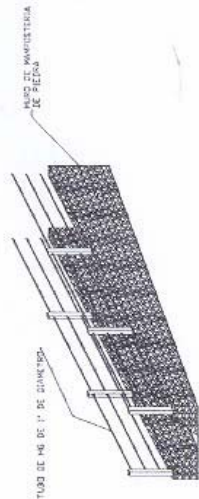


ISOMETRICO DEL MURO DE APOYO
ESCALA 1:30

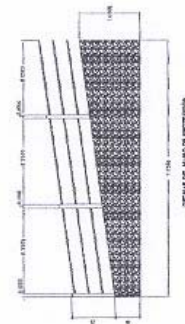
TUJO DE ACERO
GALVANIZADO DE 217



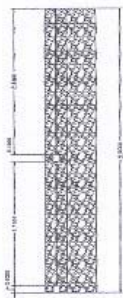
DETALLE DEL MURO DE PROTECCION
ESCALA 1:25



ISOMETRICO DEL MURO DE PROTECCION
ESCALA 1:30



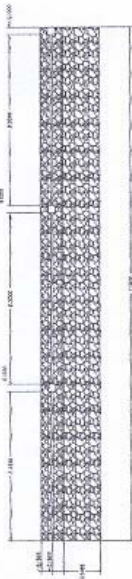
DETALLE DEL MURO DE PROTECCION
ESCALA 1:25



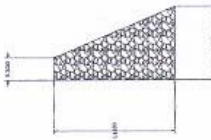
PLANTA DEL MURO DE PROTECCION
ESCALA 1:25



DETALLE DEL MURO DE PROTECCION
ESCALA 1:25



PLANTA DEL MURO DE PROTECCION
ESCALA 1:25

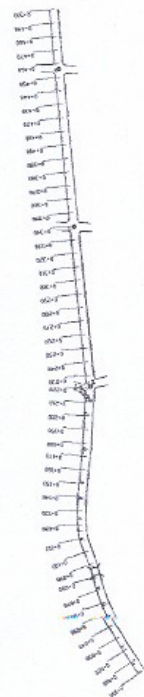


DETALLE DEL MURO DE PROTECCION
ESCALA 1:25

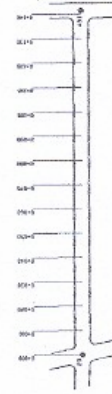
ESPECIFICACIONES:
-EL MURO DE PROTECCION
SERÁ DE MAMPUESTA DE
PIEDRA.

INFORMACION DE DATOS GENERALES PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL MUNICIPIO DE... UBICACION: ... FECHA DE ELABORACION: ... ESCALA: ...		PROYECTISTA NOMBRE: ... FIRMA: ... CARGO: ...
REVISOR NOMBRE: ... FIRMA: ... CARGO: ...		APROBADO NOMBRE: ... FIRMA: ... CARGO: ...

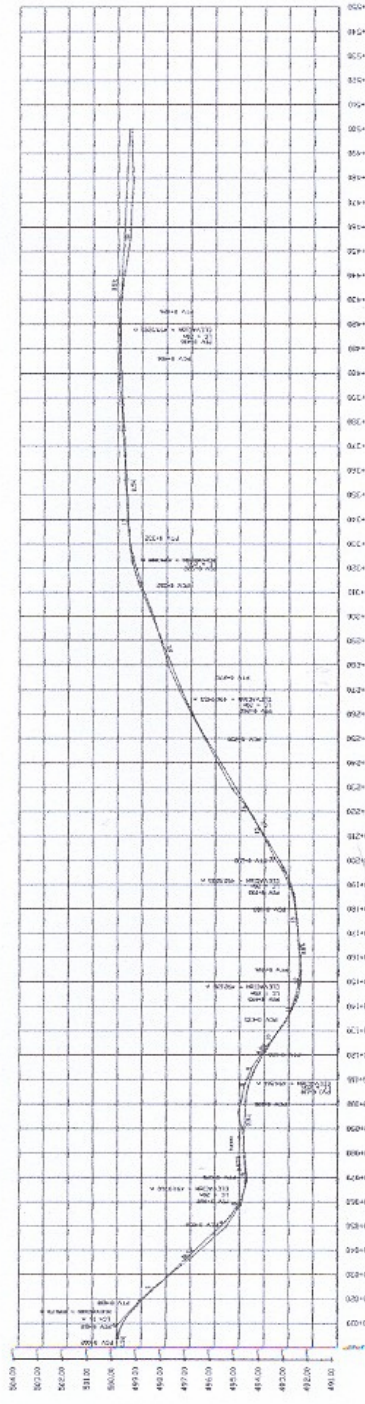
INFORMACIÓN DEL DISEÑO	
PROYECTO:	CONSTRUCCIÓN DE LA CARRETERA DE LA VISITA
ESTUDIO:	ESTUDIO PRELIMINAR
FECHA:	15/05/2010
ESCALA:	1:1000
PROYECTANTE:	ING. JUAN CARLOS GONZALEZ
REVISOR:	ING. JUAN CARLOS GONZALEZ
APROBADO:	ING. JUAN CARLOS GONZALEZ
OTRO:	



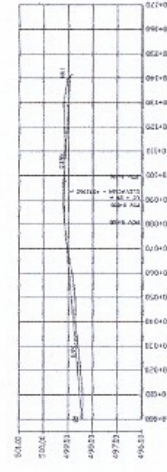
PLANTA DE LA 0 + 000 A LA 0 + 500
ESCALA 1:1250



PLANTA DE LA 0 + 000 A LA 0 + 141.5
ESCALA 1:150



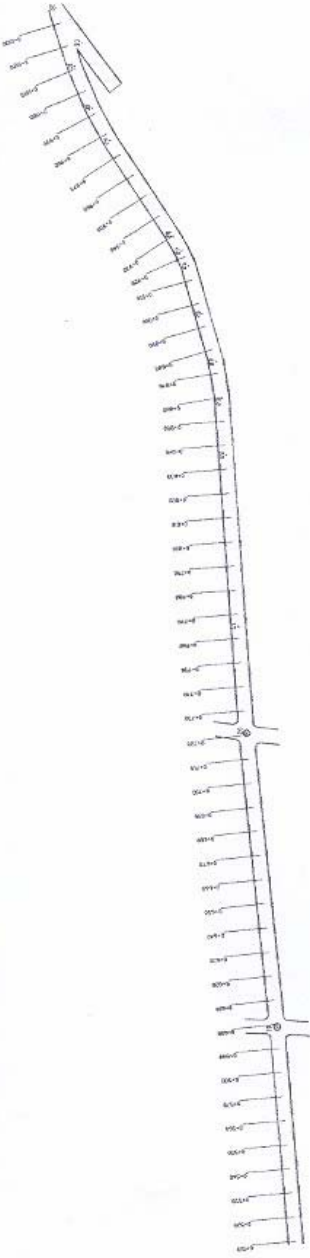
PERFIL DE LA 0+000 A LA 0+500



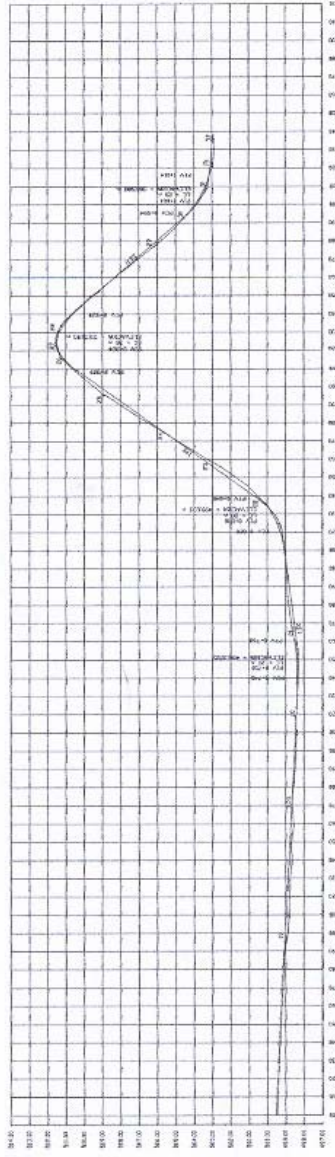
PERFIL DE 0+000 A LA 0+141.5

ESCALAS:
VERTICAL 1:100
HORIZONTAL 1:1000

INSTITUCIÓN DE OBRAS PÚBLICAS
 DEPARTAMENTO DE OBRAS PÚBLICAS
 DIRECCIÓN DE OBRAS PÚBLICAS
 DIVISIÓN DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA
 PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL PUENTE
 SOBRE EL RÍO SAN JUAN, EN EL CANTÓN SAN JUAN, PROV. DE LOS RÍOS
 FECHA: 15/08/2012
 HOJA: 1 DE 1
 AUTORES: JUAN CARLOS GARCÍA, JUAN CARLOS GARCÍA, JUAN CARLOS GARCÍA
 REVISOR: JUAN CARLOS GARCÍA
 APROBADO: JUAN CARLOS GARCÍA



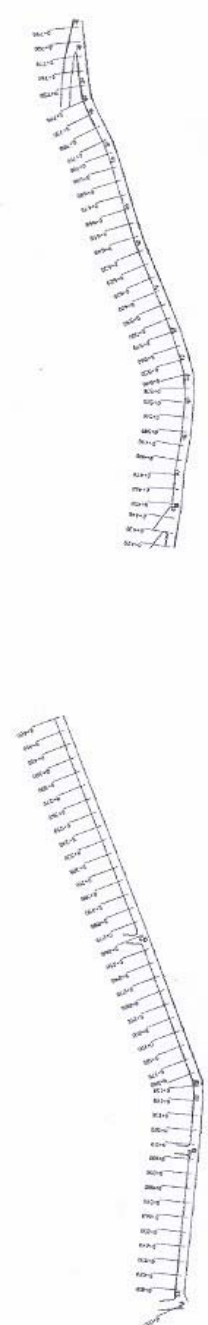
PLANTA
 ESCALA 1:750



ESCALAS:
 VERTICAL 1:100
 HORIZONTAL 1:1000

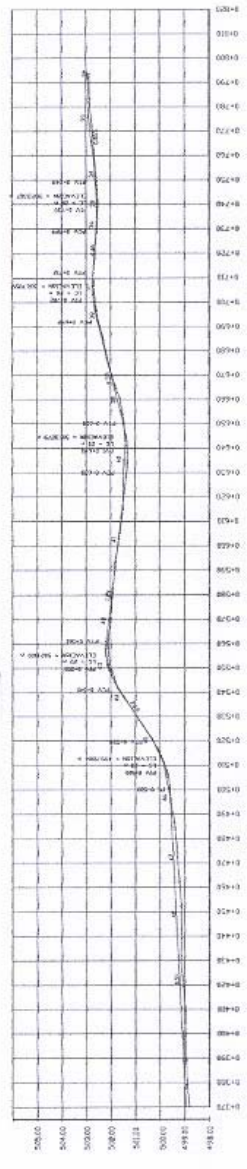
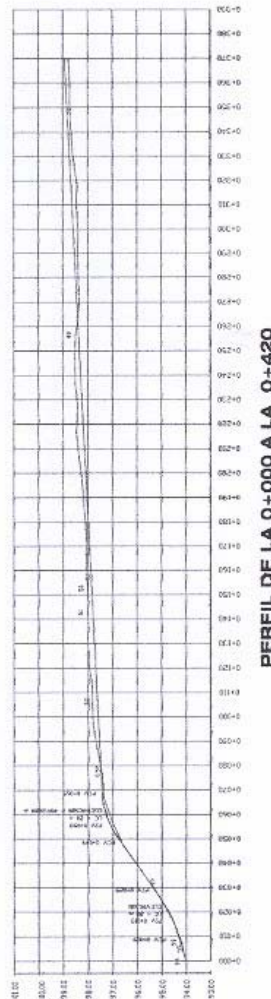
PERFIL DE LA 0+500 A LA 1+036.19

INFORMACIÓN DE SERVICIO	
NOMBRE DEL CLIENTE	...
FECHA DE ELABORACIÓN	...
PROYECTO	...
LUGAR	...
ESCALA	...
PROYECTANTE	...
REVISOR	...
APROBADOR	...
ESCENARIO	...
FECHA DE APROBACIÓN	...



PLANTA DE LA O + 420 A LA 793.81
ESCALA 1:250

PLANTA DE LA O + 000 A LA O + 420
ESCALA 1:250

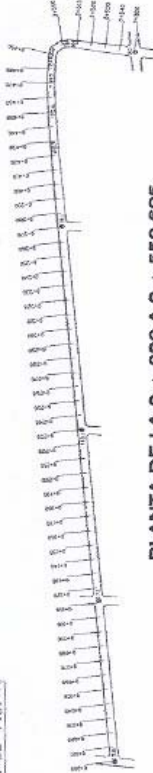


ESCALAS:
VERTICAL 1:100
HORIZONTAL 1:1000



PUENTE
PIZTO DE VISTIA

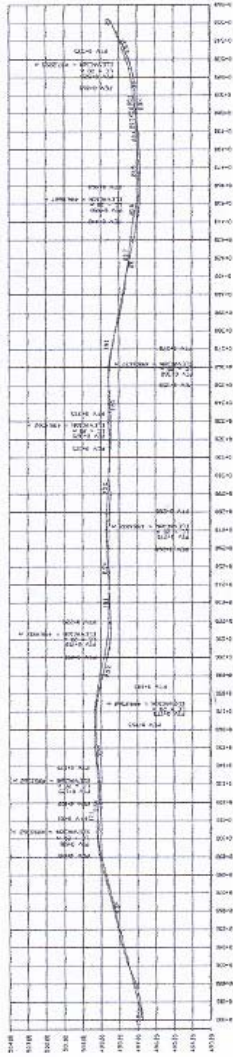
PROYECTO: PUENTE DE VISTIA	FECHA: 15/05/2017
ESTADO: PROYECTO	ESCALA: 1:250
PROYECTANTE: [Nombre]	PROYECTO: [Nombre]
REVISOR: [Nombre]	PROYECTO: [Nombre]
APROBADO: [Nombre]	PROYECTO: [Nombre]



PLANTA DE LA 0 + 000 A 0 + 550.696
ESCALA 1:250

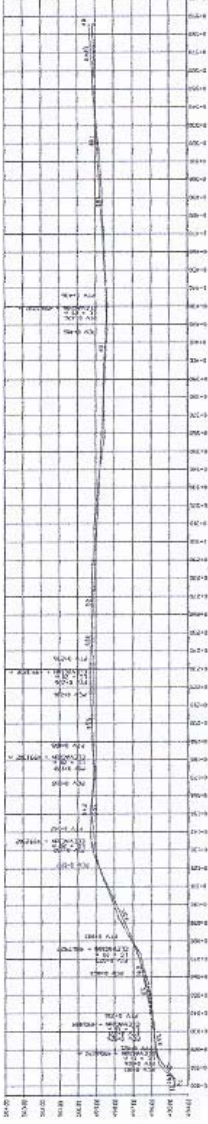


PLANTA DE LA 0 + 000 A 0 + 585.59
ESCALA 1:250



ESCALAS:
VERTICAL 1:100
HORIZONTAL 1:1000

PERFIL DE LA 0+000 A 0+550.696



PERFIL DE LA 0+000 A LA 0+585.59

PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE PUKO DE VIZITA

ENCARGADO: M. S. J. S. S. S. S.

PROYECTISTA: M. S. J. S. S. S.

REVISOR: M. S. J. S. S. S.

BOYER: M. S. J. S. S. S.

DATE: 11 FEBRUARY 2021

NO. 01

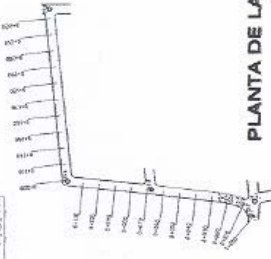
PROYECTO: PUENTE DE PUKO DE VIZITA

ESTADO: S. S. S. S. S.

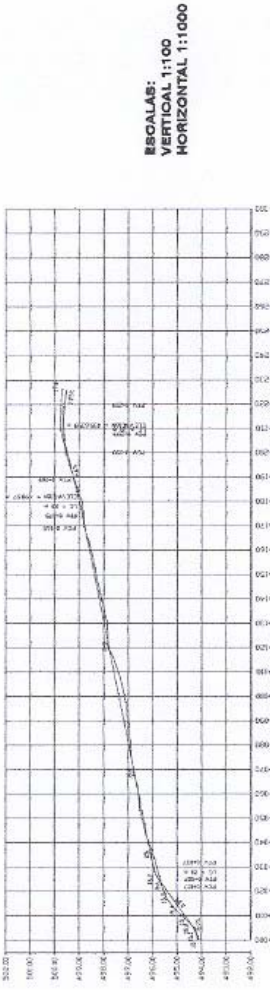


PLANTA DE LA 0 + 000 A LA 255.907
ESCALA 1:200

PUENTE DE PUKO DE VIZITA

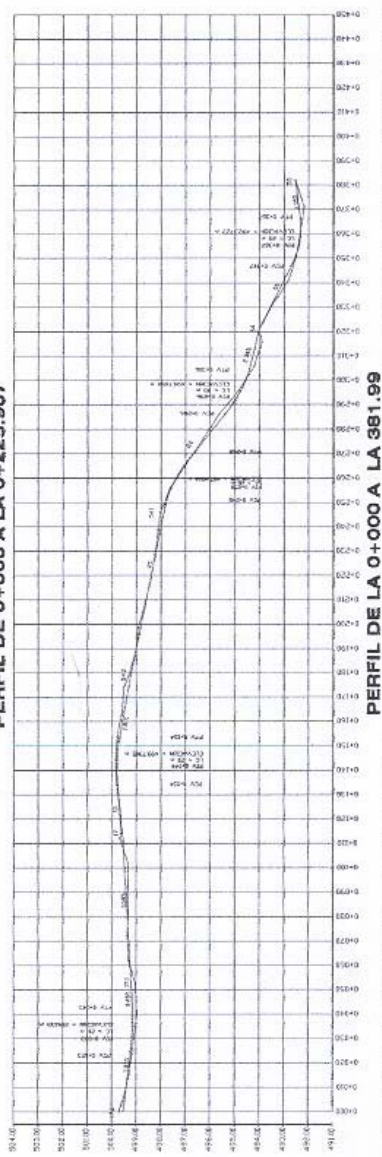


PLANTA DE LA 0 + 000 A LA 381.99
ESCALA 1:200



ESCALAS:
VERTICAL 1:100
HORIZONTAL 1:1000

PERFIL DE 0+000 A LA 0+225.907



PERFIL DE LA 0+000 A LA 381.99



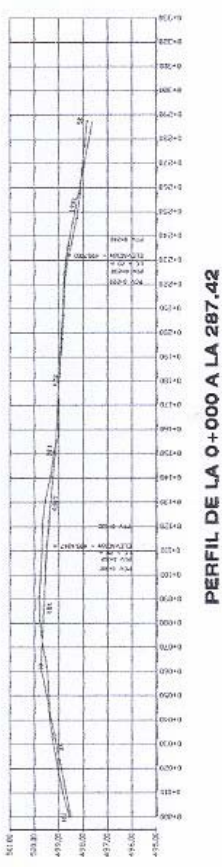
INSTRUMENTACIÓN DE UN PUNTO DE VISITA PUNTO DE VISITA: _____	
ESCALA: 1:1000 FECHA: _____ AUTORIZADO: _____ INGENIERO: _____	ESCALA: 1:1000 FECHA: _____ AUTORIZADO: _____ INGENIERO: _____



PLANTA DE LA 0 + 000 A LA 287.42
ESCALA 1:180

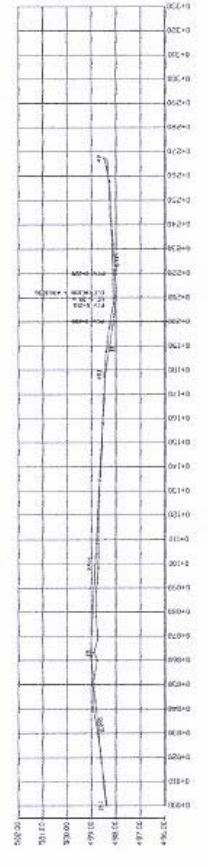


PLANTA DE LA 0 + 000 A LA 267.55
ESCALA 1:180



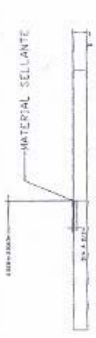
PERFIL DE LA 0+000 A LA 287.42

ESCALAS:
VERTICAL 1:100
HORIZONTAL 1:1000



PERFIL DE 0+000 A LA 0+267.55

PROYECTO DE LA VÍA AVENIDA CUARENTA Y CINCO ENTRE AVENIDA Y CALLE TOCANDO CUENTA QUE NI LA CALLE Y LA AVENIDA CUENTAN CON PAVIMENTA CION PREVIA ESCALA: 1:1000	
FECHA DE ELABORACION 15/05/2017	FECHA DE APROBACION 15/05/2017
ELABORADO POR J. GARCIA	APROBADO POR J. GARCIA
REVISADO POR J. GARCIA	REVISADO POR J. GARCIA
PROYECTO DE LA VÍA AVENIDA CUARENTA Y CINCO ENTRE AVENIDA Y CALLE TOCANDO CUENTA QUE NI LA CALLE Y LA AVENIDA CUENTAN CON PAVIMENTA CION PREVIA ESCALA: 1:1000	PROYECTO DE LA VÍA AVENIDA CUARENTA Y CINCO ENTRE AVENIDA Y CALLE TOCANDO CUENTA QUE NI LA CALLE Y LA AVENIDA CUENTAN CON PAVIMENTA CION PREVIA ESCALA: 1:1000



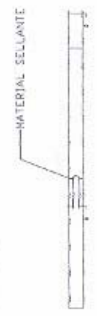
DETALLE DE JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION
 ESCALA 1:80



DETALLE DE JUNTA LONGITUDINAL
 TIPO MACHIBRADO TRAPEZOIDAL
 ESCALA 1:80

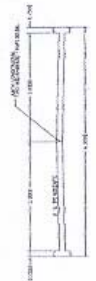


DETALLE DE BORDILLO Y PAVIMENTO DE CONCRETO
 ESCALA 1:80

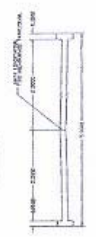


DETALLE DE JUNTA LONGITUDINAL
 TIPO MACHIBRADO CUADRICULAR
 ESCALA 1:80

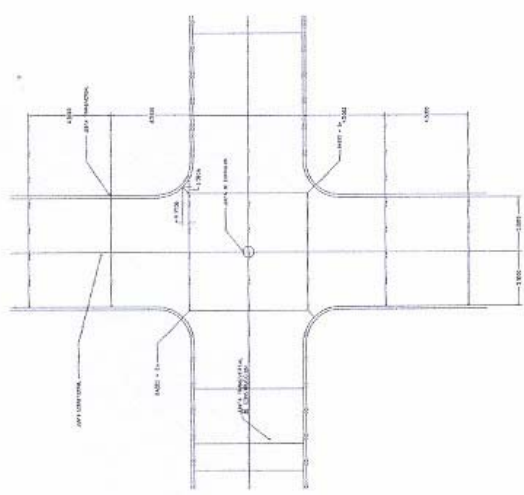
ANCHO DE LA JUNTA (CM)	MACHIBRADO TRAPEZOIDAL	MACHIBRADO CUADRICULAR
10 - 12.5	2.5	2.5
12.5 - 17	3.2	3.2
17.5 - 22.6	3.8	3.8
23 - 29	5.0	5.0



DETALLES TIPICOS MOSTRANDO LA UBICACION DE LA JUNTA LONGITUDINAL
 ESCALA 1:50



DETALLES TIPICOS MOSTRANDO LA UBICACION DE LA JUNTA LONGITUDINAL
 ESCALA 1:50



ESPECIFICACIONES

- EL CONCRETO TENDRA UNA RESISTENCIA A COMPRESION DE 400 PSI. A LOS 28 DIAS
- EL PAVIMENTO ESTA DISEÑADO PARA UN TRAFICO PROMEDIO DE CAMIONES DE 50 TONELADAS
- LA JUNTA TRANSVERSAL TENDRA UN ESPACIAMIENTO MAXIMO DE 4.5 M SIN LA UTILIZACION DE DOVELAS
- LA JUNTA LONGITUDINAL SE USARA COMO DIVISION DE CARRILES

DETALLE TIPICO DE LA FORMA DE INTERSECCIONES ENTRE AVENIDA Y CALLE TOCANDO CUENTA QUE NI LA CALLE Y LA AVENIDA CUENTAN CON PAVIMENTA CION PREVIA
 ESCALA: 1:1000

PROYECTO DE LEY DE REFORMA DEL DISTRITO FEDERAL LEY DE REFORMA DEL DISTRITO FEDERAL	
TÍTULO LEY DE REFORMA DEL DISTRITO FEDERAL	LIBRO LEY DE REFORMA DEL DISTRITO FEDERAL
FOLIO LEY DE REFORMA DEL DISTRITO FEDERAL	SECCIÓN LEY DE REFORMA DEL DISTRITO FEDERAL
FECHA DE LA LEY LEY DE REFORMA DEL DISTRITO FEDERAL	FECHA DE LA LEY LEY DE REFORMA DEL DISTRITO FEDERAL
FECHA DE LA LEY LEY DE REFORMA DEL DISTRITO FEDERAL	FECHA DE LA LEY LEY DE REFORMA DEL DISTRITO FEDERAL
FECHA DE LA LEY LEY DE REFORMA DEL DISTRITO FEDERAL	FECHA DE LA LEY LEY DE REFORMA DEL DISTRITO FEDERAL

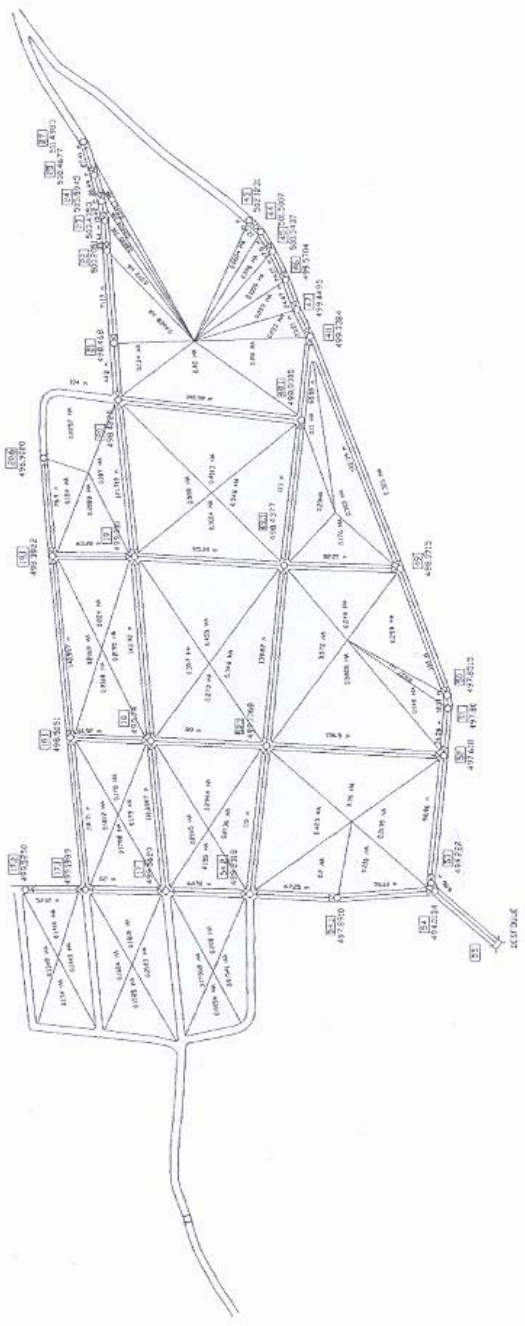


PLANTA GENERAL
Escala 1:1000



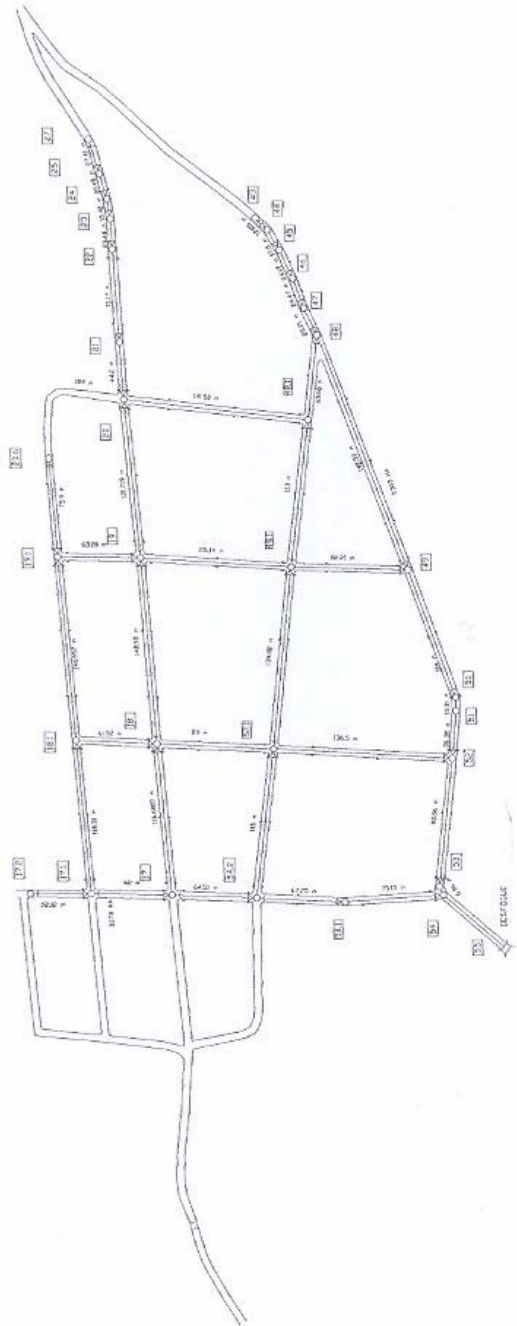
DESCRIPCIÓN DE LOS PLANOS (Continúa) PLANOS DE DISEÑO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA FUENTE DE VISITA.	
PLANOS DE DISEÑO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA FUENTE DE VISITA.	PLANOS DE DISEÑO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA FUENTE DE VISITA.
PLANOS DE DISEÑO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA FUENTE DE VISITA.	PLANOS DE DISEÑO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA FUENTE DE VISITA.
PLANOS DE DISEÑO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA FUENTE DE VISITA.	PLANOS DE DISEÑO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA FUENTE DE VISITA.
PLANOS DE DISEÑO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA FUENTE DE VISITA.	PLANOS DE DISEÑO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA FUENTE DE VISITA.
PLANOS DE DISEÑO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA FUENTE DE VISITA.	PLANOS DE DISEÑO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA FUENTE DE VISITA.
PLANOS DE DISEÑO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA FUENTE DE VISITA.	PLANOS DE DISEÑO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA FUENTE DE VISITA.
PLANOS DE DISEÑO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA FUENTE DE VISITA.	PLANOS DE DISEÑO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA FUENTE DE VISITA.
PLANOS DE DISEÑO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA FUENTE DE VISITA.	PLANOS DE DISEÑO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA FUENTE DE VISITA.
PLANOS DE DISEÑO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA FUENTE DE VISITA.	PLANOS DE DISEÑO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA FUENTE DE VISITA.

	FUENTE
	POZO DE VISITA
	POZO INICIAL



PLANTA DE DISTRIBUCIÓN DE ÁREAS
 ESCALA: 1:1400

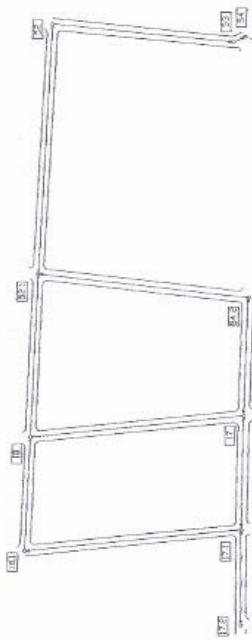
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE VISITA EN LA CARRETERA NACIONAL N.º 100, ENTRE LOS KM. 100 Y 101, MUNICIPIO DE SAN CARLOS, ESTADO DE QUINDÍO.	
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE VISITA EN LA CARRETERA NACIONAL N.º 100, ENTRE LOS KM. 100 Y 101, MUNICIPIO DE SAN CARLOS, ESTADO DE QUINDÍO.	PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE VISITA EN LA CARRETERA NACIONAL N.º 100, ENTRE LOS KM. 100 Y 101, MUNICIPIO DE SAN CARLOS, ESTADO DE QUINDÍO.
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE VISITA EN LA CARRETERA NACIONAL N.º 100, ENTRE LOS KM. 100 Y 101, MUNICIPIO DE SAN CARLOS, ESTADO DE QUINDÍO.	PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE VISITA EN LA CARRETERA NACIONAL N.º 100, ENTRE LOS KM. 100 Y 101, MUNICIPIO DE SAN CARLOS, ESTADO DE QUINDÍO.
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE VISITA EN LA CARRETERA NACIONAL N.º 100, ENTRE LOS KM. 100 Y 101, MUNICIPIO DE SAN CARLOS, ESTADO DE QUINDÍO.	PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE VISITA EN LA CARRETERA NACIONAL N.º 100, ENTRE LOS KM. 100 Y 101, MUNICIPIO DE SAN CARLOS, ESTADO DE QUINDÍO.



PLANTA DE DRENAJE PLUVIAL
ESCALA: 1:1400

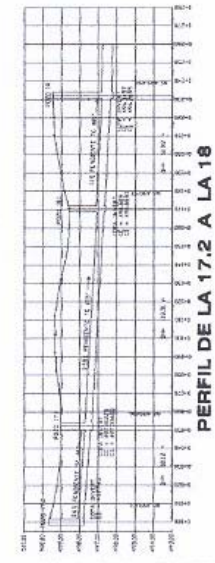
	PUENTE
	POZO DE VISITA
	POZO INICIAL

	PUENTE
	POZO DE VISITA
	POZO INICIAL



PLANTA DE DISTRIBUCIÓN
ESCALA: 1:1250

DESCRIPCIÓN DE LOS PLANOS (Escala)	
1. LINDERO NOROCCIDENTAL DEL BARRIO "LA VENTA"	1. LINDERO NOROCCIDENTAL DEL BARRIO "LA VENTA"
2. LINDERO SURESTE DEL BARRIO "LA VENTA"	2. LINDERO SURESTE DEL BARRIO "LA VENTA"
3. LINDERO NOROCCIDENTAL DEL BARRIO "LA VENTA"	3. LINDERO NOROCCIDENTAL DEL BARRIO "LA VENTA"
4. LINDERO SURESTE DEL BARRIO "LA VENTA"	4. LINDERO SURESTE DEL BARRIO "LA VENTA"
5. LINDERO NOROCCIDENTAL DEL BARRIO "LA VENTA"	5. LINDERO NOROCCIDENTAL DEL BARRIO "LA VENTA"
6. LINDERO SURESTE DEL BARRIO "LA VENTA"	6. LINDERO SURESTE DEL BARRIO "LA VENTA"
7. LINDERO NOROCCIDENTAL DEL BARRIO "LA VENTA"	7. LINDERO NOROCCIDENTAL DEL BARRIO "LA VENTA"
8. LINDERO SURESTE DEL BARRIO "LA VENTA"	8. LINDERO SURESTE DEL BARRIO "LA VENTA"
9. LINDERO NOROCCIDENTAL DEL BARRIO "LA VENTA"	9. LINDERO NOROCCIDENTAL DEL BARRIO "LA VENTA"
10. LINDERO SURESTE DEL BARRIO "LA VENTA"	10. LINDERO SURESTE DEL BARRIO "LA VENTA"

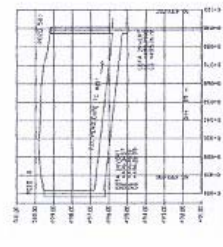


PERFIL DE LA 17.2 A LA 18



PERFIL DE LA 17.1 A LA 18

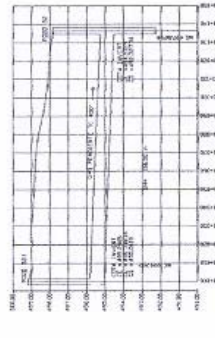
ESCALAS:
VERTICAL 1:100
HORIZONTAL 1:1000



PERFIL DE LA 18 A LA 52.1

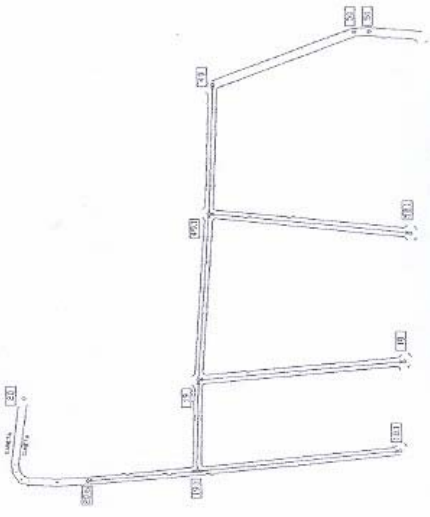


PERFIL DE LA 17 A LA 52.1



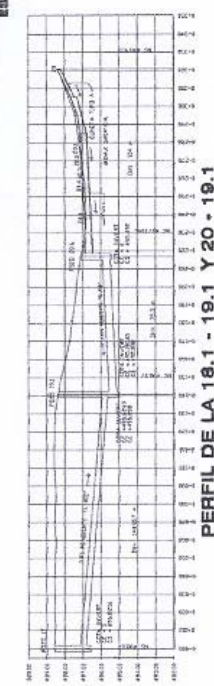
PERFIL DE LA 52.1 A LA 52

PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE LA VISITA MAQUETA DE PLANTA Y PERFILES	
AUTOR: D. JOSÉ M. GARCÍA LÓPEZ INGENIERO DE OBRAS PÚBLICAS	FECHA: 15/05/2011
CLIENTE: D. JOSÉ M. GARCÍA LÓPEZ INGENIERO DE OBRAS PÚBLICAS	ESCALA: 1:1000
TÍTULO: MAQUETA DE PLANTA Y PERFILES	HOJA: 1 DE 1

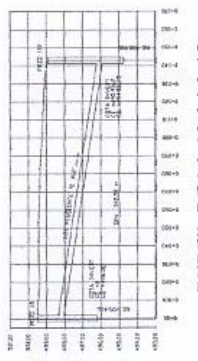


ESCALAS:
 VERTICAL 1:100
 HORIZONTAL 1:1000

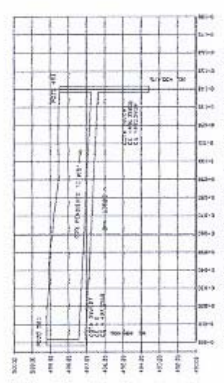
PLANTA DE DISTRIBUCIÓN
 ESCALA: 1:1250



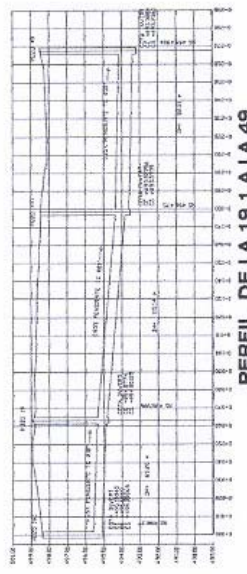
PERFIL DE LA 18.1 - 19.1 Y 20.1



PERFIL DE LA 18A LA 19



PERFIL DE LA 52.1 A LA 49.1



PERFIL DE LA 19.1 A LA 49

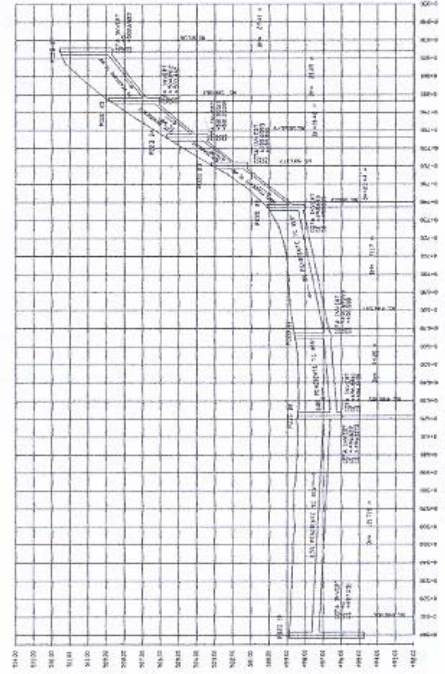
PUENTE
POZO DE VISITA
POZO INICIAL

	PUENTE
	POZO DE VISITA
	POZO INICIAL

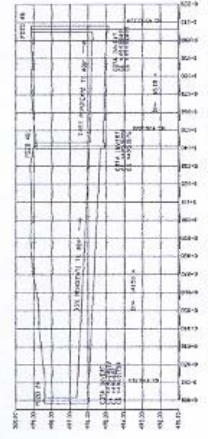


INFORMACIÓN DE LOS DATOS GENERALES	
PROYECTO:	CONSTRUCCIÓN DE LA CARRETERA DE TUNJA A LA SIERRA DE LOS ANDES
FECHA:	15/05/2010
ESCALA:	1:1250
AUTOR:	
DISEÑADOR:	
REVISOR:	
APROBADO:	
INSTITUCIÓN:	

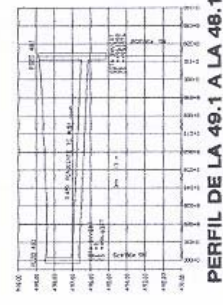
PLANTA DE DISTRIBUCIÓN
ESCALA: 1:1250



PERFIL DE LA 19-20 Y 27-20



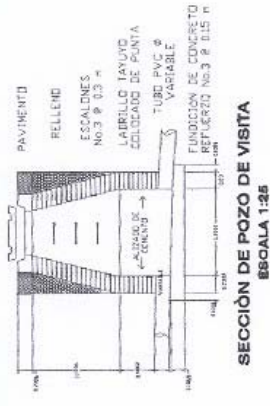
PERFIL DE 0+000 A LA 0+141.5



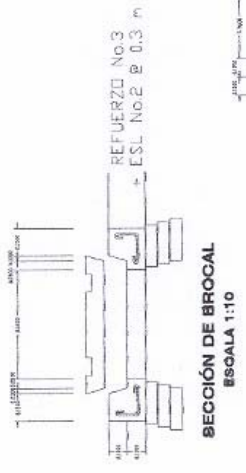
PERFIL DE LA 48.1 A LA 48.1

ESCALAS:
VERTICAL 1:100
HORIZONTAL 1:1000

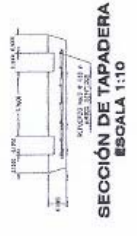
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL	
CATEDRA DE SISTEMAS DE AGUAS	
PROYECTO DE SISTEMAS DE AGUAS	
TITULO DE PROYECTO: DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUAS	
AUTOR: [Nombre]	
FECHA: [Fecha]	
LUGAR: [Lugar]	
Escala: 1:25	



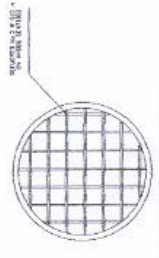
SECCIÓN DE POZO DE VISITA
ESCALA 1:25



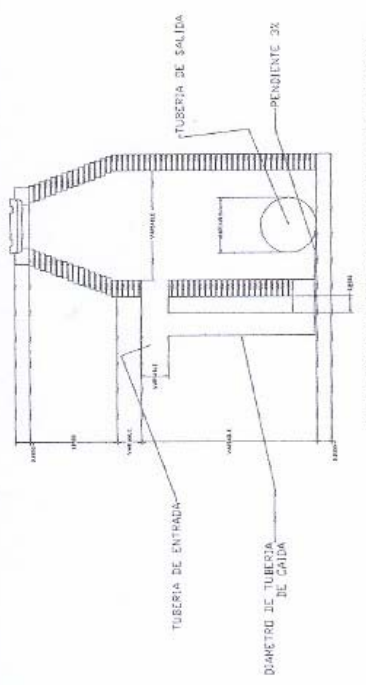
SECCIÓN DE BROCAL
ESCALA 1:10



SECCIÓN DE TAPADERA
ESCALA 1:10

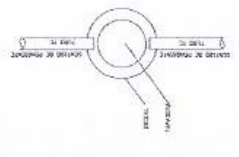


PLANTA TAPADERA
ESCALA 1:10

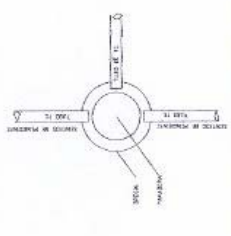


SECCIÓN DE POZO CON CÁMARA DE CAÍDA
CUANDO LA DIFERENCIA DE ENTRADA Y SALIDA ES > 1 m
ESCALA 1:25

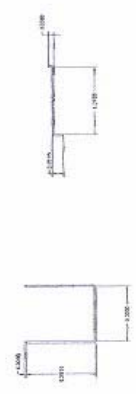
DIAMETRO DE LA CÁMARA DE CAÍDA EN FUNCIÓN DEL DIAMETRO DE LA TUBERÍA DE ENTRADA	60" - 18"
DIAMETRO DEL COLECTOR DE ENTRADA	15" - 18"
DIAMETRO DE LA CÁMARA DE CAÍDA	20" - 24"
ACCESORIO ESPECIAL	> 36"



PLANTAS DE POZOS DE VISITA
ESCALA 1:25



PLANTAS DE POZOS DE VISITA
ESCALA 1:25



DETALLES DE ESCALÓN PARA POZOS DE VISITA
ESCALA 1:10

--	--	--



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 049 S.S.

O.T.No.: 16,119

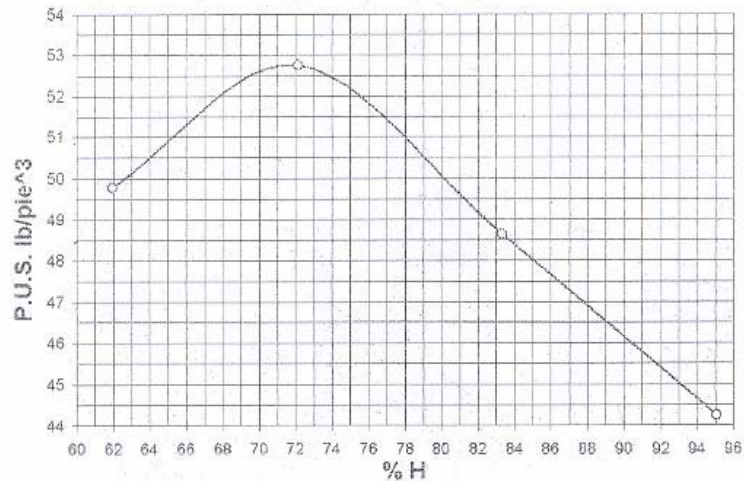
Interesado: ALBIN OMAR COY
Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN.

Proctor Estándar: () Norma:
Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.T.H.O. T-180

Proyecto: "PAVIMENTACION BARRIO SAN LUIS"
Ubicación: SAN JUAN CHAMELCO, ALTA VERAPAZ

Fecha: 24 de febrero de 2003

GRAFICA DE DENSIDAD SECA-HUMEDAD RELATIVA



Muestra No.: 2
Descripción del suelo: Limo arenoso color café
Densidad seca máxima γ_d : 0.845 t/m³
Humedad óptima Hop.: 71.5 %
Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

52.8 lb/pe³

Atentamente,

Vo.Bo.
Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz
DIRECTOR CI/USAC



Ing. Hugo Rolando Bosque Morales
Jefe Sección Mecánica de Suelos



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



INFORME No. 051 S.S.

O.T.: 16,119

Interesado: ALBIN OMAR COY
Tipo de Ensayo: Con tamices y lavado previo.
Norma: A.A.S.H.T.O. T-27
Proyecto: "PAVIMENTACION BARRIO SAN LUIS"

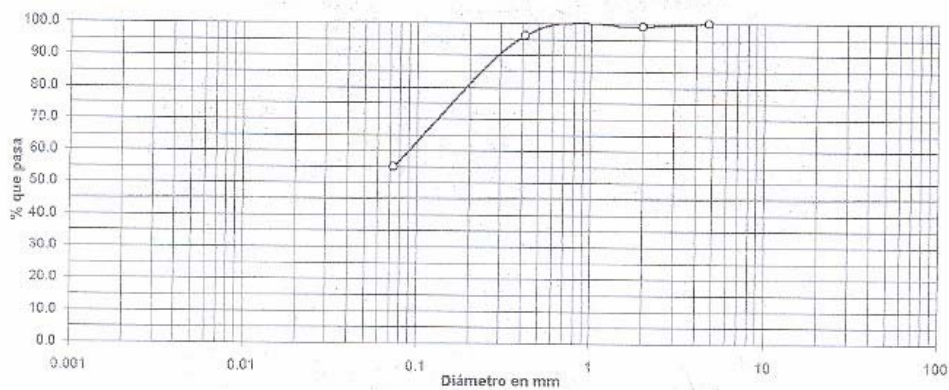
Fecha: 24 de febrero de 2003
Muestra No. 2

Ubicación: San Juan Chameleco, Alta Verapaz.

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
4	4.76	100.0
10	2.00	99.1
40	0.42	96.2
200	0.074	54.9

% de grava: 0.0
% de arena: 45.1
% de finos: 54.9


Análisis por Sedimentación:	
Diámet. mm.	% que pasa

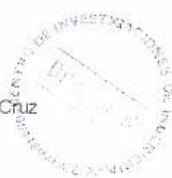



Descripción del suelo: Limo arenoso color café.
Clasificación: S.C.U.: ML P.R.A.: A-4
Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.


Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz
DIRECTOR CI/USAC




Ing. Hugo Rolando Bosque Morales
Sección Mecánica de Suelos



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 052 S.S.

O.T. No. 16119

Interesado: ALBIN OMAR COY
Proyecto: "PAVIMENTACION BARRIO SAN LUIS"

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-69 Y T-90

Ubicación: SAN JUAN CHAMELCO, ALTA VERAPAZ

FECHA: 24 de febrero de 2003

RESULTADOS:

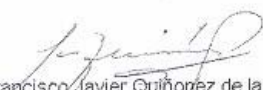
ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	2			MATERIAL NO PLASTICO	Limo arenoso color café.

(*) C.S.U. = CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO

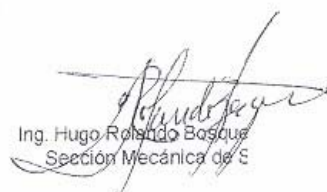
Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.


Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz
DIRECTOR CII/MSAC




Ing. Hugo Rolando Boscua
Sección Mecánica de S



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



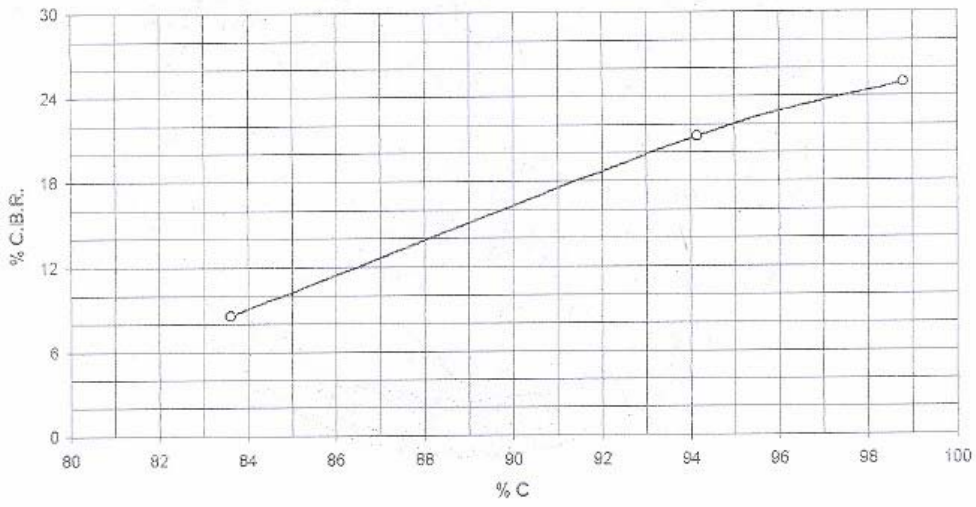
INFORME No. 050 S.S.

O.T.No.: 16,119

Interesado: ALBIN OMAR COY
 Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.) Norma: A.A.S.H.T.O. T-193
 Proyecto: "PAVIMENTACION BARRIO SAN LUIS"
 Ubicación: SAN JUAN CHAMELCO, ALTA VERAPAZ
 Descripción del suelo: Limo arenoso color café
 Muestra No.: 2
 Fecha: 24 de febrero de 2003


PROBETA No.	GOLPES No.	A LA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	C.B.R. (%)
		H (%)	γ_d kg/m ³			
1	10	70.0	706.7	83.62	0.0	8.6
2	30	70.0	795.8	94.17	0.0	21.2
3	65	70.0	835.0	98.81	0.0	25.0

GRAFICA DE % C.B.R.-% DE COMPACTACION



Atentamente,

Vo.Bo.
 Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz
 DIRECTOR CII/USAC



Ing. Hugo Rolando Bosque Morales
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



INFORME No. 036 S.S.

O.T.: 16,083

Interesado: ALBIN OMAR COY
Tipo de Ensayo: Con tamices y lavado previo.
Norma: A.A.S.H.T.O. T-27
Proyecto: "PAVIMENTACION BARRIO SAN LUIS"

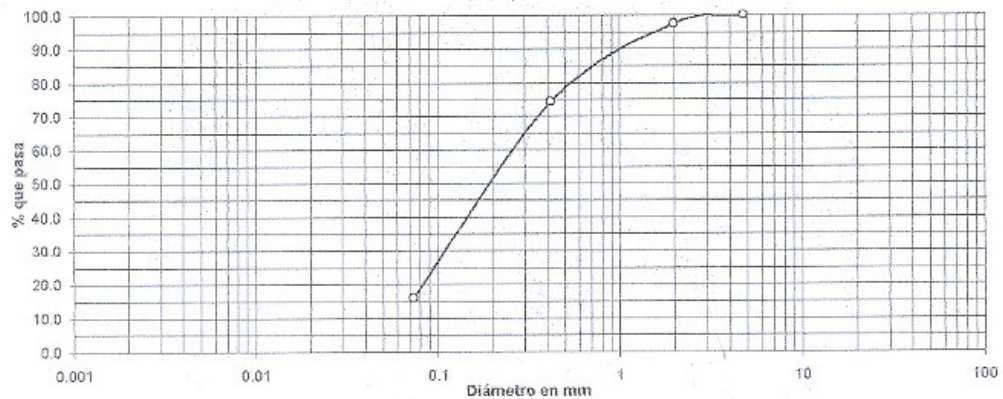
Fecha: 24 de febrero de 2003
Muestra No. 1

Ubicación: San Juan Chamelco, Alta Verapaz.

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
4	4.76	100.0
10	2.00	97.6
40	0.42	74.2
200	0.074	16.1

% de grava: 0.0
% de arena: 83.9
% de finos: 16.1

Análisis por Sedimentación:	
Diámet. mm.	% que pasa



Descripción del suelo: Limo arenoso color café.
Clasificación: S.C.U.: ML P.R.A.: A-2-4
Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz
DIRECTOR CI/USAC



Ing. Hugo Rolando Bosque Morales
Sección Mecánica de Suelos



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



INFORME No. 037 S.S.

O.T. No. 16083

Interesado: ALBIN OMAR COY
Proyecto: "PAVIMENTACION BARRIO SAN LUIS"

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: SAN JUAN CHAMELCO, ALTA VERAPAZ

FECHA: 24 de febrero de 2003

RESULTADOS:

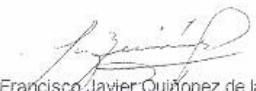
ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1			MATERIAL NO PLASTICO	Limo arenoso color café.

(*) C.S.U. = CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO


Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.


Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz
DIRECTOR CIAUSAC




Ing. Hugo Román Bostue
Sección Mecánica de S



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 034 S.S.

O.T.No.: 16,083

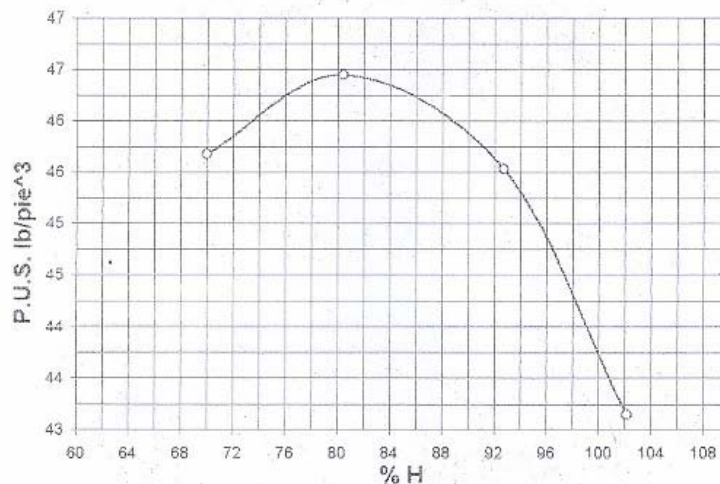
Interesado: ALBIN OMAR COY
Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN.

Proctor Estándar: () Norma:
Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.T.H.O. T-180

Proyecto: "PAVIMENTACION BARRIO SAN LUIS"
Ubicación: SAN JUAN CHAMELCO, ALTA VERAPAZ

Fecha: 24 de febrero de 2003

GRAFICA DE DENSIDAD SECA-HUMEDAD RELATIVA



Muestra No.: 1
Descripción del suelo: Limo arenoso color café
Densidad seca máxima γ_d : 0.743 t/m³ 46.4 lb/ft³
Humedad óptima Hop.: 80.4 %
Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,

Vo.Bo.
Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz
DIRECTOR CI/USAC



Ing. Hugo Rolando Espinoza Morales
Jefe Sección Mecánica de Suelos



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No 035 S.S.

O.T.No.: 16,083

Interesado: ALBIN OMAR COY

Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.)

Norma: A.A.S.H.T.O. T-193

Proyecto: "PAVIMENTACION BARRIO SAN LUIS"

Ubicación: SAN JUAN CHAMELCO, ALTA VERAPAZ

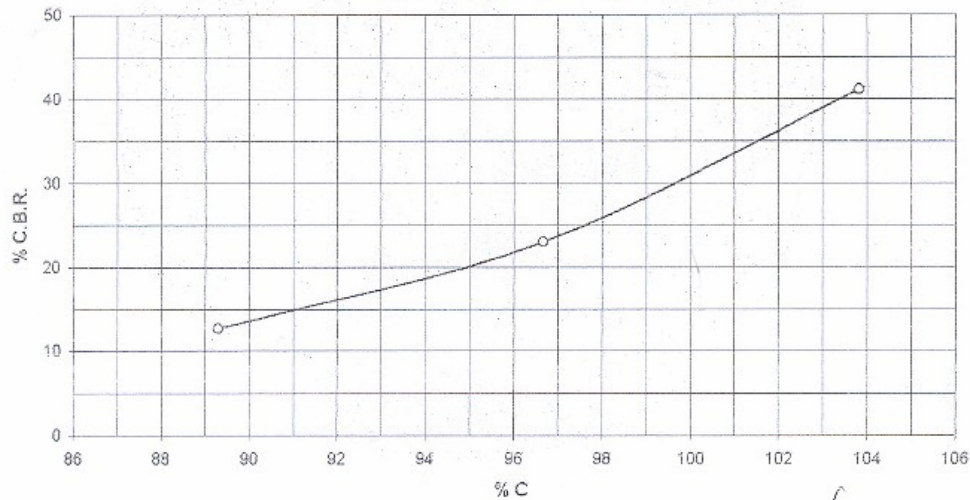
Descripción del suelo: Limo arenoso color café

Muestra No.: 1

Fecha: 24 de enero de 2003

PROBETA	GOLPES	A LA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	C.B.R. (%)
		H (%)	γ_d (kg/m ³)			
1	10	80.7	683.9	89.32	0.0	12.6
2	30	80.7	718.6	96.67	0.0	23.0
3	65	80.7	771.7	103.82	0.0	41.1

GRAFICA DE % C.B.R.-% DE COMPACTACION



Atentamente,

Vo.Bo.
Ing. Francisco Javier Quiñónez de la Cruz
DIRECTOR CII/USAC



Ing. Hugo Rojando Bosque Morales
Jefe Sección Mecánica de Suelos

Tabla XVI. Velocidades y caudales para tuberías de concreto

S	8"		10"		12"		15"	
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.1								
0.15							0.54	61.45
0.2							0.62	70.91
0.25					0.6	43.73	0.69	79.23
0.3			0.58	29.58	0.66	47.89	0.76	86.87
0.35			0.63	31.93	0.71	51.76	0.82	93.82
0.4	0.58	18.1	0.67	33.52	0.76	55.53	0.88	101.37
0.45	0.61	19.2	0.71	34.58	0.8	58.69	0.9	105.32
0.5	0.65	20.99	0.75	38.01	0.85	61.83	0.91	111.87
0.55	0.68	21.97	0.78	40.03	0.89	65.55	1.03	117.37
0.6	0.71	22.94	0.82	41.82	0.93	67.69	1.08	123.07
0.65	0.74	23.88	0.85	43.6	0.96	70.74	1.12	127.63
0.7	0.76	24.79	0.89	45.03	1	73.11	1.16	132.18
0.75	0.79	25.66	0.92	46.55	1.04	75.68	1.2	136.74
0.8	0.82	26.5	0.95	48.07	1.07	78.17	1.24	141.3
0.85	0.84	27.31	0.98	49.5	1.1	80.57	1.28	145.86
0.9	0.87	28.09	1.01	51.11	1.14	82.91	1.32	150.42
0.95	0.89	28.87	1.03	52.12	1.17	85.17	1.36	154.97
1	0.91	29.61	1.06	53.64	1.2	87.39	1.39	153.39
1.1	0.96	31.07	1.11	56.17	1.26	91.89	1.46	166.37
1.2	1	32.46	1.16	58.7	1.31	95.54	1.52	173.21
1.3	1.04	33.79	1.21	61.23	1.37	99.91	1.59	181.18
1.4	1.08	35.06	1.26	63.76	1.42	103.56	1.65	188.02
1.5	1.12	36.29	1.3	65.78	1.47	107.03	1.7	193.72
1.6	1.16	37.49	1.34	67.8	1.52	110.85	1.76	200.55
1.7	1.19	38.62	1.38	69.83	1.56	113.77	1.81	206.25
1.8	1.23	39.75	1.42	71.85	1.61	117.42	1.87	213.09
1.9	1.26	40.82	1.46	73.88	1.65	120.33	1.92	218.79
2	1.29	41.89	1.5	75.9	1.69	123.59	1.97	224.48
2.1	1.32	42.93	1.54	77.92	1.74	126.9	2.01	229.04
2.2	1.36	43.93	1.57	79.44	1.78	129.81	2.06	234.74
2.3	1.39	44.94	1.61	81.17	1.82	132.73	2.11	240.44
2.4	1.42	45.91	1.64	82.98	1.86	135.65	2.15	245
2.5	1.45	46.85	1.68	85.01	1.89	137.84	2.2	250.69
2.6	1.47	47.76	1.71	85.53	1.93	140.75	2.24	255.25
2.7	1.5	48.7	1.74	88.04	1.97	143.67	2.28	259.81
2.8	1.53	49.57	1.78	90.07	2	145.86	2.33	265.51
2.9	1.56	50.45	1.81	91.59	2.04	148.78	2.37	270.06
3	1.58	51.32	1.84	93.1	2.08	151.69	2.41	274.62
3.1	1.61	52.16	1.87	94.62	2.11	153.88	2.45	279.18
3.2	1.64	53.01	1.9	96.14	2.14	156.07	2.49	283.74

Tabla XVII. Velocidades y caudales para tuberías de concreto

S	8"		10"		12"		15"	
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
3.3	1.66	53.82	1.93	97.66	2.18	158.99	2.53	288.3
3.4	1.69	54.63	1.96	99.26	2.21	161.17	2.56	291.72
3.5	1.7	55.44	1.99	100.78	2.24	163.36	2.6	296.27
3.6	1.73	56.21	2.01	101.88	2.27	165.55	2.64	300.83
3.7	1.76	56.99	2.04	102.32	2.3	167.74	2.67	304.25
3.8	1.78	57.74	2.07	104.83	2.34	170.65	2.71	308.81
3.9	1.81	58.51	2.09	105.85	2.37	172.84	2.75	313.37
4	1.82	59.23	2.12	107.37	2.4	175.03	2.78	316.78
4.1	1.85	59.97	2.15	108.89	2.43	177.22	2.82	321.34
4.2	1.87	60.72	2.17	109.9	2.46	179.4	2.85	324.76
4.3	1.9	61.43	2.2	111.42	2.48	180.86	2.88	328.18
4.4	1.92	62.14	2.22	112.43	2.51	183.05	2.92	332.74
4.5	1.94	62.86	2.25	113.95	2.54	185.24	2.95	336.16
4.6	1.96	63.54	2.28	115.47	2.57	187.43	2.98	339.58
4.7	1.98	64.22	2.3	116.48	2.6	189.62	3.01	342.99
4.8	2	64.9	2.32	117.7	2.63	191.86		
4.9	2.02	65.55	2.35	118.5	2.65	193.25		
5	2.04	66.26	2.37	120.03	2.68	195.45		
5.1	2.06	66.91	2.4	121.55	2.71	197.64		
5.2	2.08	67.55	2.42	122.56	2.73	199.1		
5.3	2.1	68.2	2.44	123.57	2.76	201.28		
5.4	2.12	68.85	2.47	125.09	2.78	202.74		
5.5	2.14	69.47	2.49	126.11	2.81	204.93		
5.6	2.16	70.11	2.51	127.12	2.84	207.12		
5.7	2.18	70.73	2.53	128.13	2.86	208.58		
5.8	2.2	71.34	2.55	129.14	2.89	210.76		
2.9	2.22	71.96	2.58	130.66	2.91	212.22		
6	2.24	72.58	2.6	131.68	2.93	213.68		
6.1	2.26	73.16	2.62	132.69	2.96	215.87		
6.2	2.28	73.77	2.64	133.7	2.98	217.33		
6.3	2.29	74.36	2.66	134.72	3.01	219.52		
6.4	2.31	74.94	2.68	135.73				
6.5	2.33	75.52	2.7	136.74				
6.6	2.35	76.11	2.73	138.26				
6.7	2.37	76.69	2.75	139.27				
6.8	2.38	77.24	2.77	140.29				
6.9	2.4	77.82	2.79	141.3				
7	2.42	78.38	2.8	141.81				
7.1	2.44	78.93	2.83	143.33				
7.2	2.45	79.51	2.85	144.34				
7.3	2.47	80	2.87	145.35				
7.4	2.49	80.58	2.89	146.36				

Tabla XVIII. Velocidades y caudales para tuberías de concreto

S	8"		10"		12"		15"	
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
7.5	2.5	81.13	2.91	147.38				
7.6	2.52	81.68	2.92	147.88				
7.7	2.54	82.2	2.94	148.9				
7.8	2.55	82.75	2.96	149.91				
7.9	2.57	83.27	2.98	150.92				
8	2.59	83.82	3	151.93				
8.1	2.6	84.3						
8.2	2.62	84.83						
8.3	2.63	85.34						
8.4	2.65	85.86						
8.5	2.67	86.38						
8.6	2.68	86.86						
8.7	2.7	87.38						
8.8	2.71	87.87						
8.9	2.73	88.39						
9	2.74	88.87						
9.1	2.76	89.36						
9.2	2.77	89.88						
9.3	2.79	90.33						
9.4	2.8	90.82						
9.5	2.82	91.3						
9.6	2.83	91.79						
9.7	2.85	92.28						
9.8	2.86	92.73						
9.9	2.88	93.21						
10	2.89	93.7						
10.1	2.91	94.15						
10.2	2.92	94.61						
10.3	2.93	95.09						
10.4	2.95	95.55						
10.5	2.96	96						
10.6	2.98	96.45						
10.7	2.99	96.91						
10.8	3	97.36						

Tabla XXIX. Velocidades y caudales para tuberías de concreto

S	16"		18"		20"		21"	
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.1			0.5	81.51	0.53	108.2	0.55	122.65
0.15	0.56	73.05	0.61	99.71	0.65	132.36	0.67	150.3
0.2	0.65	84.37	0.7	115.73	0.75	152.86	0.78	173.49
0.25	0.73	94.38	0.78	128.74	0.84	170.17	0.87	194.31
0.3	0.79	103.35	0.86	141.12	0.92	186.37	0.95	212.18
0.35	0.86	111.34	0.93	152.6	1	202.58	1.03	230.04
0.4	0.92	119.03	0.99	162.45	1.07	216.76	1.1	245.68
0.45	0.97	126.25	1.05	172.29	1.13	228.92	1.18	252.9
0.5	1.03	133.07	1.1	182.14	1.19	234.5	1.27	270.02
0.55	1.08	139.83	1.16	190.34	1.25	240.5	1.3	287.45
0.6	1.12	145.78	1.22	200.1	1.3	263.35	1.35	301.52
0.65	1.17	151.73	1.27	208.39	1.36	275.51	1.4	312.68
0.7	1.21	157.46	1.31	214.96	1.41	285.64	1.46	326.08
0.75	1.26	162.98	1.36	223.16	1.46	297.77	1.51	337.25
0.8	1.3	168.34	1.4	229.73	1.51	305.99	1.56	348.42
0.85	1.34	173.51	1.45	237.93	1.55	314	1.6	359.58
0.9	1.38	178.54	1.49	244.49	1.6	324.13	1.65	368.52
0.95	1.41	183.44	1.53	251	1.64	332.23	1.7	379.69
1	1.45	188.19	1.57	257.62	1.68	340.33	1.74	388.62
1.1	1.52	197.39	1.65	270.75	1.77	258.57	1.83	408.72
1.2	1.59	206.17	1.72	282.23	1.85	374.77	1.91	426.59
1.3	1.66	214.59	1.79	293.72	1.92	388.95	1.98	442.22
1.4	1.72	222.69	1.86	305.21	1.99	403.13	2.06	460.09
1.5	1.78	230.51	1.92	315.05	2.06	471.32	2.13	475.72
1.6	1.84	238.07	1.99	326.54	2.13	431.5	2.2	491.36
1.7	1.89	245.39	2.05	336.28	2.2	445.68	2.27	506.99
1.8	1.95	252.51	2.11	346.23	2.26	457.83	2.33	520.39
1.9	2	259.42	2.16	354.43	2.32	469.99	2.4	536.03
2	2.05	265.9	2.22	364.28	2.38	482.14	2.46	549.43
2.1	2.1	272.73	2.28	374.13	2.44	494.3	2.52	562.86
2.2	2.15	279.15	2.33	382.33	2.5	506.45	2.58	576.23
2.3	2.2	285.45	2.38	390.53	2.55	516.58	2.64	589.63
2.4	2.25	291.56	2.43	398.74	2.61	528.73	2.7	603.03
2.5	2.3	297.58	2.48	406.94	2.66	538.86	2.75	614.2
2.6	2.34	303.47	2.53	415.15	2.72	551.02	2.81	627.6
2.7	2.39	309.26	2.58	423.35	2.77	561.15	2.86	638.77
2.8	2.43	314.92	2.63	431.56	2.81	571.28	2.91	649.93
2.9	2.47	320.5	2.67	438.12	2.87	581.41	2.96	661.1

Tabla XXX. Velocidades y caudales para tuberías de concreto

S	16"		18"		20"		21"	
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
3	2.51	325.98	2.72	446.32	2.92	591.53	3.01	672.27
3.1	2.56	331.36	2.76	452.89	2.97	601.66		
3.2	2.6	336.67	2.81	461.09	3.01	609.77		
3.3	2.64	341.89	2.85	467.66				
3.4	2.68	347.04	2.9	474.22				
3.5	2.72	352.09	2.94	482.42				
3.6	2.75	357.1	2.98	489.99				
3.7	2.79	362.03	3.02	495.55				
3.8	2.83	366.87						
3.9	2.87	371.67						

S	24"		30"		36"		42"	
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.1	0.6	175.78	0.8	367.08	0.91	596.39	1.01	900.14
0.15	0.74	215.2	0.99	449.62	1.11	730.78	1.23	1101.96
0.2	0.85	248.16	1.14	519.16	1.29	844.08	1.42	1273.06
0.25	0.95	277.45	1.27	580.24	1.44	943.85	1.59	1424.05
0.3	1.04	303.91	1.39	635.85	1.57	1033.77	1.75	1559.84
0.35	1.13	328.27	1.51	686.9	1.7	1116.47	1.89	1684.91
0.4	1.2	350.93	1.61	734.3	1.82	1193.92	2.02	1801.05
0.45	1.28	371.23	1.71	778.52	1.93	1296.12	2.14	1910.04
0.5	1.3	390.36	1.8	820.91	2.03	1312.04	2.25	2003.68
0.55	1.41	411.52	1.89	861.02	2.13	1400.02	2.36	2111.95
0.6	1.47	429.81	1.87	899.3	2.23	1462.37	2.47	2205.75
0.65	1.53	447.37	2.05	935.77	2.32	1522.1	2.57	2295.98
0.7	1.59	464.26	2.13	971.32	2.41	1579.2	2.67	2382.64
0.75	1.65	480.54	2.21	1005.51	2.49	1634.99	2.76	2465.73
0.8	1.7	496.3	2.28	1038.32	2.57	1688.16	2.85	2547.02
0.85	1.75	511.58	2.35	1070.23	2.65	1740.67	2.94	2625.64
0.9	1.8	526.43	2.42	1101.23	2.72	1790.55	3.02	2701.58
0.95	1.85	540.84	2.48	1131.31	2.8	1836.78		

Tabla XXXI. Velocidades y caudales para tuberías de concreto

S	24"		30"		36"		42"	
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
1	1.9	554.9	2.55	1160.94	2.88	1887.69		
1.1	1.99	581.97	2.67	1217.46	3.02	1979.58		
1.2	2.08	607.85	2.79	1271.7				
1.3	2.17	632.67	2.9	1323.66				
1.4	2.25	656.56	3.01	1373.34				
1.5	2.33	679.61						
1.6	2.41	901.9						
1.7	2.48	923.48						
1.8	2.55	744.46						
1.9	2.62	764.88						
2	2.6	784.74						
2.1	2.76	804.11						
2.2	2.82	823.05						
2.3	2.89	841.54						
2.4	2.95	859.63						
2.5	3.01	877.36						

S	48"		54"		60"		66"	
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.1	1.1	1286.03	1.19	1760.58	1.28	2329.79	1.36	3004.57
0.15	1.35	1574.28	1.46	2156.42	1.57	2854.82	1.67	3681.81
0.2	1.56	1817.97	1.68	2488.42	1.81	3295.98	1.93	4250.96
0.25	1.74	2032.67	1.89	2782.31	2.02	3684.28	2.15	4751.72
0.3	1.91	2226.37	2.06	3048.14	2.21	4036.12	2.36	5206.16
0.35	2.06	2404.9	2.23	3293.29	2.39	4360.62	2.55	5623.16
0.4	2.2	2571.2	2.38	3524.21	2.56	4661.41		
0.45	2.34	2767.52	2.4	3752.12	2.7	4943.98		
0.5	2.42	2873.5	2.66	3955.7	2.8	5211.96		
0.55	2.58	3015.17	2.79	4127.68	3	5465.35		
0.6	2.7	3149.3	2.92	4306.38				
0.65	2.81	3277.72	3.04	4486.55				
0.7	2.91	3401.4						
0.75	3.02	3520.42						

Tabla XXXII. Velocidades y caudales para tuberías de concreto

S	72"		78"		84"		90"	
%	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.1	1.44	3790.5	1.52	4692.36	1.6	5716.8	1.67	6870.85
0.15	1.77	4641	1.86	5746.06	1.96	6999.51	2.05	8417.3
0.2	2.04	5360.25	2.15	6636.47	2.26	8085.7	2.37	9717.64
0.25	2.28	5992.87	2.41	7419.05	2.53	9039.69	2.65	10866.2
0.3	2.5	6565.12	2.64	8127.68	2.77	9900.78	2.9	11904
0.35	2.7	7090.12	2.85	8777.77	2.99	10694	3.13	12855.1
0.4	2.89	7578.37	3.05	8384.73	3.2	11433.6		
0.45	3.05	8040.37						