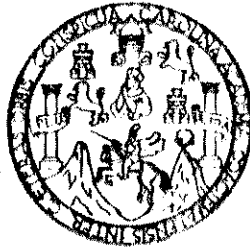


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑO DEL COMPLEJO DE OFICINAS PARA PLAN INTERNACIONAL EN LA
CIUDAD DE JALAPA Y DE LOS FUENTES DE EL DURAZNITO Y TIERRA
BLANCA EN LA COMUNIDAD DE SANTA MARIA XALAPAN, JALAPA.

TESIS

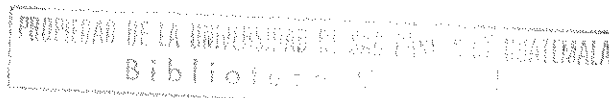
Presentada a la Junta Directiva de la facultad de Ingenieria

POR

Lillian Haydée Valverth

AL CONFERIRSELE EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

Guatemala, Noviembre de 1,997




TC(460)
C.A

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 tesis titulado:

"DISEÑO DEL COMPLEJO DE OFICINAS PARA PLAN INTERNACIONAL EN LA CIUDAD DE JALAPA Y DE LOS PUENTES DE EL DURAZNITO Y TIERRA BLANCA EN LA COMUNIDAD DE SANTA MARIA XALAPAN, JALAPA"

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 20 de febrero de 1,997.



Lilian Haydée Valverth

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

MIEMBROS DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	Ing. Herber René Miranda Barrios
VOCAL 1:	Ing. Miguel Angel Sánchez Guerra
VOCAL 2:	Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano
VOCAL 3:	Ing. Juan Adolfo Echeverría Méndez
VOCAL 4:	Br. Victor Rafael Lobos Aldana
VOCAL 5:	Br. Wagner Gustavo López Cáceres
SECRETARIO:	Ing. Gilda Marina Castellanos de Illescas

TRIBUNAL QUE PRACTICA EL EXAMEN
GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing. Julio Ismael González Podzueck
EXAMINADOR 1:	Ing. Carlos Raúl Marroquín
EXAMINADOR 2:	Ing. Carlos Salvador Gordillo
EXAMINADOR 3:	Ing. Rafael Enrique Morales Morales
SECRETARIO:	Ing. Francisco Javier González López

AGRADECIMIENTO A:

- DIOS:** Por iluminarme cada día para alcanzar mi triunfo.
- MI MADRE:** Eva Haydée Valverth Morales
Por su amor, ayuda y ejemplo, que esto sea una mínima recompensa a sus sacrificios.
- MI MADRE:** Marta Gloria Valverth Morales
Por guiar mis pasos desde niña, en el sendero del bien.
- MI ESPOSO:** Carlos Leonidas Méndez Medina
Por el profundo amor, la comprensión y el apoyo que siempre me brinda.
- MI HIJITA:** Mélanie Fabiola Méndez Valverth
- MI HERMANO:** Jorge Raúl Valverth
- MIS TIOS:** En especial a Letty, por su hospitalidad en mis épocas de estudio.
- MIS PADRINOS:** Máximo Godínez y Albertina Méndez de Godínez
- MIS AMIGOS:** En especial a Brenda I, Brenda II, Gustavo, Karina, Ludin, Susana, Ruth María, Alejandro, Enrique, Olga del Carmen, Silvana, y Claudia, porque la amistad es algo invaluable
- MIS SUEGROS Y CUADAS:** En especial a Charito y Obdulio con cariño.
- USTED:** Con respeto.



FACULTAD DE INGENIERIA
Unidad de Prácticas de Ingeniería
Ejercicio Profesional Supervisado
E.P.S.

Ciudad Universitaria, Zona 13
01013 Guatemala, Centroamérica

REF.EPS.C.195.97

Guatemala, 23 de octubre de 1,997

Señor

Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano
Director de la Escuela
de Ingeniería Civil
Presente

Señor Director:

Adjunto envío a usted, el Informe Final, correspondiente a la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) realizado en el Municipio de Jalapa por la señorita estudiante universitaria, de la Carrera de Ingeniería Civil, **LILIAN HAYDEE VALVERTH**, cuyo título es **DISEÑO DEL COMPLEJO DE OFICINAS PARA PLAN INTERNACIONAL EN LA CIUDAD DE JALAPA Y DE LOS PUENTES DE EL DURAZNITO Y TIERRA BLANCA EN LA COMUNIDAD DE SANTA MARIA XALAPAN, JALAPA.**

Este trabajo, fue debidamente asesorado y supervisado por el suscrito, y contiene un valioso aporte para las comunidades de El Duraznito y Tierra Blanca por cuanto, se plantean soluciones al problema de infraestructura de dichas comunidades.

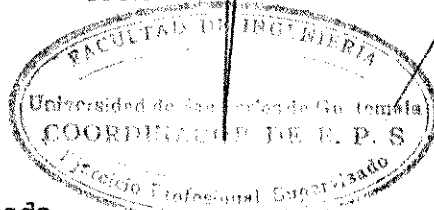
Por lo que, habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de Ley, del referido trabajo, esta Coordinación **APRUEBA SU CONTENIDO**, solicitándole el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme de usted.

Muy Deferentemente,

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"

ING. JUAN MERCK COS
COORDINADOR DE E.P.S.



JMC/lgg.

c.c.: Archivo

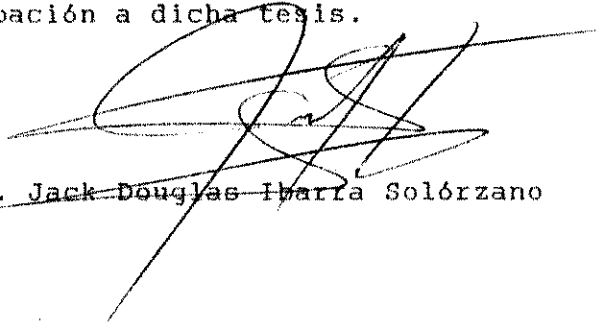
Anexo: El Informe mencionado.

1,995 AÑO DE LA REFORMA UNIVERSITARIA, CON TU PARTICIPACION LA REFORMA AVANZA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor y Coordinador de E.P.S. Ing. Juan Merck Cos, del trabajo de tesis del estudiante Lilian Haydee Valverth, titulado DISEÑO DEL COMPLEJO DE OFICINAS PARA PLAN INTERNACIONAL EN LA CIUDAD DE JALAPA Y DE LOS PUENTES DE EL DURAZNITO Y TIERRA BLANCA EN LA COMUNIDAD DE SANTA MARIA XALAPAN, JALAPA, da por este medio su aprobación a dicha tesis.


Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano

Guatemala, noviembre de 1,997.

JDIS/bbdeb.

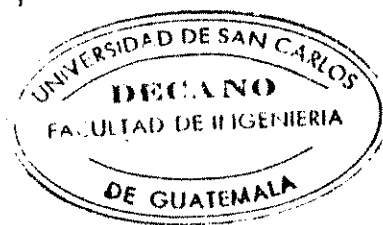


FACULTAD DE INGENIERIA

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano, al trabajo de tesis DISEÑO DEL COMPLEJO DE OFICINAS PARA PLAN INTERNACIONAL EN LA CIUDAD DE JALAPA Y DE LOS PUENTES DE EL DURAZNITO Y TIERRA BLANCA EN LA COMUNIDAD DE SAN MARIA XALAPAN, JALAPA, del estudiante Lillian Hayée Valverth, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:


Ing. Miguel Ángel Sánchez Guerra
DECANO EN FUNCIONES



Guatemala, noviembre de 1, 1997

/bbdeb.

INDICE

Contenido	Página
Introducción	I
Objetivos	II
Hipótesis	III
CAPITULO I	
I. Monografía del departamento de Jalapa	1
CAPITULO II	
II. Generalidades	
2.1 Definiciones	3
2.2 Alcances	4
CAPITULO III	
III. Consideraciones Generales	
3.1 Conceptos Generales	5
CAPITULO IV	
IV. Fase de Servicio	
4.1 Levantamiento topográfico, Planimetría y Altimetría	10
4.2 Estudio Hidrológico	11
4.3 Cálculo del Caudal Máximo	13
CAPITULO V	
V. Diseño de los Puentes	
5.1 Procedimiento	15
5.2 Diseño del puente Tierra Blanca	17
5.3 Diseño de Losa	17
5.4 Diseño de Vigas	21
5.5 Diseño de Diafragmas	31
5.6 Diseño de Estructura de Apoyo	32
5.7 Diseño de puente El Duraznito	44
CAPITULO VI	
VI. Diseño de Oficinas	
6.1 Generalidades	47
CAPITULO VII	
VII. Presupuestos	
7.1 Complejo de Oficinas	53
7.2 Puente Aldea Tierra Blanca	57
7.3 Puente Aldea El Duraznito	59
Conclusiones	IV
Recomendaciones	V
Bibliografía	VI
Anexo I	
Planos Puente Aldea Tierra Blanca	
Anexo II	
Planos Puente Aldea El Duraznito	
Anexo III	
Planos para Complejo de Oficinas	

INTRODUCCION

El presente trabajo de tesis es producto del Ejercicio Profesional Supervisado E.P.S., el cual fué realizado debido a la colaboración que la Universidad de San Carlos de Guatemala, por medio de la Facultad de Ingeniería, brindó a la Organización No Gubernamental denominada Plan Internacional, colaboración que se realizó para las comunidades rurales del departamento de Jalapa; consistiendo la misma en la planificación y diseño de dos puentes de tipo rural-vehicular y del complejo de oficinas que servirán de sede a Plan Internacional.

Los beneficios que acarrearán estos proyectos son múltiples, ya que ayudan a comunidades muy necesitadas, que han estado marginadas y que requieren de un gran apoyo para desarrollarse en todo sentido. Se espera que los servicios prestados sean de utilidad, a fin de que el propósito planteado por la Facultad de Ingeniería y el departamento de E.P.S. se cumplan a cabalidad.

El resumen de los resultados contiene aspectos técnicos y económicos que proporcionan, en forma sintetizada, lo más relevante del trabajo realizado.

OBJETIVOS

Diseñar y elaborar los planos de las instalaciones en donde funcionarán las oficinas de Plan Internacional con sede en Jalapa.

Diseñar dos puentes de tipo rural-vehicular para beneficiar a cuatro aldeas de la comunidad de Santa María Xalapán.

Capacitar a los facilitadores, que son personas encargadas de identificar las necesidades de obras de infraestructura de cada comunidad y además trasladan a los campesinos información técnica para que mejoren su calidad de vida.

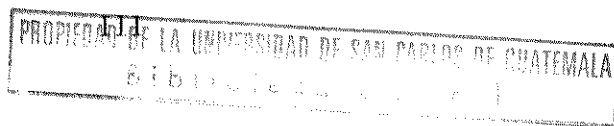
ANTECEDENTES

El departamento de Jalapa está ubicado en la región oriente del país, cuenta con una diversidad de comunidades habitadas por campesinos que se dedican al cultivo de sus tierras para poder subsistir, pero por el mal estado de sus caminos y por la escasez de obras de infraestructura muchas veces se ven imposibilitados de trasladar sus productos al mercado; o bien no pueden trasladarse a las aldeas vecinas por las crecidas de los ríos en época de lluvia.

Plan Internacional región Jalapa, es una institución no gubernamental que se encarga de desarrollar proyectos de infraestructura en el área rural, en la actualidad no cuenta con instalaciones adecuadas (oficinas) para el desarrollo del trabajo.

Con el propósito de llenar las necesidades planteadas por esta entidad, se harán proyectos de diseño y cálculo de dos puentes, los cuales serán construidos al aprobarse el proyecto, además de la construcción del complejo de oficinas que servirán de sede a la misma.

La finalidad de la realización de los proyectos es para ayudar en gran parte al progreso y desarrollo de las comunidades en el sector productivo, agropecuario, artesanal y de comercio.



CAPITULO I

1.1 MONOGRAFIA DEL DEPARTAMENTO DE JALAPA

El departamento de Jalapa está localizado en la zona oriental del país, limita al Norte con los departamentos de El Progreso y Zacapa, al sur con los departamentos de Zacapa y Santa Rosa; al Oriente con el departamento de Chiquimula y al occidente con el departamento de Guatemala.

La altura de la cabecera departamental es de 1,362 m SNM, está ubicado en la latitud 14°37'58", y en la longitud 89°59'20".

La extensión superficial del departamento es de 2,063 km² aproximadamente, tiene 7 municipios que son: Jalapa, Mataquescuíntla, Monjas, San Carlos Alzatate, San Manuel Chaparron, San Luis Jilotepeque y San Pedro Pínula.

La distancia de la cabecera departamental a la ciudad capital es de 173 km por la ruta a El Salvador y de 100 km por la ruta al Atlántico.

1.2 MUNICIPIO DE JALAPA

El municipio de Jalapa, limita al norte con el departamento de El Progreso; al sur con los municipios de San Carlos Alzatate, Monjas y Mataquescuíntla; al oriente con los municipios de San Pedro Pínula y San Manuel Chaparrón; al occidente con el departamento de Guatemala.

La extensión territorial del municipio es de 544 km², tiene una ciudad, 34 aldeas, 102 caseríos, 26 parajes, 1 labor, 1 comunidad agraria legalizada por escritura, 4 sitios arqueológicos, 30 haciendas y 105 granjas.

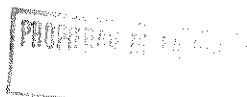
De los poblados mencionados anteriormente los beneficiados son: La ciudad de Jalapa con la construcción de las oficinas para Plan Internacional y las Aldeas de El Durazno y El Carrizal con los Caseríos El Duraznito, Uruyansapo, Tierra Blanca y Los Chetes, para los cuales se diseñaron dos puentes de tipo rural vehicular.

1.3 ALDEA EL DURAZNO

Aldea del municipio de Jalapa, en las márgenes del río El Durazno, con una distancia aproximada de 8 km, de la ribera del río este-Sureste y de allí por la ruta nacional 18, hay 7 km, en dirección noreste a la cabecera del departamento; cuenta con 105 viviendas y una población de 686 personas, datos de acuerdo al censo de 1,983. Tiene cuatro caseríos, los cuales son: El Duraznito, Lagunita, La Laguneta y Uruyansapo. La población es de origen ladino y su actividad económica principal es el cultivo de granos básicos.

1.4 ALDEA EL CARRIZAL

Aldea del municipio de Jalapa, a 28 km en dirección oeste-noroeste de la cabecera municipal, entre los ríos Canahuí y Sumuy, ubicada al norte de la aldea Los Izotes. La población está situada en la falda de la montaña El Tobón, el clima, a pesar de ser bastante frío es saludable, tiene una población de 710 habitantes y 148 viviendas de acuerdo al último censo, cuenta con los caseríos: Las Morenitas, Llano Redondo y Tierra Blanca, los pobladores son de origen ladino en su mayoría y su actividad predominante es el cultivo de la tierra, de la cual sustraen granos básicos y frutas propias del clima.



CAPITULO II

GENERALIDADES

DEFINICIONES Y ALCANCES

2.1 DEFINICIONES

PUENTE Es una estructura, cuya finalidad primordial es la de unir o comunicar dos puntos separados por algún tipo de accidente geográfico (ríos, barrancos, zanjones, etc.), dando a las áreas inmiscuidas, una vía de comunicación, tanto económica, como social y geográfica.

PUENTE RURAL. Es un puente de uso y características específicas, siendo las principales: el peso de los vehículos que circularán por la estructura y los materiales con los cuales se construirá.

COMPLEJO DE OFICINAS Edificio que cuenta con diversidad de ambientes, diseñados de manera apropiada para un uso determinado.

PARTES DEL PUENTE

- | | |
|---------------------|------------------------------|
| 1. SUPERESTRUCTURA: | Sistema de vigas |
| | Sistema de pisos o pista |
| | Encintado o capa de rodadura |
| 2. SUBESTRUCTURA: | Apoyos extremos o estribos |
| | Apoyos intermedios o pilas |

3. OBRAS ACCESORIAS: Barandales
 Aceras
 Drenaje de aguas pluviales

2.2 ALCANCES

El presente trabajo de tesis, se enmarcará en un estudio básico y simplificado del diseño de dos puentes de tipo rural-vehicular, detallando cada una de las partes que conforman la estructura, tales como: la subestructura, la superestructura y las obras accesorias.

Se pretende al final de la fase de diseño, hacer entrega a la Institución del juego de planos y de su respectivo presupuesto. Así mismo el diseño de las oficinas para Plan Internacional, en el cual se detallará, tanto la parte estructural como la arquitectónica, además se incluirán las plantas amuebladas, de cotas y de elevaciones.

CAPITULO III

CONSIDERACIONES GENERALES

3.1 CONCEPTOS

COTA DE RASANTE: Altura condicionada por los niveles de crecidas.

COTA DE CIMENTACION: Suelo sin erosión > 1.20 mts.

Suelo con erosión > 1.80 mts.

CAPACIDAD SOPORTE DEL SUELO:

Es la capacidad o presión máxima admisible, que puede soportar un determinado tipo de suelo, sin que se produzcan fallas en su masa.

CARGAS ACTUANTES

- CARGA VIVA (vehículos y peatones)
- CARGA MUERTA (estructura propiamente dicha)
- CARGA DE CAMION (de acuerdo a The American Association of State Highway and Transportation Officials)

Por medio de los diferentes códigos que rigen el diseño de este tipo de estructuras, se han establecido tipos de vehiculos standard o uniformes, así como cargas que producen efectos equivalentes al paso de vehículos por la estructura, para ser utilizado en el diseño, estableciendo límites para el peso total de la carga y las dimensiones de los vehículos.

Las normas que se utilizan en nuestro medio para el diseño de puentes

son las normas AASHTO (The American Association of State Highway and Transportation Officials). Estas normas establecen dos tipos de cargas:

a. carga H

b. carga HS

En este caso interesa mencionar la carga tipo H, que se usará en puentes en los cuales el peso de los vehículos a circular es relativamente liviano, en la entrada de fincas o caminos secundarios; la cual se utilizó en el diseño.

La carga H consiste en un camión de dos ejes o su correspondiente carga de pista, que es equivalente a un "tren" de camiones y es nombrado como "H", seguida de un número, que indica el peso en toneladas del vehículo (peso total) y despues otro número, el cual indica el año en que fue creada esta especificación, por ejemplo:

H - 10 - 44

Indica camión tipo H con un peso total de 10 toneladas, esta norma fué emitida el año de 1944.

Para utilizar la especificación H, los camiones no deben de sobrepasar los siguientes valores asignados por la AASHTO:

w = peso del camión + Carga

Ancho de carrocería = 10 pies (3.05 m)

- CARGA DE IMPACTO: magnificación o incremento a las cargas vivas; el factor de impacto se calcula de la siguiente forma:

$$I = 50 / (L+125)$$

en donde L es la longitud del puente en metros, este factor de acuerdo a concideraciones generales de tipo práctico no debe sobrepasar de 1.30.

- FUERZA DE FRENADO: es un 5 % de la carga viva a aplicar en la estructura.
- EMPUJE DE TIERRAS: para este caso en particular se utilizó una carga de 1,600 kg/m³.

3.2 ZAPATAS O ESTRIBOS

ESTRIBOS DE CONCRETO CICLOPEO

CONCRETO CICLOPEO: es un concreto pobre, en el cual abundan los agregados gruesos (piedra bola), el concreto en sí es con fines de llenar vacíos y obtener una mejor adherencia del material para su rendimiento.

La elaboración de este concreto se lleva a cabo construyendo la formaleta que le va a dar la forma final al estribo, se elabora el concreto pobre y se llena una capa de unos 20 cms, inmediatamente despues al vaciado se procede al llenado de piedra sobre el concreto con lo cual queda un elemento sin vacíos.

El funcionamiento de este tipo de estribo es con base a su peso propio, su geometría general puede ser similar a la de un muro de contención que funciona por gravedad, con el agravante de que soportará también el peso de la estructura.

PREDIMENSIONES (Para tomar como base)

- BASE: La base del muro debe tener un ancho de por lo menos 5/10 de su altura.
- ALTURA: Por ser un muro de gravedad, que se sostiene por su propio peso, es recomendable que su altura sea menor o igual a 3 metros.

El dimensionamiento se hace a través de un proceso repetitivo de prueba y error, partiendo del valor de la altura predeterminada.

CHEQUEOS

1. DESLIZAMIENTO: para que el muro no se deslice es necesario hacer el chequeo en base a lo siguiente:

$$F_{\text{Resistentes}} / F_{\text{Actuantes}} > 1.5$$

Si el resultado es menor a 1.5 se debe aumentar la base o colocar un diente.

2. VOLTEO: Para prevenir el volteo en la estructura, debe hacerse el chequeo siguiente:

$$M_{\text{Resistentes}} / M_{\text{Actuantes}} > 1.5$$

Si el resultado es menor de 1.5, debe aumentarse la base.

3. CAPACIDAD SOPORTE DEL SUELO:

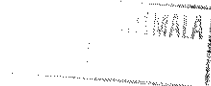
Se debe tomar en cuenta la suma de la carga viva y muerta de la superestructura y adicionarla al peso del estribo, a esto se le agrega la acción del sismo, con lo cual se obtiene una carga total, que actúa como excéntrica al estribo, se toman los valores máximo y mínimo que soporta el suelo.

El valor mínimo encontrado será el que deberá tener el terreno en donde se asentará el estribo, la carga crítica se da cuando se aplica el peso del camión o cuando tenga la carga de la pista, para determinar la mayor reacción sobre la pila se deben comparar las reacciones, tanto de la pista como la del camión y tomar la mayor de éstas.

La carga crítica se calcula con base a las siguientes fórmulas:

$$a = (M_{\text{Resistentes}} - M_{\text{Actuantes}}) / W$$

Las condiciones que debe cumplir son las siguientes:



$$3a > B \quad P = W/B \pm M/S$$

$$3a = B \quad P = 2W/3a$$

$$3a < B \quad P = 2W/3a$$

en donde:

$$B = \text{base}$$

$$M = W (B/2 - a)$$

$$S = 1/6 * b * h_2$$

Para el chequeo final se debe verificar que:

$$P < \text{Valor Soporte del suelo}$$

$$P > 0$$

CAPITULO IV

FASE DE SERVICIO

4.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO, PLANIMETRIA Y ALTIMETRIA

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 del puente.

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

El equipo utilizado fué el siguiente:

- 1 Teodolito marca Wild
- 1 Cinta métrica de 30 mts.
- 1 Estadal
- 2 Plomadas
- 1 Nivel de precisión marca wild

El levantamiento planimétrico de los terrenos se realizó por medio de radiaciones, usando el método de conservación del Azimut, con orientación de estación a estación, con 180° , para obtener la información que se necesitaba.

El levantamiento altimétrico se realizó utilizando una nivelación cerrada, simple, con estaciones a cada 5 metros, así también se levantó la sección transversal, abarcando 10 metros a ambos lados del eje central. La información obtenida sirvió para el diseño de la planta y elevación de los puentes, las cuales pueden observarse en el anexo 1 y 2.

4.2 ESTUDIO HIDROLOGICO

TIPOS DE CRECIDAS

Crecida Normal: el río la mantiene la mayor parte del año, varía muy poco.

Crecida Máxima: es aquel nivel al que el río llega anualmente durante el invierno, variando poco de año en año.

Crecidas Extraordinarias: éstas se dan por lluvias muy intensas durante largo tiempo, este nivel se observa en casos especiales.

Para el diseño se deben tomar como mínimo 2 metros entre la altura máxima alcanzada por el río y la parte inferior del puente.

CALCULO DE CRECIDAS

El cálculo de crecidas para el diseño, constituye uno de los aspectos que reviste gran importancia y que se complementa con el estudio topográfico, para la determinación de la geometría de los elementos constitutivos del puente.

Existen varios métodos para determinar los caudales que pueden tener los ríos, entre los que se pueden mencionar el de aforo directo, con molinete, volumétrico, vertederos, el método de aforo químico, etc, para este caso particular se utilizó el método de sección y pendiente, el cual se explica a continuación, así como datos proporcionados por los habitantes del lugar referentes a las crecidas del río.

METODO DE SECCION-PENDIENTE

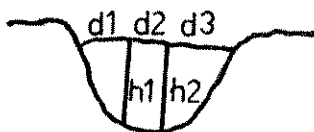
Es uno de los métodos más fáciles de aplicar, surgió de la necesidad de estimar crecidas de ríos, donde prácticamente no se tiene información suficiente para efectuar un cálculo confiable, teniendo un buen margen de

seguridad, sin poner en peligro vidas humanas ni aumentar los costos.

Para la predeterminación de crecidas por éste método, se necesita determinar la máxima altura de agua alcanzada por la corriente en el pasado, se logra por uno o varios de los siguientes procedimientos:

- Buscar señales que han dejado grandes crecidas
- Preguntar a los habitantes del lugar
- Buscar archivos o crónicas locales

Una vez determinada la altura máxima, se obtiene el valor del área "A" de la sección de la corriente, para calcularla se toman las alturas o profundidades y se calcula el área de influencia de cada sección parcial, por ejemplo:



$$A1 = (d1/2 + d2/2) * h1$$

$$A2 = (d2/2 + d3/2) * h2$$

$$A \text{ total} = A1 + A2$$

Utilizando la fórmula $Q = V * A$ se obtiene el caudal máximo. El valor de la velocidad "V" de la corriente se obtiene por medio de la fórmula de Manning.

$$V = 1/n * R^{2/3} * S^{1/2}$$

En ésta fórmula se tiene:

V = velocidad en m/seg

R = radio hidráulico

S = pendiente

n = coeficiente de rugosidad

CALCULO DE LA PENDIENTE

Para la determinación de la pendiente de cada una de las quebradas se hizo uso de un nivel de manguera, en el sector más representativo de la quebrada cercana al puente, en una longitud de 5 metros, dando resultados confiables.

El equipo utilizado fué el siguiente:

1 manguera de material transparente

1 cinta métrica de 30 m

1 almadana

2 estacas de madera

De los datos obtenidos en el campo se determinaron los siguientes resultados:

RIO ALDEA TIERRA BLANCA

Pendiente para el caudal máximo de diseño:	3.2 %
Altura de la crecida:	1.00 m.
Area de desalojo:	4.16 m ²

RIO ALDEA EL DURAZNITO

Pendiente para el caudal máximo de diseño:	0.81 %
Altura de la crecida:	0.90 m.
Area de desalojo:	7.12 m ²

CALCULO DEL CAUDAL MAXIMO

Puente Aldea Tierra Blanca

Para el cálculo de los puentes se hace uso de un coeficiente de escorrentía de 0.10, por el tipo de terreno.

DATOS:

Area: 4.16 m^2

Perímetro mojado: 4.76 m .

Pendiente: 3.20%

Coefficiente de rugosidad: 0.04

Cálculos:

De la fórmula $V = 1/n * R^{2/3} * S^{1/2}$ explicada con anterioridad se obtiene

Radio hidráulico: $R = 4.16/4.76 = 0.874$

$V = 1/0.04 * (0.874)^{2/3} * (0.0320)^{1/2}$

$V = 4.09 \text{ m/seg}$

Teniendo los datos de la velocidad y el área, se calcula el caudal:

$$Q = V * A$$

$$Q = 4.09 \text{ m/seg} * 4.16 \text{ m}^2$$

$$Q = 17.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Puente Aldea El Duraznito

El cálculo se realiza de igual forma que el anterior, únicamente cambiando los datos respectivos, dando los siguientes resultados:

$$V = 2.08 \text{ m/seg}$$

$$Q = 14.77 \text{ m}^3/\text{seg}$$

CAPITULO V

DISEÑO DE LOS PUENTES

5.1 PROCEDIMIENTO

Las estructuras a calcular serán de uso esporádico, con camiones de tipo H -15 - 44 (AASHTO), los materiales a utilizar en la construcción son:

- Estribos: concreto ciclópeo
- Vigas principales: concreto armado
- Piso: concreto armado
- Barandales: concreto armado

No deberá soportar obras accesorias, tales como: postes, tuberías, etc.

Las especificaciones técnicas son:

Concreto $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

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

Los proyectos fueron diseñados por el método de carga última, el cuál nos permite un cálculo exacto de la resistencia a rotura de los elementos de hormigón armado, que generalmente es el dato de mayor importancia. Este método es basado en las normas de ACI.

La geometría de los puentes, tomada con base a la sección transversal obtenida en el levantamiento topográfico y el caudal que se desalojará, quedará de la siguiente forma:

Puente Aldea El Duraznito

Largo: 7.00 m

Ancho: 4.50 m

Puente Aldea Tierra Blanca

Largo: 9.00 m

Ancho: 4.50 m

VIGAS SOPORTE

Para el diseño de las vigas soporte se debe hacer la integración de cargas las cuales son: carga muerta, carga viva y de impacto.

Este sistema se recomienda únicamente para luces no mayores de 25 m, ya que en luces mayores es mejor utilizar vigas de concreto pretensado o postensado.

Por ser un puente de uso rural, se tomará un sistema de dos vigas soporte, ya que éste será únicamente de una pista o carril, por conveniencia constructiva y de diseño, las vigas irán colocadas a una separación igual a la de las llantas de los camiones que utilizarán el puente, además el puente de Tierra Blanca llevará tres diafragmas para evitar el alabeo o pandeo, el puente de la aldea El Duraznito no requiere de este tipo de arriostamiento por tener una longitud menor.

5.2 DISEÑO DEL PUENTE DE TIERRA BLANCA

DATOS Y ESPECIFICACIONES

Luz libre	8.40 m.
Ancho útil	3.50 m.
Luz eficaz	9.00 m.
Ancho total	4.50 m.
Peso concreto ciclópeo	2,700.00 kg/m ³
Capacidad soporte del suelo	20,000.00 kg/m ²
Sobrecarga	camión H-15-44

5.2.1 DISEÑO DE LOSA

Primeramente se determinó el espesor de losa a utilizar, se tomó un espesor de 0.20 m, procediéndose a calcular los momentos actuantes.

Cálculo de momentos

a) Momento debido al Peso Muerto

El momento debido al peso muerto se obtuvo por medio de la fórmula:
 $M = W(L)^2/10$ tanto para momentos positivos como negativos.

$$W \text{ muerta} = 2,400 * 0.20 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$W \text{ cu} = 480 * 1.40 = 672 \text{ kg/m}^2$$

$$M = 672 * (1.45)^2 / 10 = 141.29 \text{ kg-m}$$

b) Momento debido a la Sobrecarga

Tomando el camión sugerido H-15-44, se tiene lo siguiente:
Peso vehicular: 15 toneladas, distancia longitudinal: 4.25 metros, distancia transversal: 1.83 metros, con estos datos se procede al diseño.

El corte máximo se obtiene con base a la siguiente fórmula:

$$W = \text{brazo} * w$$

$$W = 0.4 * 15 \text{ ton.}$$

$$W = 6.0 \text{ Ton.}$$

Con base al dato anterior, se obtiene el peso total de sobrecarga al multiplicar por el factor 1.7.

$$P_{15} = 6,000 * 1.7$$

$$P_{15} = 10,200 \text{ kg.}$$

Cálculo del momento

El momento se calcula de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$M = (S + 0.6)/9.75 * P_{15}$$

Donde:

S = separación entre vigas

P₁₅ = Peso total de sobrecarga, por camión de 15 toneladas.

Aplicando los valores correspondientes:

$$M = (1.45 + 0.6)/9.75 * 10,200$$

$$M = 2,144.62 \text{ kg-m}$$

c) Momento debido al Impacto

El coeficiente de impacto se calcula de la siguiente forma:

$$I = 15 / (L + 38)$$

Siendo:

I = porcentaje de aumento de las tensiones

L = longitud cargada (metros)

Para un puente el máximo coeficiente de impacto que se aplica es

$$I_{\text{máx}} = 30 \%$$

Por lo tanto el momento debido al impacto se calcula por la fórmula:

$$M = I * M_{\text{sobrecarga}}$$

$$M = 0.30 * 2,144.62 = 643.39 \text{ kg-m}$$

d) Momento total

El momento total actuante en la losa es la suma de los momentos calculados anteriormente:

$$M = M_{\text{peso muerto}} + M_{\text{sobrecarga}} + M_{\text{Impacto}}$$

$$M = 141.29 + 2,144.62 + 643.39$$

$$M = 2,929.30 \text{ kg-m}$$

El valor del momento total es el que se utiliza en el diseño de la losa.

5.3 REFUERZO PARA LA LOSA

a) Transversal

Para determinar el refuerzo transversal, se hacen una serie de iteraciones de las siguientes fórmulas:

$$A_s = M / (\phi * F_y (d - a/2)) \text{ y}$$

$$a = F_y * A_s / (0.85 * F'_c * b)$$

En donde:

A_s = Area de acero

M = Momento de diseño

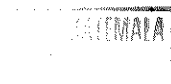
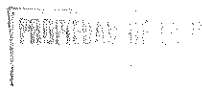
d = Peralte

ϕ = 0.85

a = Variable

F_y = 2,810 kg/cm²

F'_c = 210 kg/cm²



Aplicando los valores:

$$A_s = 115.83 / (17.5 - 0.5a)$$

$$a = 0.1574 A_s$$

Iterando se obtiene el area de acero a cubrir

$$A_s = 6.83 \text{ cms}^2$$

Calculando A_s mínima

El área mínima de acero, es el porcentaje mínimo de refuerzo que debe tener la estructura, se calcula con la siguiente fórmula:

$$A_s \text{ min.} = \rho * b * d;$$

$$b = 100, d = 17.5$$

$$A_s \text{ min.} = 0.002 * 100 * 17.5 = 3.50$$

Como el área mínima de acero es menor, armar de acuerdo al área de acero calculada; por lo tanto el refuerzo transversal queda distribuido de la siguiente forma:

Cama superior: usar varilla No 5 a cada 15 cm

Cama Inferior: usar varilla No 4 a cada 20 cm

b) Longitudinal

El refuerzo longitudinal, tanto para la cama inferior como para la superior, constituye el refuerzo por temperatura, se calcula por la siguiente fórmula: $A_s = \rho * b * t$

Cálculos:

Cama Inferior:

$$A_s = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cms}^2$$

Cama superior:

$$A_s = 0.002 * 145 * 32 = 9.28 \text{ cms}^2$$

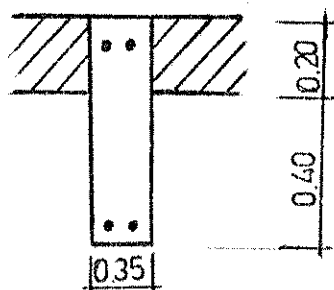
Por lo tanto el armado será el siguiente:

Cama Inferior : 4 # 4 a cada 25 cms.

Cama Superior : 5 # 5 a cada 25 cms.

5.4 DISEÑO DE VIGAS

Se utilizarán dos vigas principales con las siguientes dimensiones:



5.4.1 CALCULO DE MOMENTOS

Primeramente se calcula el ancho efectivo de la viga o sea el ancho que tendrá en la parte superior, éste se determina por medio de las siguientes formulas:

$$b < L/4 \qquad 9/4 = 2.25$$

$$b < (b_w + 16 h_f) \qquad 0.35 + (16 * 0.20) = 3.55$$

$$b < (b_w + L') \qquad 0.35 + 1.45 = 1.80$$

siendo:

b_w = ancho de la viga

h_f = espesor de la losa

L' = distancia entre vigas

El ancho efectivo a utilizar es el menor de los valores que den como resultado, en este caso:

$$b = \text{ancho efectivo} = 1.80\text{m.}$$

a) Momento debido al peso propio

El momento debido al peso propio es la sumatoria de los momentos que afectan la viga:

$$W \text{ losa} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.20 \text{ m} * 1.45 \text{ m} = 696 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ nervio} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.35 \text{ m} * 0.40 \text{ m} = 336 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ diafragma} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.2 \text{ m} * .175 \text{ m} * 3 = 252 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ bordillo} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.25 \text{ m} * 0.60 = 360 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ total} = (696 + 336 + 252 + 360) * 1.4 = 2,301.60 \text{ kg/m}$$

El peso total se utiliza en el cálculo del Momento de diseño, aplicando lo siguiente:

$$M_{\text{máx}} = (W * L^2)/8$$

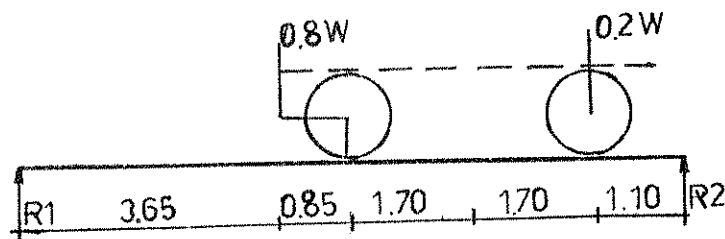
$$M_{\text{máx}} = (2,301.6 * 81)/8 = 23,303.70 \text{ kg-m}$$

Este momento al igual que en la losa, se calcula tanto al centro de la viga como a 2.25 metros del apoyo.

$$M \text{ 2.25 m} = 19,048.50 \text{ kg-m}$$

Momento debido a la sobrecarga

Los momentos máximos debidos a la sobrecarga, se calculan de acuerdo a la siguiente posición de cargas:



centroide del camión al centro del puente

Distribución de cargas

La repartición transversal se determinará así:

$$E = 1.20 + (0.06 * L)$$

en donde L = longitud del puente

$$E = 1.20 + (0.06 * 9) = 1.75$$

La fracción de la carga de la rueda que absorbe cada viga es:

$$S / 1.75 = 1.45 / 1.75 = 0.83$$

en donde S es la separación máxima entre vigas.

Seguidamente se obtienen las reacciones que existen en los apoyos, el momento debido a la sobrecarga se calcula sacando momentos respecto al eje central de la sobrecarga empleada.

Carga de rueda = W * fracción de carga * factor de carga última

$$\text{Carga rueda trasera} = 6,000 * 0.83 * 1.7 = 8,466.00$$

$$\text{Carga rueda delantera} = 1,500 * 0.83 * 1.7 = 2,116.50$$

Las reacciones se obtienen del diagrama de cargas anterior:

$$R1 = (8,466 * 5.35 + 2,116.50 * 1.10) / 9$$

$$R1 = 5,291.25 \text{ kg.}$$

El momento debido a la sobrecarga se obtendrá multiplicando el valor de R1 por su brazo:

$$M_{\text{máx}} = 5,291.25 * 5.35 = 28,308.19 \text{ kg-m}$$

c) Momento debido al impacto

Del concepto de impacto mencionado anteriormente se tiene:

$$\text{Coeficiente de impacto} = 15 / (L + 38)$$

$$\text{aplicando: } I = 15 / (9 + 38) = 0.32$$

pero como $I_{\text{máx}} = 0.30$ entonces:

$$M_{\text{máx}} = 28,307.80 * 0.30 = 8,492.10 \text{ kg-m}$$

d) Momento total

El momento total es la sumatoria de los momentos actuantes:

$$M_{\text{total}} = 23,303.70 + 28,307.80 + 8,492.10 = 60,106.85 \text{ kg-m}$$

El momento a 2.25 m del apoyo de acuerdo al diagrama de cargas mostrado a continuación tiene un valor de 42,241.48 kg-m.

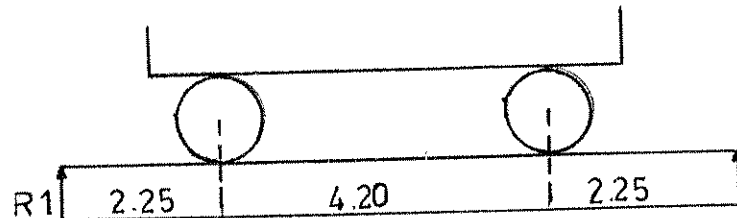


Diagrama a 2.25 m

5.4.2 CALCULO DEL REFUERZO

Refuerzo al centro

$$M_{\text{diseño}} = 60,106.85 \text{ kg-m}$$

$$Luz = 9.00 \text{ mts}$$

$$L' = 1.45 \text{ mts}$$

Para iniciar el cálculo se asume que la viga trabaja como rectangular, con base igual al ancho efectivo de 1.80 m.

$$A_s = M_u / (\phi * F_y * (d - t/2))$$

$$A_s = 6,010,685 / 126,450 = 47.53$$

$$a = \rho * F_y * d / (0.85 * F'_c)$$

$$\rho = A_s / (b * d)$$

$$\rho = 47.53 / (180 * 54.5) = 0.0048$$

$$a = (0.0048 * 2,810 * 54.5) / 178.50 = 4.12$$

Como el valor de "a" es menor que el ancho "t" entonces se verifica que la viga trabaja como rectangular, si éste resultara mayor o igual entonces deberá incrementarse el ancho efectivo de la viga.

Una vez determinado cómo trabaja la viga, se calcula el refuerzo por medio de iteraciones :

a) chequeando si es simplemente armada

primero se calcula el área de acero máxima que requiere

$$A_s \text{ máx} = \rho \text{ máx} * b * d$$

$$\rho \text{ máx} = 0.75 \text{ bal}$$

$$\rho \text{ bal} = 0.85 * B * f'_c / f_y * (6,120 / (6,120 + f_y))$$

$$\rho \text{ máx} = 0.0277$$

$$A_s \text{ máx} = 0.0277 * 35 * 54.5 = 52.83$$

Verificando los resultados se obtiene:

$$a = A_s * F_y / (0.85 * F'_c * b)$$

$$a = (52.83 * 2810) / (0.85 * 210 * 35) = 23.76$$

El momento máximo que resiste la viga es el siguiente:

$$M_{\text{máx}} = \phi * A_s * F_y * (d - a/2)$$

$$M_{\text{máx}} = 0.90 * 52.83 * 2810 * (54.5 - 23.76/2)$$

$$M_{\text{máx}} = 56,939.75 \text{ kg-m}$$

comparando los valores, se observa que el momento máximo que resiste es menor que el momento de diseño, concluyendo que la viga necesita refuerzo a compresión.

b) chequeando refuerzo a compresión

Para calcular el momento que se necesita cubrir se procede como sigue:

$$M_1 = M \text{ diseño} - M \text{ máx}$$

$$M_1 = 60,106.85 - 56,939.75 = 3,167.10 \text{ kg-m}$$

teniendo este valor se procede a calcular el área de acero:

$$As_1 = 316,710 / (0.9 * 2810 * (54.5 - 2.5)) = 2.41 \text{ cm}^2$$

entonces el acero por tensión quedará como sigue:

$$As_{\text{tensión}} = As_{\text{max}} + As_1$$

$$As_{\text{tensión}} = 52.83 + 3.21 = 56.04$$

Para asegurar la falla por fluencia del acero a tensión, se incrementa el acero a compresión:

$$As' = As_1 / 0.75 = 2.41 / 0.75 = 3.21 \text{ cm}^2$$

luego se verifica si el acero a compresión fluye, para que el diseño sea óptimo, de la siguiente forma:

$$As' / (b * d) = 3.21 / (35 * 54.5) = 0.0017$$

$$\rho_{\text{mín}} = (\rho_{\text{bal}} * d'/d) +$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0092 + 0.0017 = 0.01088$$

$$\rho_{\text{calc}} = As / (b * d) = 56.4 / (35 * 54.5) = 0.0294$$

Si se cumple que $\rho_{\text{calc}} > \rho_{\text{mín}}$, entonces el acero a compresión si fluye.

REFUERZO A 2.25 METROS DEL APOYO

El refuerzo a 2.25 metros del apoyo se calcula de la misma forma como se calculó el anterior, partiéndose del diagrama de cargas y cambiando los valores respectivos:

$$M_{\text{diseño}} = 42,241.48 \text{ kg-m}$$

$$Luz = 9.00 \text{ mts.}$$

$$L' = 1.45 \text{ mts.}$$

El resultado de los cálculos, muestra un momento máximo resistente de 56,939.75 kg-m; que es mayor al momento de diseño por lo tanto no requiere refuerzo a compresión.

5.4.3 DISEÑO A CORTE

Para definir el refuerzo a corte de la viga, es necesario calcular el esfuerzo cortante total que actúa, compuesto de un esfuerzo cortante debido a el peso muerto, a la sobrecarga y al impacto.

El esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos y se calcula por medio de la fórmula:

$$V_{\text{máx}} = W * L/2$$

Obteniéndose además el esfuerzo cortante a 2.25 metros del apoyo.

Cálculo de esfuerzos cortantes

a) Debido al peso muerto

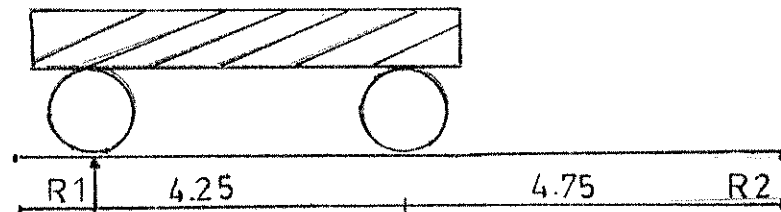
$$V_{\text{máx}} = 2,302 \text{ kg/m} * 4.50 \text{ mts.} = 10,359 \text{ kgs.}$$

$$V_{2.25} = 2,302 \text{ kg/m} * 2.25 \text{ mts} = 5,180 \text{ kgs.}$$

$$V_{\text{centro}} = 2,302 \text{ kg/m} * 0 \text{ mts} = 0.00 \text{ kgs.}$$

b) Debido a la sobrecarga

El esfuerzo cortante debido a la sobrecarga, se calcula sacando la reacción que la estructura tiene cuando el camión está ingresando al puente, con la siguiente posición de cargas:



de la gráfica anterior se calculan las reacciones así:

$$R1 = (8,976 * 9 + 2,244 * 4.75) / 9$$

$$R1 = 10,160.33 \text{ kgs.}$$

$$V_{\text{máx}} = 10,160.33$$

Reacciones cuando el camión está a 2.25 metros del apoyo

$$R1 \text{ 2.25} = (8,976 * 6.75 + 2,244 * 2.50) / 9$$

$$R1 \text{ 2.25} = 7,355.33 \text{ kgs.}$$

Reacciones cuando el camión está en el centro de la viga

$$R1 \text{ centro} = (8,976 * 4.50 + 2,244 * 0.25) / 9$$

$$R1 \text{ centro} = 4,550.00 \text{ kgs.}$$

c) Cortante debido al Impacto

El esfuerzo cortante debido al Impacto se obtiene aplicándole a los esfuerzos obtenidos por sobrecarga el factor de impacto:

$$V \text{ máx} = 0.30 * 10,160.33 = 3,048.10 \text{ kgs.}$$

$$V \text{ 2.25} = 0.30 * 7,355.33 = 2,206.60 \text{ kgs.}$$

$$V \text{ centro} = 0.30 * 4,550 = 1,365.00 \text{ kgs.}$$

d) Esfuerzos cortantes totales

$$V \text{ máx} = 10,359 + 10,160.33 + 3,048.10 = 23,567.43 \text{ kgs.}$$

$$V \text{ 2.25} = 5,180 + 7,355.33 + 2,206.60 = 14,742.33 \text{ kgs.}$$

$$V \text{ centro} = 0 + 4,550 + 1,365.00 = 5,915.00 \text{ kgs.}$$

5.4.4 Cálculo del Refuerzo

Para el cálculo del refuerzo se obtiene previamente el esfuerzo cortante absorbido por el concreto $\emptyset V_c$ y el esfuerzo a una distancia "d" del apoyo de la viga "Vud"; una vez determinados estos esfuerzos, se calcula el esfuerzo cortante que será absorbido por el acero, el cual se obtiene por medio de la fórmula:

$$\emptyset V_s = Vud - \emptyset V_c$$

Se comprueban los límites de espaciamiento, y se calculan los estribos y el diámetro de la varilla a utilizar. El espaciamiento se calcula con la siguiente fórmula:

$$S = (\phi * F_y * d * A_v) / \phi V_s$$

En donde:

A_v = área de la varilla

ϕV_s = esfuerzo cortante absorbido por el acero

d = peralte

F_y = 2,810 kg-cm

ϕ = 0.85

Este espaciamiento se deja en función de la varilla a utilizar, se propone una área de varilla y se procede a realizar el cálculo del mismo, el cual se compara con los límites de espaciamiento previamente establecidos. Este refuerzo corresponde a la porción de viga contigua al apoyo, se procede de la misma forma para calcular el refuerzo a cada cierta distancia, procurando que la viga no quede sobrediseñada.

Cuando el esfuerzo cortante que absorbe el concreto es mayor que el esfuerzo cortante máximo, se calcula el refuerzo mínimo por medio de la fórmula:

$$A_v \text{ mín} = (3.5 * b * S) / F_y$$

donde:

b = base

S = espaciamiento

5.4.5 ESFUERZOS CORTANTES DE LA VIGA

a) Esfuerzo cortante absorbido por el concreto

$$\phi V_c = B * 0.53 * \sqrt{210} * b * d$$



$$\emptyset V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 35 * 58 = 13,252.58 \text{ kgs.}$$

$$V_{ud} = V_{m\acute{a}x} * (d - d') / d$$

$$V_{ud} = 26,400 * (5.80 - 0.58) / 5.80 = 23,760.00 \text{ kgs.}$$

Comprobando l\xedmites de espaciamiento

Para comprobar los l\xedmites el valor del esfuerzo cortante absorbido por el concreto se compara con los valores obtenidos de la siguiente forma:

Si

$$\emptyset * 1.1 * F'_c * b * d < \emptyset V_c < 2.1 * F'_c * b * d$$

entonces $S_{m\acute{a}x} = S / 4$

Pero si:

$$\emptyset V_c < \emptyset * 1.1 * F'_c * b * d$$

entonces $S_{m\acute{a}x} = d / 2$

Esfuerzo cortante absorbido por el acero

Para calcular el esfuerzo cortante absorbido por el acero, se sustrae al valor del esfuerzo obtenido a una distancia "d" del apoyo, el valor del esfuerzo cortante absorbido por el concreto.

$$\emptyset V_s = V_{ud} - \emptyset V_c$$

$$\emptyset V_s = 23,760.00 \text{ kgs.} - 13,252.60 \text{ kgs.}$$

$$\emptyset V_s = 10,507.40 \text{ kgs.}$$

comprobando:

$$0.85 * 1.1 * \sqrt{210} * 35 * 58 = 27,505.36 \text{ kgs}$$

$$27,505.36 > \emptyset V_s \text{ entonces: } S_{m\acute{a}x} = d / 2$$

$$S_{m\acute{a}x} = 58 / 2 = 29 \text{ cms.}$$

C\c{a}lculo del espaciamiento

por medio de la siguiente f\o{r}mula:

$$S = ((\emptyset * F_y * d) / \emptyset V_s) * A_v$$

sustituyendo

$$S = (138,530 / 10,507.40) * A_v = 13.18 A_v$$

Utilizando varilla # 3, con un área de acero de 0.71, el resultado es el siguiente:

$$S = 13.18 * 0.71 = 9.36$$

Por lo tanto para el armado final, iniciar con varilla # 3 a cada 5 cm

Probando 1 metro adelante:

$$V_{ud} = 26,400 * (5.80 - 1.58) / 5.80 = 19,208.30 \text{ kgs.}$$

$$\phi V_s = 19,208.30 - 13,252.60 = 5,956 \text{ kgs.}$$

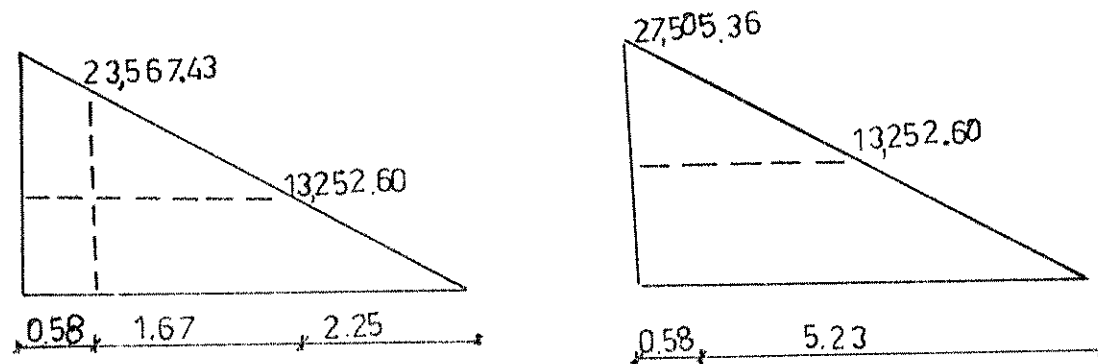
$$S = (138,530 / 5,956) * A_v = 23.26 A_v$$

Utilizando varilla # 3 entonces: $S = 16.5 \text{ cms.}$

Usar varilla # 3 a cada 15 cms.

5.4.6 DIAGRAMAS DE CORTE

Los diagramas de corte real y de diseño son los siguientes:



5.5 DISEÑO DE DIAFRAGMAS

En este puente se colocan diafragmas por su longitud, para dar mas resistencia a la estructura y así evitar que se produzca pandeo o alabeo, por la acción de una carga, la cual provoca un momento flexionante en él, es bastante realista y conservador asumir el valor del momento flexionante

en este nuevo elemento, como el 10% del valor de momentos en el elemento a restringir.

Los diafragmas se diseñaron de (20 * 30) cm, de acuerdo a los siguientes valores:

$$M = 60,106.85 \text{ kgs-m (momento de diseño de las vigas principales)}$$

$$V = 23,567.00 \text{ Kgs. (esfuerzo cortante máximo de las vigas principales)}$$

Afectando los valores con el 10 % para efectos de cálculo:

$$F = 0.10 * 60,106.85 = 6,010.69 \text{ kg-m}$$

$$C = 0.10 * 23,567.00 = 2,357.00 \text{ kg.}$$

Con los valores anteriores se calcula el área de acero a cubrir:

$$As_{\min} = 0.005 * 20 * 27.5 = 2.76 \text{ cms}^2$$

$$As_{\max} = 0.0277 * 20 * 27.5 = 15.23 \text{ cms}^2$$

$$As_{\text{calculada}} = 10.09 \text{ cms}^2$$

Verificando los valores por corte

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * 210 * 20 * 27.5 = 3,591 \text{ kgs.}$$

$$3,591.00 > \text{Corte}$$

Como el valor de ϕV_c es mayor que el corte, entonces todo el corte actuante es soportado por el concreto, por lo que únicamente se colocaran estribos por armado a cada $d/2 = 27/2 = 13.5$

Colocar varilla # 3 a cada 10 cms.

Ver armado final en planos anexo 1.

5.6 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE APOYO

5.6.1 DISEÑO DE LA CORTINA

Se asume que la cortina está empotrada sobre la viga de apoyo, para

calcular el momento máximo de empotramiento se utilizan los siguientes grupos de cargas según AASHTO:

Grupo I: Esfuerzo 100% $M = E * b$

Grupo III: Esfuerzo 125% $M = E*b + FLb$

Grupo VII: Esfuerzo 133% $M = E*b + EQb$

Las fuerzas que intervienen en dichos grupos son:

$E =$ Empuje de tierra

$FL =$ Fuerza longitudinal

$EQ =$ Fuerza de sismo

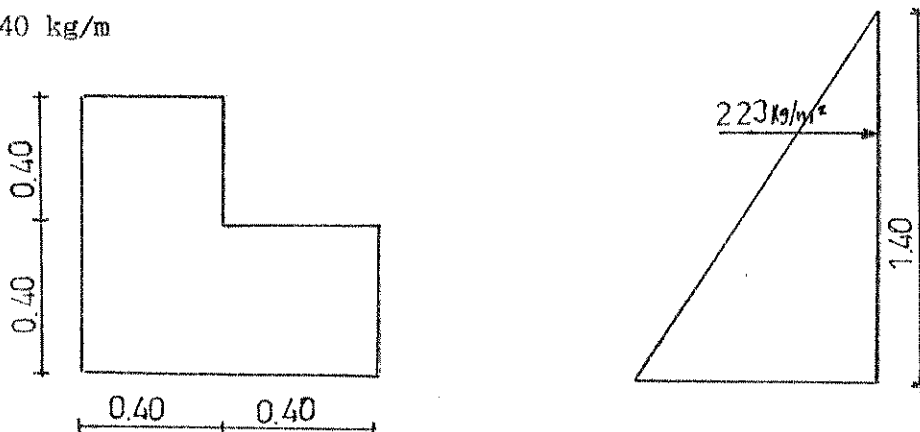
De los tres grupos, uno posee el momento máximo, este constituye el momento de diseño, se asume que la cortina está empotrada sobre la viga de apoyo, se refuerza por tensión como viga en voladizo y se refuerza por corte.

a) Empuje de tierra (E)

Se incrementará la altura del relleno en 0.6 m por carga viva, actuando en sentido horizontal, el diagrama de presiones y la geometría de la cortina se muestran a continuación:

$$E = (223 * 0.6) + (223 * 0.40 * 0.50)$$

$$E = 178.40 \text{ kg/m}$$



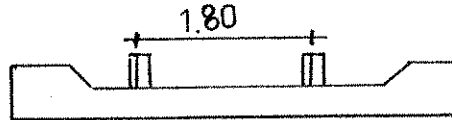
b) Fuerza longitudinal (FL)

Según la AASHTO FL debe ser el 5% de la carga viva, su centro de gravedad se supone a 1.80 m. sobre la rodadura.

$$Cv = 5\% * 12,000 = 6000 \text{ Lb}$$

$$FL = 600 / 1.80 = 333.33 \text{ kg/m}$$

brazo: 0.40 m



c) Fuerza de sismo

Se usará un coeficiente sísmico de 8%

$$\text{peso} = 1 \text{ m} * 0.40 * 0.40 * 2400$$

$$\text{peso} = 384 \text{ kg/m}$$

$$EQ = 384 * 8\% = 30.72 \text{ kg/m}$$

$$\text{brazo} = 1/2 * \text{base}$$

$$\text{brazo} = 0.5 * 0.40 = 0.20$$

d) Grupos de cargas

Grupo I: Esfuerzo 100%

$$M = E$$

$$M = E1 * b1 + E2 * b2$$

$$M = (175.6 * 0.20) + (90.3 * 0.20) = 53.18 \text{ kg-m}$$

Grupo III: Esfuerzo 125%

$$M = E + FL$$

$$E = 53.18 \text{ kg-m}$$

$$FL = 333.33 * 0.6 = 200 \text{ kg-m}$$

$$M = 53.18 + 200 = 253.18 \text{ kg-m}$$

Grupo VII: Esfuerzo 133%

$$M = E + EQ$$

$$E = 53.18 * 1.08 = 57.43 \text{ kg-m}$$

$$EQ = 30.72 * 0.4 = 12.29 \text{ kg-m}$$

$$M = 57.43 + 12.29 = 69.72 \text{ kg-m}$$

$$M100 = 69.72 / 1.33 = 52.42 \text{ kg-m}$$

MOMENTO MAXIMO

De los tres grupos calculados, el momento máximo es el correspondiente al grupo III, cuyo valor es de 253.18 kg-m y es el que se utiliza en el diseño.

CALCULO DEL REFUERZO

a) Refuerzo por flexión

Se calcula por la fórmula citada con anterioridad para el área de acero:

$$As = 25,318 / (0.90 * 2810 * (37.5 - a/2))$$

$$As = 10.01 / (37.5 - 0.5a)$$

$$a = (2810 * As) / (0.85 * 210 * 0.40) = 0.3935 As$$

de lo que, por iteraciones, se obtiene:

$$As = 0.27 \text{ cms}^2$$

$$As \text{ mín} = 0.002 * 40 * 40 = 3.20 \text{ cms}^2$$

Por lo tanto el armado será:

colocar a lo largo varilla # 3 a cada 20 cms.

b) Refuerzo por corte

$$V_{\text{máx}} = 178.40 \text{ kgs.}$$

Corte que absorbe el concreto

$$\emptyset V_c = B * 0.53 * \sqrt{210} * b * d$$

$$\emptyset V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 40 * 37.5 = 9,792.55 \text{ Kg.}$$

Como $\emptyset V_c > V_{\text{máx}}$ entonces:

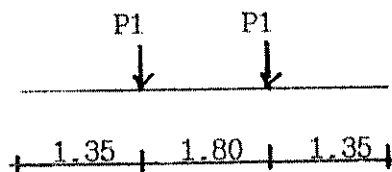
No será necesario proveer de refuerzo por corte al armado final, únicamente se proveerá de un armado mínimo, ver los detalles en el anexo 1.

5.6.2 DISEÑO DE LA VIGA DE APOYO

Se diseñará únicamente por aplastamiento, debido a que la viga está apoyada en toda su longitud.

Como la viga de apoyo no soporta flexión, el refuerzo longitudinal se calcula con refuerzo mínimo, el refuerzo transversal lo constituyen los estribos, los cuales se calculan de la misma forma como se calculó el extremo de la viga de borde.

Diagrama de Cargas



a) Cargas

$$W \text{ losa} = 2,160.00 \text{ kgs.}$$

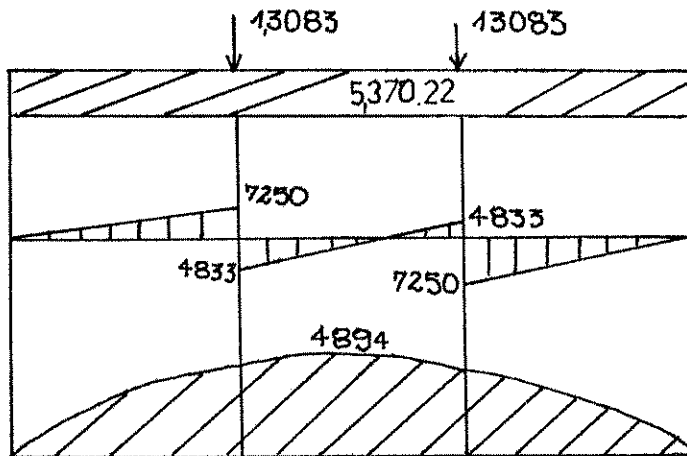
$$W \text{ nervio} = 1,512.00 \text{ kgs.}$$

$$W \text{ bordillo} = 2,700.00 \text{ kgs.}$$

$$W \text{ total} = (2,160 + 1,512 + 2,700) = 6,372.00 \text{ kgs.}$$

$$W \text{ viva} = 1,860.00 \text{ kgs.}$$

Diagrama de Corte y Momento



Aplicando los factores de resistencia:

$$W \text{ última} = 1.4 * 6,372 + 1.7 * 1,860 = 12,082.80 \text{ kgs.}$$

Con base en el diagrama de corte y momento para el valor de W última, se obtiene que el $M_{\text{máx}} = 4,894 \text{ kg-m}$ y el $V_{\text{máx}} = 7,250 \text{ kg}$.

Cálculo del refuerzo para la viga de apoyo

a) Refuerzo por flexión

$$M \text{ diseño} = 4,894 \text{ kg-m}$$

$$d = 37.50 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

por iteraciones se obtiene lo siguiente:

$$A_s = 193.52 / (37.5 - a/2)$$

$$a = 0.3935 A_s$$

Superponiendo una fórmula en la otra obtenemos:

$$A_s = 5.31 \text{ cm}^2$$

por lo tanto la viga de apoyo se armará con 4 varillas # 5 corridas, a lo largo de su longitud.

Las barras soporte de los estribos, extendidos continuamente a lo largo de la luz, se calculan con base al área de acero por temperatura, de acuerdo a la fórmula mencionada con anterioridad y el resultado es:

$$A_s \text{ mín} = 0.002 * 40 * 40 = 3.20 \text{ cm}^2$$

por lo tanto el estribo quedará armado con varilla # 3 a cada 20 cm.

b) Refuerzo por corte

Datos:

$$V \text{ diseño} = 7,250 \text{ kg}$$

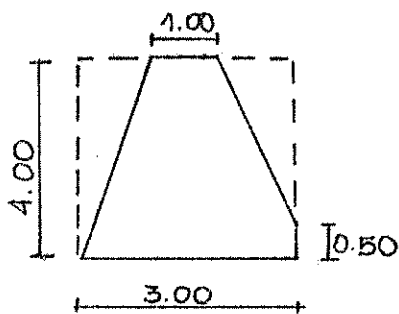
$$\phi V_c = 9,792.55 \text{ kg}$$

Como $\phi V_c > V \text{ diseño}$, entonces debe colocarse el estribo con un área de acero mínima al espaciamiento máximo encontrado, en este caso el armado quedará como se indica:

Usar varilla No 2 a cada 15 cm.

5.6.3 DISEÑO DE ESTRIBOS

La geometría del estribo se determina por métodos de prueba y error, luego de varios intentos la geometría y el diagrama de presiones para este caso en particular es la siguiente:



Geometría del muro

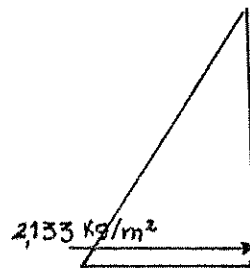


Diagrama de presiones

Una vez determinada la geometría del estribo, se procede a calcular el momento de volteo que produce el empuje de la tierra, el momento estabilizante que produce el peso de la estructura y el peso que otros elementos puedan producirle; calculados los momentos se procede a efectuar los chequeos correspondientes como lo son:

$$\text{Volteo} = ME / MV > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = W / E > 1.5$$

$$\text{Presiones} = P = W / A * (1 + (6 * e)/b) < 20 \text{ Ton/m}^2$$

en donde:

MV = momento de volteo

ME = momento estabilizante

W = peso propio de la estructura

e = excentricidad = $b/2 - a$

E = empuje

Siendo:

$$a = (ME - MV) / W$$

Estos chequeos se efectúan para el muro solo, el muro con superestructura y carga viva y para el sismo en el cual no se considera carga viva.

CHEQUEO PARA EL MURO SOLO

Para hacer los chequeos correspondientes, se calculan los valores de los momentos del peso de cada elemento, basándose en su geometría y en la distancia a la que actúa la fuerza del centroide del elemento o estructura en estudio.

Momento de Volteo

Sección	Empuje	Brazo	Momento
I	1,070.4	2.40	2,568.96
II	5,119.20	1.60	8,190.72
	6,189.60		10,759.68

Momento Estabilizante

Sección	Area	Peso	Brazo	Momento
1	2.40	6,480	0.80	5,184.00
2	4.00	10,800	1.70	18,360.00
3	1.40	3,780	2.46	9,299.00
4	0.40	1,080	2.60	2,808.00
5	2.40	3,840	0.20	768.00
6	1.40	2,240	2.73	6,115.20
7	0.32	768	1.40	1,075.20
8	0.16	384	1.80	691.20
		29,372		44,300.60

Chequeo del muro solo

De acuerdo a las fórmulas mencionadas con anterioridad, se procede a verificar que el muro resista su propio peso sin sufrir fracturas:

$$\text{Volteo} = 44,300.60 / 10,760 = 4.12 > 1.50$$

$$\text{Deslizamiento} = (29,372 * 0.50) / 6,189.60 = 2.37 > 1.5$$

como la diferencia en ambas es mayor de 1.50 se asume que la estructura por si sola resistirá el volteo y el deslizamiento.

$$\text{Presiones} = (44,300.60 - 10,760) / 29,372 = 1.14$$

$$b/3 = 1.00 < 1.14 \quad \text{cae dentro del tercio medio}$$

$$e = 3/2 - 1.14 = 0.36$$

$$P = 29,372/3 * (1 \pm (6 * 0.36)/3)$$

$$P+ = 16,840 < V_s$$

$$P- = 2,741 > 0$$

Tanto para la presión positiva como negativa, los resultados son menores que la capacidad soporte del suelo asumida y mayor que cero, por lo tanto el muro resiste perfectamente las presiones del suelo.

Chequeo del muro con superestructura y carga viva

En este caso, los chequeos se harán para comprobar si el muro es resistente al agregarle el peso de las estructuras que tendrá que soportar, para verificar lo anterior se calcula la carga a que será sometido:

$$C_m + C_v = 5,169$$

$$\text{brazo} = 1.50$$

$$ME = 5,169 * 1.50$$

$$ME = 7,753.50$$

$$ME \text{ total} = 44,300.60 + 7,753.50 = 52,054.10$$

Con los datos anteriores se procede a hacer los chequeos correspondientes:

$$a = (52,054.10 - 10,760)/(29,372 + 7,753.50) = 1.11 \quad a = 1.11 > 1.00$$

el resultado anterior cae dentro del tercio medio de la estructura entonces:

$$e = 1.50 - 1.11 = 0.39$$

$$P = 32,225/3 * (1 \pm (6 * 0.39)/3)$$

$$P+ = 19,765$$

$$P- = 1,719$$

como ambos resultados son menores que el valor soporte del suelo asumido, la estructura si resiste las presiones.

Chequeo del sismo

Para chequear si la estructura resistirá un sismo no se considera la carga viva, por lo tanto:

$$C_m = 2,160 + 378 + 1,320 + 1,890 = 5,748$$

$$W = 29,372 + 5,748 = 35,120$$

$$ME = 44,300.60 + (5,748 * 1.50) = 52,922.60$$

La fuerza horizontal que deberá resistir se calcula así:

$$FH = 1.08 * 5,748 + 0.08 * 52,922.60$$

$$FH = 10,441.65$$

MOMENTO DE VOLTEO

Sección	Peso	Brazo	Momento
1	6,480	1.33	8,618.40
2	10,800	2.00	21,600.00
3	3,780	1.67	6,313.00
4	1,080	0.25	270.00
5	3,840	2.67	10,253.00
6	2,240	2.83	6,339.20
7	768	4.40	3,379.20
8	384	4.20	1,612.80

29,372

58,385.60

$$MEQ = 0.08 * 58,385.60 = 4,670.85$$

$$MV = (1.08 * 10,760) + (5,748 * 0.08 * 4.00) + 4,670.85$$

$$MV = 18,131.01 \text{ Kg-m}$$

CHEQUEOS

$$\text{Volteo} = 58,385.60 / 18,131.01 = 3.22 > 1.50$$

$$\text{Deslizamiento} = (29,372) / 10,441.65 = 2.81 > 1.50$$

Como ambos resultados son mayores que 1.50, entonces si resiste.

Presiones

$$a = (58,385.60 - 18,131.01) / 29,372 = 1.37$$

$$b/3 = 1.00 < 1.37 \text{ cae dentro del tercio medio}$$

$$e = 1.50 - 1.37 = 0.13$$

$$P = 29372/3 * (1 \pm (6 * 0.13)/3)$$

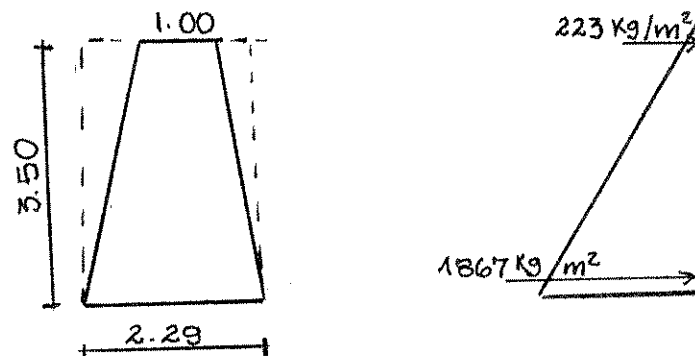
$$P+ = 12,336.24$$

$$P- = 7,245.10$$

Ambos resultados son menores que el valor soporte del suelo, por lo tanto si cumple para los valores asignados.

CHEQUEO EN EL QUIEBRE

El chequeo en el quiebre se realiza para verificar que la parte de la estructura que queda arriba del nivel del suelo, resista las fuerzas aplicadas. El diagrama es el siguiente:



MOMENTO DE VOLTEO

Sección	Empuje	Brazo	Momento
1	1,070.40	2.15	2,301.36
2	3,267.25	1.43	4,672.17
	4,337.65		6,973.53

MOMENTO ESTABILIZANTE

Sección	Area	Peso	Brazo	Momento
1	1.84	4,968	0.70	3,478.00
2	3.50	9,450	1.55	14,648.00
3	0.42	1,134	2.13	2,415.42
4	1.84	2,944	0.35	1,030.40
5	0.42	672	2.21	1,485.12
6	0.32	768	1.25	960.00
7	0.16	384	1.65	633.60
		20,320		24,650.54

Presiones:

$$a = (24,650.54 - 6,973.53) / 20,320 = 0.87$$

$$b/3 = 2.29/3 = 0.76 \quad 0.76 < 0.87 \quad \text{cae dentro del tercio medio}$$

$$e = 2.29/2 - 0.87 = 0.28$$

$$P = 20,320/2.29 * (1 \pm (6 * 0.28)/2.29)$$

$$P+ = 15,351$$

$$P- = 2,396$$

De acuerdo a los resultados, si resiste el quiebre.

5.7 DISEÑO DEL PUNTE DE ALDEA EL DURAZNITO

DATOS Y ESPECIFICACIONES

Luz libre	6.40 mts.
Anchura útil	3.50 mts.
Luz eficaz	7.00 mts.
Anchura total	4.50 mts.
Peso concreto ciclópeo	2,700.00 kg/m ³
Capacidad soporte del suelo	20,000.00 kg/m ³
Sobrecarga	camión H-15-44

El diseño del puente El Duraznito es igual al anterior, con la salvedad del cambio de datos respectivos; en este caso solo se incluirán los resultados. El armado de la losa, las vigas y demás detalles se presentan en el anexo 2, los resultados son los siguientes:

LOSA

espesor: 15 cms.

armado:

Refuerzo longitudinal

Cama Inferior: varilla # 4 a 30 cms.

Cama Superior: varilla # 6 a 25 cms.

Refuerzo Transversal

Cama Inferior: varilla # 5 a 15 cms.

Cama Superior: varilla # 5 a 15 cms.

VIGAS

El puente consta de dos vigas principales de 30 * 45 cm; los detalles de armado se pueden verificar en los planos incluidos en el anexo 2 .

BASE

La base del puente, al igual que el de Tierra Blanca, está formada por dos muros de concreto ciclópeo, con una altura de 3 metros y una base de 2.30 metros, en la hoja 1 del anexo 2 se muestra el armado final.

VIGA DE APOYO

El armado de la viga de apoyo es el siguiente:
4 varillas # 5 corridas, con estribos de varilla # 4", a cada 0.20 m. Esta viga lleva pines de varilla # 6", para agarrar la losa de concreto armado a cada 20 cm.

CAPITULO VII

DISEÑO DE LAS OFICINAS PARA PLAN INTERNACIONAL.

7.1 DISTRIBUCION DE AMBIENTES

La distribución y área por ambientes, así como otros aspectos arquitectónicos como iluminación y ventilación, se hizo tomando como base las actividades a desarrollar dentro de la edificación, sin embargo, una restricción para definir el tipo de estructura, materiales y acabados fue lo concerniente a los recursos económicos disponibles, por lo que el resultado de este análisis es el siguiente: la edificación contará con diez ambientes, distribuidos en dos niveles, dos salones para sesiones, un área para archivo y secretaría, dos servicios sanitarios, un área de descanso y un área para computadoras.

7.2 SELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA

La estructura para la edificación será construida con mampostería reforzada y techo de losa concreto, la razón de esta decisión se tomó con base a la disponibilidad y accesibilidad.

7.3 DISEÑO ESTRUCTURAL

7.3.1 LOSAS

El cálculo de las losas (entrepiso y techo) se realizó con base al método 3 del ACI (American Concrete Institute), a trabajando con cargas últimas, los pasos para su diseño son los siguientes:

a) Determinar como trabajan las losas

$A/B = X$, siendo A el lado menor y B el lado mayor, cumpliendo con lo siguiente: si $X > 0.50$ la losa trabaja en dos sentidos

si $X < 0.50$ la losa trabaja en un sentido

Ejemplo:

Losa 1 para entrepiso



$$A/B = 4.1/5.0 = 0.82$$

por lo tanto trabaja en dos sentidos.

b) Determinar el espesor de la losa

El espesor de la losa se determinará por la siguiente fórmula:
 $t = P/180$ siendo t el espesor a encontrar y P el perímetro de la losa, luego de evaluar los diferentes espesores para cada unidad, se toma el mayor, en este caso el espesor es de 0.10 para entrepiso y techo.

c) Integración de cargas

Las cargas que se integran son: carga muerta; peso propio de la losa, vigas y acabados y la carga viva, de la siguiente forma:

$$W \text{ losa} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.10 \text{ m}$$

$$W \text{ viga} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * \text{base} * \text{altura}$$

$$W \text{ acabados} = 70 \text{ kg/m}^2$$

$$W \text{ muerta} = W \text{ losa} + W \text{ viga} + W \text{ acabados}$$

$$W \text{ viva} = 200 \text{ kg/m}^2$$

d) Carga última

Para encontrar la carga última, se multiplica por los factores de carga $C U = (1.4 * W \text{ muerta}) + (1.7 * W \text{ viva})$

e) Cálculo de momentos

Por el método 3 de ACI, se obtienen valores de carga de tablas y se encuentran los momentos con base a la siguiente fórmula:

$$M = (X * W \text{ muerta} * A^2) + (Y * W \text{ viva} * A^2)$$

siendo X e Y factores de carga encontrados por tablas de ACI.

Ejemplo:

Losa 1 del entrepiso

$$m = A/B = 4.1/5 = 0.82$$

$$M^{(+)}A = 0.036 * 434 * 4.1^2 + 0.043 * 340 * 4.1^2 = 755 \text{ kg-m}$$

$$M^{(+)}B = 0.019 * 434 * 5.0^2 + 0.023 * 340 * 5.0^2 = 600 \text{ kg-m}$$

f) Balance de Momentos

Una vez determinados los momentos de cada losa se procede a realizar un balance ya sea por promedio o bien por el método de CROOS, estos momentos balanceados servirán para el diseño.

g) Diseño

Teniendo el valor de los momentos a tensión y a compresión, se procede a calcular el acero de refuerzo para cada losa independiente;

ejemplo:

$$Mu = 0 * (AsFy * (d - (AsFy/(1.7 * F'c * b))))$$

siendo:

$$0 = 0.90, Fy = 2,810 \text{ kg/cm}^2, F'c = 210 \text{ kg/cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 7.5 \text{ cm.}$$

para un momento igual a 850 kg-m, al sustituir los valores en la fórmula el resultado será igual a 4.5 cm², por lo tanto el armado será el siguiente:

utilizando varilla # 3

$$4.5 - 100 \quad x = 15.07, \text{ por lo tanto se armara con varilla \# 3 a 15 cm.}$$

$$0.71 - x$$

El armado final se muestra en el anexo 3.

7.3.2 DISEÑO DE VIGAS

Para el diseño de las vigas se procede de manera similar que en el diseño de las losas, iniciando por calcular la carga última a que será sometida:

$W_{\text{losa}} = (C_u \text{ losa} * A_t)/L$, siendo A_t el área tributaria de la losa y L la longitud de la viga, la carga total se obtiene sumando el peso propio de la viga y el de la losa:

$$W_{\text{total}} = 1.4 * (W_{\text{viga}} + W_{\text{losa}})$$

con la carga total se procede a calcular el momento actuante a tensión y a compresión:

siendo $W = W_{\text{total}}$ y L la longitud de la viga.

Se procede a calcular el momento a rostro por una sumatoria de momentos del siguiente diagrama de cargas:

$$M_{\text{eje}} = WL^2/24, R = WL/2$$

$$M_R = M_{\text{eje}} - R*b/2 + W_{\text{total}} * b^2/4$$

con el momento a rostro se calcula el área de acero, siguiendo el procedimiento de carga última y se propone el armado.

El armado de cada viga se presenta en el anexo 3.

7.3.3 DISEÑO DEL CIMIENTO

El cimiento de la edificación es del tipo corrido y zapatas aisladas en columnas principales, para el diseño de las zapatas, primero se estima el área de la zapata, de acuerdo a la carga a que será sometida; ejemplo:

$$A_{\text{zapata}} = (1.5 * W)/V_s$$

en donde W es la carga y V_s es el valor soporte del suelo, para este caso se tomaron zapatas de $0.70 * 0.70$ cms.

En el diseño del peralte de la zapata se siguió el procedimiento por tanteos de la siguiente forma:

$$d = 23 \text{ cm. (asumido), } t = 30 \text{ cm}$$

Corte actuante:

$$V = \text{base} * t * d = 1.14 * 0.19 * 23 = 5.14 \text{ ton.}$$

$$V_c = 0.85 * 0.53 * 210 * b * d$$

$$V_c = 17.12$$

como el corte del concreto es mucho mayor que el corte actuante, entonces debe reducirse el valor de la d asumida hasta encontrar el valor adecuado, para luego verificar el corte punzonante de la misma forma que el anterior.

Finalmente se hace el chequeo por flexión, se obtiene el área de acero de diseño con la fórmula para momento último, el cual se calcula de la siguiente manera:

$$M_u = W_u * (0.42/2)^2$$

con el área de acero calculada se propone el armado final, el cual se presenta en el plano de cimentación y detalles del anexo 3.

7.4 DISEÑO DE INSTALACIONES

7.4.1 Instalación de Agua Potable y Drenajes

El diseño de la instalación de agua potable se trabajó con un circuito cerrado en el primer nivel, la fuente de abastecimiento es la red de agua municipal, se diseñó para un caudal aproximado de 200 lt * habitante * dia. el diseño final se presenta en el anexo 3.

7.4.2 Instalación de Drenajes y Agua Pluvial

Para el agua pluvial se utilizó tubería de P.V.C., de 3" de diámetro, colocándose bajadas de agua en las esquinas, de acuerdo a la dirección de los pañuelos, para los drenajes se usó tubo de concreto de 8", la salida de los desechos da hacia el colector municipal en la calle principal.

7.4.3 Instalación Eléctrica

La instalación eléctrica se diseñó para II circuitos, teniendo cada circuito 15 unidades, los detalles de armado se presentan en el anexo 3.

CAPITULO VII

PRESUPUESTOS

7.1 Complejo de Oficinas para Plan Internacional

El presupuesto del complejo de oficinas se integró únicamente a base de precios de materiales que se encuentran en la región, debido a que la Organización es la encargada de decidir cuándo cómo y dónde materiales y la mano de obra, por lo tanto únicamente se da una guía para el constructor.

PLANILLA DE MATERIALES Y COSTOS

1) ZAPATAS

18.87 bolsas de cemento	Q 26.00 c/u	Q 490.62
1.18 metros cúbicos de arena	Q 60.00 c/u	Q 70.80
2.11 metros cúbicos de piedrín	Q 120.00 c/u	Q 253.20
2.63 quintales de hierro No 3	Q 113.00 c/u	Q 297.19
	Sub total	Q 1,111.81

2) CIMIENTO CORRIDO

65.14 bolsas de cemento	Q 26.00 c/u	Q 1,693.64
4.06 metros cúbicos de arena	Q 60.00 c/u	Q 243.60
7.27 metros cúbicos de piedrín	Q 120.00 c/u	Q 872.40
1.43 quintales de hierro No 2	Q 112.00 c/u	Q 160.16
3.68 quintales de hierro No 3	Q 113.00 c/u	Q 415.84
	Sub total	Q 3,385.64

3) SOLERAS

71.89 bolsas de cemento	Q 26.00 c/u	Q 1,869.14
4.48 metros cúbicos de arena	Q 60.00 c/u	Q 268.80
8.00 metros cúbicos de piedrín	Q 120.00 c/u	Q 960.00
4.97 quintales de hierro No 2	Q 112.00 c/u	Q 556.64
19.03 quintales de hierro No 3	Q 113.00 c/u	Q 2,150.39
	Sub total	Q 5,804.97

4) COLUMNAS

76.80 bolsas de cemento	Q 26.00 c/u	Q 1,996.80
4.80 metros cúbicos de arena	Q 60.00 c/u	Q 288.00
8.60 metros cúbicos de piedrín	Q 120.00 c/u	Q 1,032.00
6.06 quintales de hierro No 2	Q 112.00 c/u	Q 678.72

6.77 quintales de hierro No 3	Q 113.00 c/u	Q 765.01
30.04 quintales de hierro No 4	Q 114.50 c/u	Q <u>3,439.58</u>
	Sub total	Q 8,200.11

5) LOSAS (ENTREPISO Y TECHO)

184.0 bolsas de cemento	Q 26.00 c/u	Q 4,784.00
11.46 metros cúbicos de arena	Q 60.00 c/u	Q 687.60
20.54 metros cúbicos de piedrín	Q 120.00 c/u	Q 2,464.80
67.48 quintales de hierro No 3	Q 113.00 c/u	Q <u>7,625.24</u>
	Sub total	Q 15,561.64

6) VIGAS

5.67 bolsas de cemento	Q 26.00 c/u	Q 147.42
0.36 metros cúbicos de arena	Q 60.00 c/u	Q 21.60
0.63 metros cúbicos de piedrín	Q 120.00 c/u	Q 75.60
0.55 quintales de hierro No 2	Q 112.00 c/u	Q 61.60
0.53 quintales de hierro No 3	Q 113.00 c/u	Q 59.89
1.60 quintales de hierro No 4	Q 114.50 c/u	Q 184.00
1.46 quintales de hierro No 5	Q 132.00	Q <u>192.72</u>
	Sub total	Q 742.83

7) LEVANTADO DE PAREDES

6,750 blocks (15x20x40)	Q 2,000.00/millar	Q 13,575.00
30.45 bolsas de cemento	Q 26.00 c/u	Q 791.70
6.75 metros cúbicos de arena	Q 60.00 c/u	Q 405.00
59.00 quintales de cal viva	Q 18.50 c/u	Q 1,091.50
17.00 metros cúbicos de arena A.	Q 45.00 c/u	Q 765.00
26.00 galones de pintura	Q 55.00 c/u	Q <u>1,430.00</u>
	Sub total	Q 18,058.20

8) INSTALACION ELECTRICA

4 rollos de 100 m. de alambre AWG calibre No. 12	Q 110.00 c/u	Q 440.00
1 rollo de 100 m. de alambre AWG calibre No. 14	Q 160.00 c/u	Q 160.00
2 rollos de 100 m. de poliducto de 0 1/2 "	Q 36.00 c/u	Q 72.00
18 interruptores simples	Q 6.50 c/u	Q 117.00
3 interruptores para 3 vias	Q 8.00 c/u	Q 24.00
19 tomacorrientes dobles (110 V)	Q 3.50 c/u	Q 66.50
28 lamparas fluorecentes	Q 26.00 c/u	Q 728.00
1 reflector exterior doble	Q 125.00 c/u	Q 125.00
1 tablero principal	Q 190.00 c/u	Q 190.00
1 tablero secundario	Q 56.00 c/u	Q 56.00
1 timbre	Q 60.00 c/u	Q <u>60.00</u>
	Sub total	Q 2,038.50

9) INSTALACION DE AGUA POTABLE

1 contador de agua	Q	500.00 c/u	Q	500.00
1 llave de globo	Q	37.50 c/u	Q	37.00
1 válvula de cheque	Q	53.00 c/u	Q	53.00
1 llave de paso	Q	40.00 c/u	Q	40.00
8 m. de tubo P.V.C Ø 1/2 "	Q	18.00 c/tubo	Q	24.00
21.4 m. tubo P.V.C Ø 3/4"	Q	24.50 c/tubo	Q	87.38
6 tee de P.V.C Ø 3/4 "	Q	7.30 c/u	Q	43.80
5 reductores Ø 1/2 "	Q	5.50 c/u	Q	27.50
9 codos 90 P.V.C Ø 3/4 "	Q	6.75 c/u	Q	60.75
3 codos 90 P.V.C Ø 1/2 "	Q	4.90 c/u	Q	14.70
1/4 galón de pegamento para tuberia de pvc	Q	45.00 c/u	Q	45.00
			Sub total	Q 933.13

10) INSTALACION DE DRENAJES Y AGUA PLUVIAL

4 tubos de concreto Ø 6"	Q	14.00	Q	56.00
1 caja de unión	Q	125.00 c/u	Q	125.00
2 caja sifón	Q	125.00 c/u	Q	250.00
1 reposadera de cemento	Q	50.00 c/u	Q	50.00
3 m. P.V.C Ø 2"	Q	22.00 c/tubo	Q	11.00
50 m. P.V.C Ø 3"	Q	46.00 c/tubo	Q	383.33
46 m. P.V.C Ø 4"	Q	54.00 c/tubo	Q	414.00
7 m. P.V.C Ø 6"	Q	255.00 c/tubo	Q	297.50
5 codos 90 P.V.C. Ø 3"	Q	36.00 c/u	Q	180.00
3 campanas de 2" a 3"	Q	42.00 c/u	Q	126.00
1 campana de 4" a 6"	Q	45.00 c/u	Q	45.00
6 codos 45 P.V.C. Ø 3"	Q	36.00 c/u	Q	216.00
2 tee sanitarias de 4"	Q	84.00 c/u	Q	168.00
5 tee sanitarias de 3"	Q	84.00 c/u	Q	420.00
			Sub total	Q 2,741.83

RESUMEN DE COSTOS DE MATERIAL

1. Zapatas	Q	1,111.80
2. Cimiento corrido	Q	3,385.60
3. Soleras	Q	5,804.90
4. Columnas	Q	8,200.10
5. Losas	Q	15,561.60
6. Vigas	Q	742.83
7. Levantado de paredes	Q	18,058.20
8. Instalación eléctrica	Q	2,838.50
9. Instalación de agua potable	Q	933.13
10 Instalación de drenajes y agua pluvial	Q	2,741.83
	Sub Total	Q 59,378.49

MANO DE OBRA

Considerando que el trabajo lo realizarán 5 albañiles, un maestro de obra y 5 ayudantes, se integra de la siguiente forma:

Integración:

No. trabajadores	*	No. de dias mes	*	sueldo	*	tiempo	
5 albañiles	*	30 dias	*	Q 35.00	*	6 meses	= Q 31,500.00
1 maestro	*	30 dias	*	Q 50.00	*	6 meses	= Q 9,000.00
5 ayudantes	*	30 dias	*	Q 20.00	*	6 meses	= Q 18,000.00
							<u>Q 58,500.00</u>

Costo Directo:

Materiales	Q	59,378.49
Mano de obra	Q	58,500.00
	Q	<u>117,878.49</u>
Imprevistos 10 %	Q	11,787.85
	Q	<u>129,666.34</u>
Administrativo 10 %	Q	12,966.63
	Q	<u>142,632.97</u>
Costo total	Q	142,632.97

7.2 PUENTES DE TIERRA BLANCA Y EL DURAZNITO

Para la determinación del costo de los puentes únicamente se realizó la cuantificación de materiales, asignándoles su precio unitario, la mano de obra y demás gastos, no se tomaron en cuenta debido a que la comunidad es la encargada de la mano de obra calificada y no calificada, por tratarse de un convenio con Plan Internacional.

7.2.1 PLANILLA DE MATERIALES PARA EL PUENTE DE ALDEA TIERRA BLANCA

1) BASES (CONCRETO CICLOPEO)

205.3 bolsas de cemento	Q	26.00 c/u	Q 5,338.58
22.30 metros cúbicos de arena	Q	60.00 c/u	Q 1,338.00
31.10 metros cúbicos de piedrín	Q	120.00 c/u	Q 3,732.00
48.75 metros cúbicos de piedra	Q	52.00 c/u	Q 2,535.00
		Sub total	Q 12,943.50

2) VIGAS PRINCIPALES

19.40 bolsas de cemento	Q	26.00 c/u	Q 504.40
1.21 metros cúbicos de arena	Q	60.00 c/u	Q 72.60
2.20 metros cúbicos de piedrín	Q	120.00 c/u	Q 264.00
2.33 quintales de hierro No 3	Q	113.00 c/u	Q 263.29
3.30 quintales de hierro No 6	Q	132.00 c/u	Q 435.60
		Sub total	Q 1,539.89

3) VIGAS DE CARGA

33.25 bolsas de cemento	Q	26.00 c/u	Q 864.50
2.10 metros cúbicos de arena	Q	60.00 c/u	Q 126.00
3.75 metros cúbicos de piedrín	Q	120.00 c/u	Q 450.00
1.57 quintales de hierro No 3	Q	113.00 c/u	Q 177.41
2.94 quintales de hierro No 4	Q	114.00 c/u	Q 335.16
		Sub total	Q 1,953.07

4) LOSA

66.00 bolsas de cemento	Q	26.00 c/u	Q 1,716.00
4.10 metros cúbicos de arena	Q	60.00 c/u	Q 246.00
7.40 metros cúbicos de piedrín	Q	120.00 c/u	Q 888.00
13.75 quintales de hierro No 4	Q	114.00 c/u	Q 1,567.50
26.51 quintales de hierro No 5	Q	132.00 c/u	Q 3,499.32
		Sub total	Q 7,916.82

5) RIGIDIZANTES

1.20 bolsas de cemento	Q	26.00 c/u	Q	31.20
0.10 metros cúbicos de arena	Q	60.00 c/u	Q	6.00
0.15 metros cúbicos de piedrín	Q	120.00 c/u	Q	18.00
0.45 quintales de hierro No 3	Q	113.00 c/u	Q	50.85
0.27 quintales de hierro No 4	Q	114.00 c/u	Q	30.78
0.42 quintales de hierro No 5	Q	132.00 c/u	Q	<u>55.44</u>
Sub total			Q	192.27

6) COLUMNAS DE BARANDALES

7.30 bolsas de cemento	Q	26.00 c/u	Q	189.80
0.45 metros cúbicos de arena	Q	60.00 c/u	Q	27.00
0.80 metros cúbicos de piedrín	Q	120.00 c/u	Q	96.00
1.43 quintales de hierro No 2	Q	112.00 c/u	Q	<u>160.16</u>
Sub total			Q	472.96

7) PINES

0.90 quintales de hierro No.4	Q	114.00 c/u	Q	102.60
-------------------------------	---	------------	---	--------

8) OTROS

5.60 metros de P.V.C. Ø 4"	Q	46.00 c/u	Q	42.93
1.5 quintales de alambre de amarre	Q	250.00 c/u	Q	<u>375.00</u>
Sub total			Q	417.93

RESUMEN DE COSTOS DE MATERIAL

1. Bases (concreto ciclopeo)	Q	12,943.50
2. Vigas principales	Q	1,539.89
3. Vigas de carga	Q	1,953.07
4. Losa	Q	7,916.82
5. Rigidizantes	Q	192.27
6. Columnas de barandales	Q	472.96
7. Pines	Q	102.60
8. Otros	Q	<u>417.93</u>
Total	Q	25,539.04

7.2.2 PLANILLA DE MATERIALES PUENTE ALDEA EL DURAZNITO

1) BASES (CONCRETO CICLOPEO)

126.0 bolsas de cemento	Q	26.00 c/u	Q 3,276.00
13.65 metros cúbicos de arena	Q	60.00 c/u	Q 819.00
19.00 metros cúbicos de piedrín	Q	120.00 c/u	Q 2,280.00
29.80 metros cúbicos de piedra	Q	52.00 c/u	<u>Q 1,549.60</u>
		Sub total	Q 7,924.60

2) LOSA

39.25 bolsas de cemento	Q	26.00 c/u	Q 1,020.50
2.45 metros cúbicos de arena	Q	60.00 c/u	Q 147.00
4.40 metros cúbicos de piedrín	Q	120.00 c/u	Q 528.00
3.60 quintales de hierro No 4	Q	114.00 c/u	Q 410.40
21.92 quintales de hierro No 5	Q	132.00 c/u	Q 2,893.44
7.21 quintales de hierro No 6	Q	132.00 c/u	<u>Q 951.72</u>
		Sub total	Q 5,951.06

3) VIGA DE CARGA

18.75 bolsas de cemento	Q	26.00 c/u	Q 487.50
1.20 metros cúbicos de arena	Q	60.00 c/u	Q 72.00
2.10 metros cúbicos de piedrín	Q	120.00 c/u	Q 252.00
1.05 quintales de hierro No 3	Q	113.00 c/u	Q 118.65
1.87 quintales de hierro No 4	Q	114.00 c/u	Q 213.18
1.46 quintales de hierro No 5	Q	132.00 c/u	<u>Q 192.72</u>
		Sub total	Q 1,336.05

4) VIGA PRINCIPAL

14.55 bolsas de cemento	Q	26.00 c/u	Q 378.30
0.90 metros cúbicos de arena	Q	60.00 c/u	Q 54.00
1.65 metros cúbicos de piedrín	Q	120.00 c/u	Q 198.00
1.58 quintales de hierro No 3	Q	113.00 c/u	Q 178.54
3.30 quintales de hierro No 6	Q	132.00 c/u	Q 435.60
5.88 quintales de hierro No 8	Q	140.00 c/u	<u>Q 823.20</u>
		Sub total	Q 2,067.64

6) COLUMNAS DE BARANDALES

5.40 bolsas de cemento	Q	26.00 c/u	Q 140.40
0.35 metros cúbicos de arena	Q	60.00 c/u	Q 21.00
0.60 metros cúbicos de piedrín	Q	120.00 c/u	Q 72.00
1.05 quintales de hierro No 3	Q	113.00 c/u	Q 118.65
2.54 quintales de hierro No 4	Q	114.00 c/u	<u>Q 289.56</u>
		Sub total	Q 641.61

7) PINES

0.90 quintales de hierro No.6	Q	132.00 c/u	Q 118.80
-------------------------------	---	------------	----------

8) OTROS

5.30 metros de P.V.C. Ø 4"	Q 46.00 c/u	Q 42.93
1.0 quintales de alambre de amarre	Q 250.00 c/u	<u>Q 250.00</u>
		Sub total Q 292.93

RESUMEN DE COSTOS DE MATERIAL

1. Bases (concreto ciclopeo)	Q 7,924.60
2. Vigas principales	Q 2,067.64
3. Vigas de carga	Q 1,336.05
4. Losa	Q 5,951.06
6. Columnas de barandales	Q 641.61
7. Pines	Q 118.80
8. Otros	<u>Q 296.00</u>
	Total Q 18,335.76

CONCLUSIONES

Los puentes de las aldeas Tierra Blanca y El Duraznito se diseñaron con un solo carril de circulación, las razones por las que se tomó esta decisión fueron las siguientes:

- a) El tránsito de vehículos que circula por la región es bastante bajo; de 10 a 15 vehículos por día.
- b) Limitación en la disponibilidad de recursos económicos, ya que solo se cuenta con un techo de Q 100,000.00 para los dos puentes.

En el diseño de los puentes se consideró, como carga máxima un vehículo de 15 toneladas de peso, ya que los camiones que transitan por la ruta son livianos, además el ancho de vía utilizado en el diseño (3.05 m) no permite el paso de vehículos de dos trenes de carga.

De los dos puentes diseñados el de primera prioridad es el de la aldea El Duraznito ya que es la única vía de acceso a la comunidad y porque en épocas de lluvia el paso se cierra, provocando que los productos agrícolas no puedan llegar al mercado, produciendo pérdidas irreparables.

El Ejercicio Profesional Supervisado, me brindó la oportunidad de adquirir en el campo, una experiencia práctica que vino a completar los conocimientos teóricos obtenidos en la Universidad, además de desarrollar un criterio profesional y habilidad para supervisión de proyectos.

RECOMENDACIONES

Se recomienda a las distintas instituciones y organizaciones, tanto gubernamentales como no gubernamentales, que brindan su apoyo técnico y económico al departamento de Jalapa, motivar constantemente a sus pobladores con el fin de que todos participen en el desarrollo de proyectos que beneficien a la comunidad.

Se recomienda a la Organización Plan Internacional que los planos que les sean entregados para una determinada obra de infraestructura, sean utilizados exclusivamente en el proyecto indicado, evitando utilizarlos en otro proyecto, para evitar daños posteriores.

Se recomienda a la Institución Plan Internacional garantizar la supervisión de las obras, el control de los materiales y el seguimiento de los planos, especialmente tener un control en el uso de las varillas de acero para evitar que se hagan cambios, que aparentemente no afectan la estructura, pero que pueden provocar daños irreparables.

Se recomienda a Plan Internacional y a la comunidad que en las entradas de los puentes diseñados se coloque información del tipo de vehículo que puede circular, para evitar la sobrecarga que dañe la estructura interna del puente.

BIBLIOGRAFIA

Enríquez Palencia, Hugo Gerardo: " Análisis y Diseño simplificado de Puentes Rurales Cortos. " Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
1,993.

Figueroa Medina, Carlos René: "Diseño de Estribos en Voladizo para Puentes." Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. 1,988.

Instituto Nacional Geográfico: " Diccionario Geográfico de Guatemala." Tomos I, II y IV, segunda edición. 1,983.

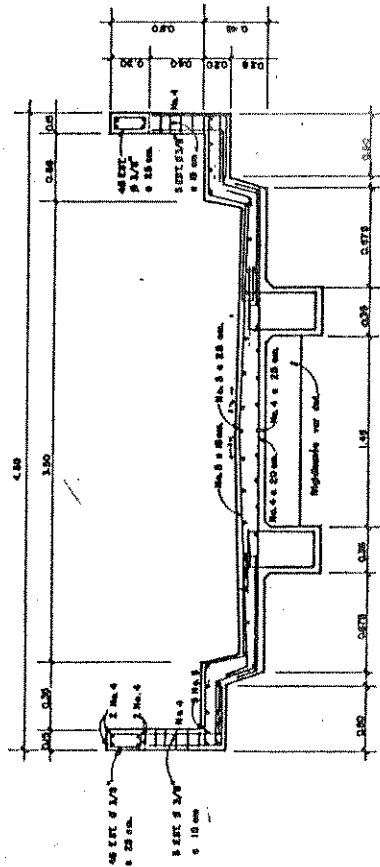
Juarez Cardenas, Victor Leonardo: " Diseño de tres puentes en el Municipio de San Marcos, Dirección y Supervisión de la Instalación de la Red de distribución de agua potable de la aldea San Rafael Soche y análisis de su línea de conducción." Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. 1,984.

White, Gergely y Sexmith: "Introducción a los conceptos de análisis y diseño (Vol. 1). Noriega, Limusa, Colombia. 1,990.

ANEXO 1

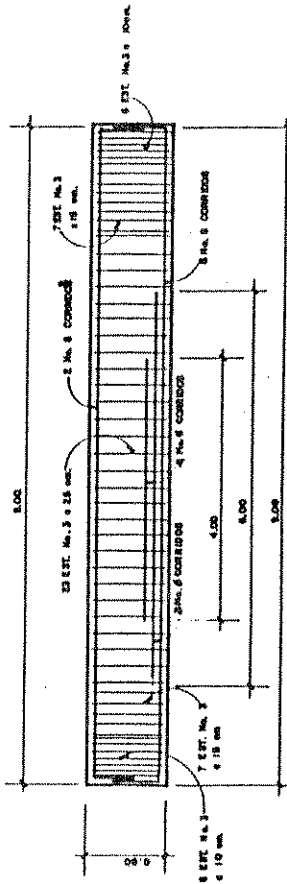
JUEGO DE PLANOS PUENTE ALDEA TIERRA BLANCA

- a) Planta, elevación, detalle de viga y muro de carga
- b) Cortes, secciones y detalle de rigidizante



CORTE A-A'

Esc. 1/25



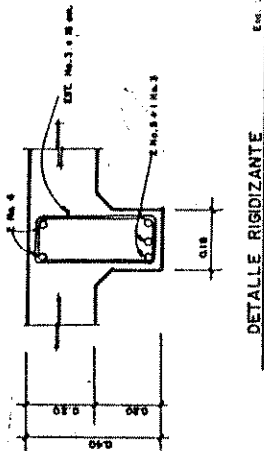
CORTE A 2.25 DEL APOYO

Esc. 1/10

Esc. vert. 1/25
hor. 1/10

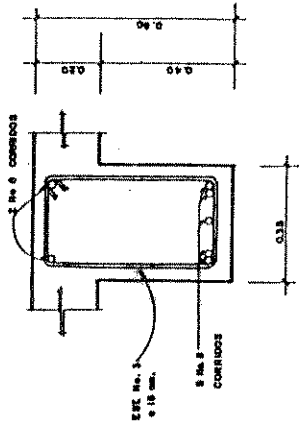
SECCION VIGA PRINCIPAL

NOTA:
LA USU, LA FACILIDAD DE INGENIERIA Y EL ERISTA
NO SE HACEN RESPONSABLES POR CAMBIOS SIN RE-
VIA AUTORIZACION



DETALLE REINFORZANTE

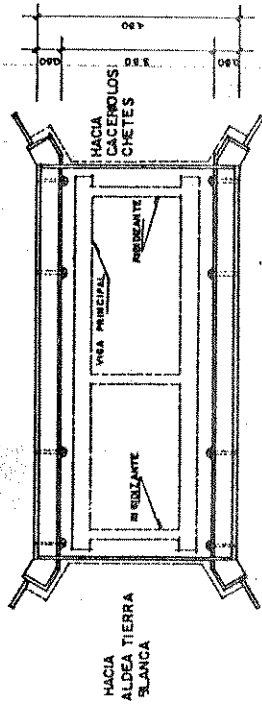
Esc. 1/10



CORTE A CENTRO

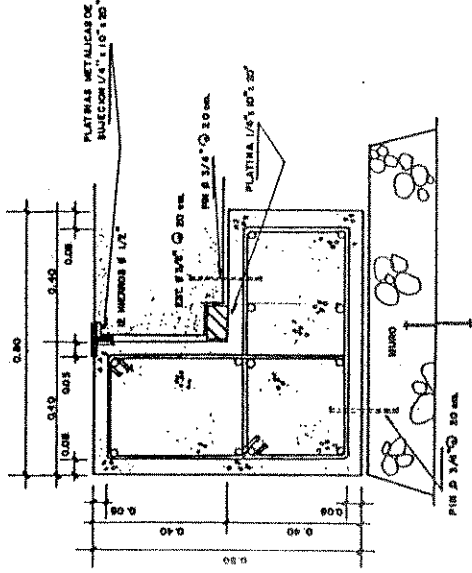
Esc. 1/10

Escuela Profesional de Ingeniería y Arquitectura Universidad de San Carlos		Ingeniería de San Carlos	
CARRERA DE INGENIERIA EN INGENIERIA Y ERISTA		JALAPA	
Proyecto: PUNTE ALDEA TIERRA BLANCA			
Lugar: JALAPA			
MAYO		MAYO	
REVISADO POR: [Signature]		REVISADO POR: [Signature]	
DISEÑADO POR: [Signature]		DISEÑADO POR: [Signature]	
AUTORIZADO POR: [Signature]		AUTORIZADO POR: [Signature]	
FECHA: 15/05/2010		FECHA: 15/05/2010	
Lugar: JALAPA		Lugar: JALAPA	



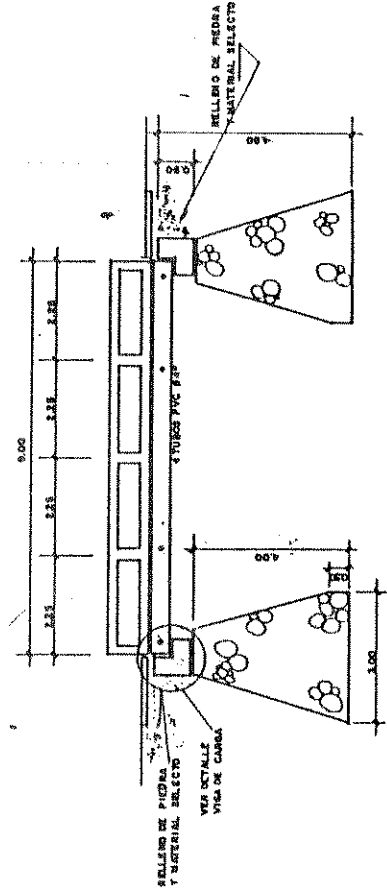
PLANTA

Esc. 1/75



DETALLE VISA DE CARGA

Esc. 1/0



ELEVACION

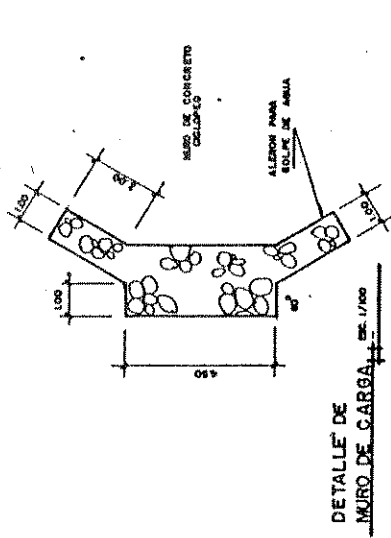
Esc. 1/75

ESPECIFICACIONES GENERALES

LOSAS: CONCRETO SE USARA TIPO A CON REFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 28 KG/CM² (3000 LB/IN²) A LOS 28 DIAS
 ACERO DE REFUEZO: SE USARA ACERO DE GRADO ESTRUCTURAL EN FORMA DE BARRA CORRUGADA

MUROS DE CONCRETO CICLOPEO:
 USAR CONCRETO CLASE B CON REFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 175 KG/CM² (2500 LB/IN²)

RECUBRIMIENTO:
 EN LA LOSA, PARA LA SUPERFICIE DE RODADURA USAR 4cm. PARA LA CAMA INTERIOR 2.5cm Y 5cm EN LOS DEMAS CASOS



DETALLE DE MURO DE CARGA

Esc. 1/100

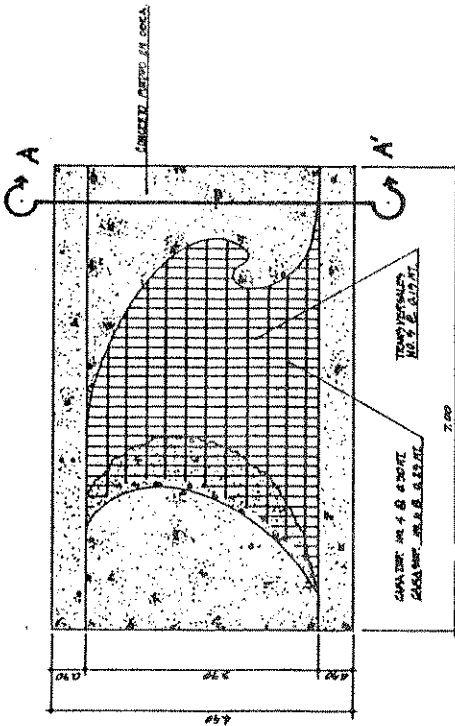
ESCALA:	INDICADA	PROYECTO:	PUENTE TIERRA BLANCA
FECHA:	14/11/78	DISEÑADO POR:	J. A. L. P. A.
FECHA:	05/11/78	PROYECTADO POR:	
FECHA:	07/11/78	REVISADO POR:	
FECHA:	08/11/78	APROBADO POR:	
FECHA:	09/11/78	COORDINADOR:	
CARDENAL:		COORDINADOR P. N. I.:	J. Arellano Supervisor
INFORMACION:		FECHA:	1/75

ANEXO 2

JJEGO DE PLANOS PUENTE ALDEA EL DURAZNITO

- a) Planta, elevación, corte y detalle de muro de carga
- b) Armado de losa, sección de vigas, detalle de durmiente y detalles

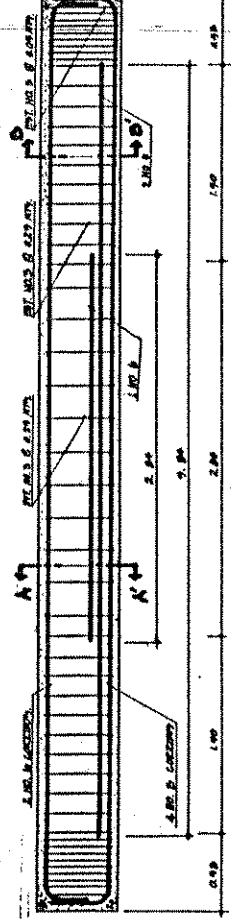
DET. DE ARMADO DE LOSA. E.C. 110



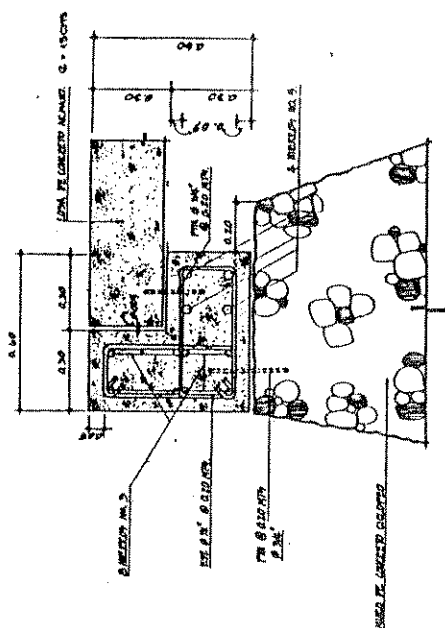
ESPECIFICACIONES GENERALES:

1. LOSA: 11. CONCRETO: SE USA CONCRETO DE CLASIFICACION C-15 (Módulo de Elasticidad) A UN 28 DÍAS.
2. ARMADO DE ACERO: SE USA ACERO DE GRADO ESTACIONAL EN FORMA DE BARRAS LIGERAMENTE.
3. REFORZAMIENTO: EN LA LOSA SE USA REFORZAMIENTO DE CLASIFICACION C-15 (Módulo de Elasticidad) A UN 28 DÍAS.
4. REFORZAMIENTO: EN LA LOSA SE USA REFORZAMIENTO DE CLASIFICACION C-15 (Módulo de Elasticidad) A UN 28 DÍAS.

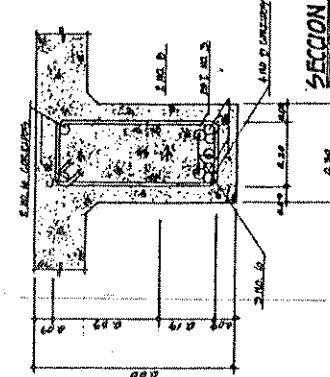
DET. COLUMNA DE BARRANDA. E.C. 110



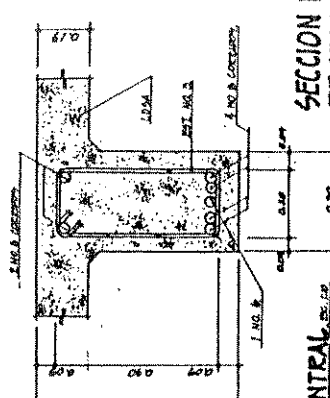
SECCION LONGITUDINAL DE VIGA. E.C. 110



DET. DE PURMIENTE. E.C. 110



SECCION CENTRAL POR A-A. E.C. 110



SECCION EXTREMA DE VIGA POR B-B. E.C. 110

ESCALA:	PROYECTO:	FECHA:	PROYECTANTE:
1:100	PUNTO A BARRIO DE SAN CARLOS	15/08/2010	J. M. S.
CONSTRUCION:	PROYECTO:	FECHA:	PROYECTANTE:
CONSTRUCION	PUNTO A BARRIO DE SAN CARLOS	15/08/2010	J. M. S.
PROYECTO:	PROYECTO:	FECHA:	PROYECTANTE:
PUNTO A BARRIO DE SAN CARLOS	PUNTO A BARRIO DE SAN CARLOS	15/08/2010	J. M. S.
PROYECTO:	PROYECTO:	FECHA:	PROYECTANTE:
PUNTO A BARRIO DE SAN CARLOS	PUNTO A BARRIO DE SAN CARLOS	15/08/2010	J. M. S.

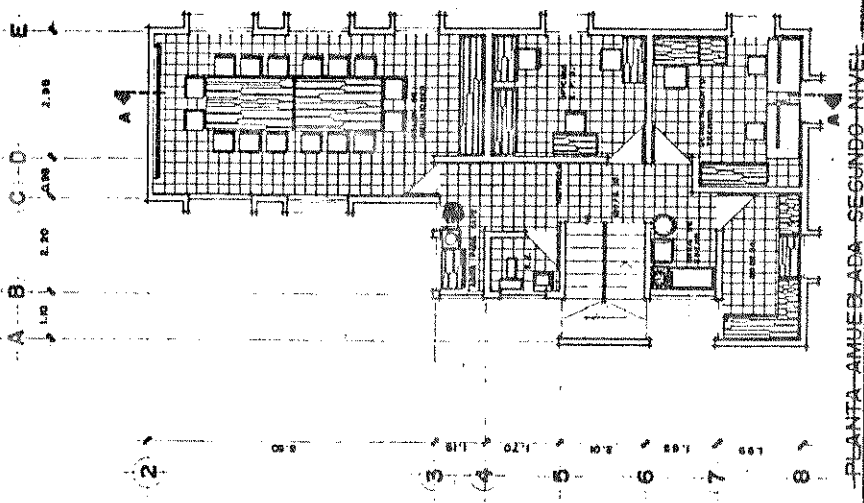
NOTA: LA VIGA EN SECCION A-A ESTABA EN EL MOMENTO DE LA CONSTRUCCION DE LA LOSA Y SE HA REFORZADO EN EL MOMENTO DE LA CONSTRUCCION DE LA LOSA.

ANEXO 3

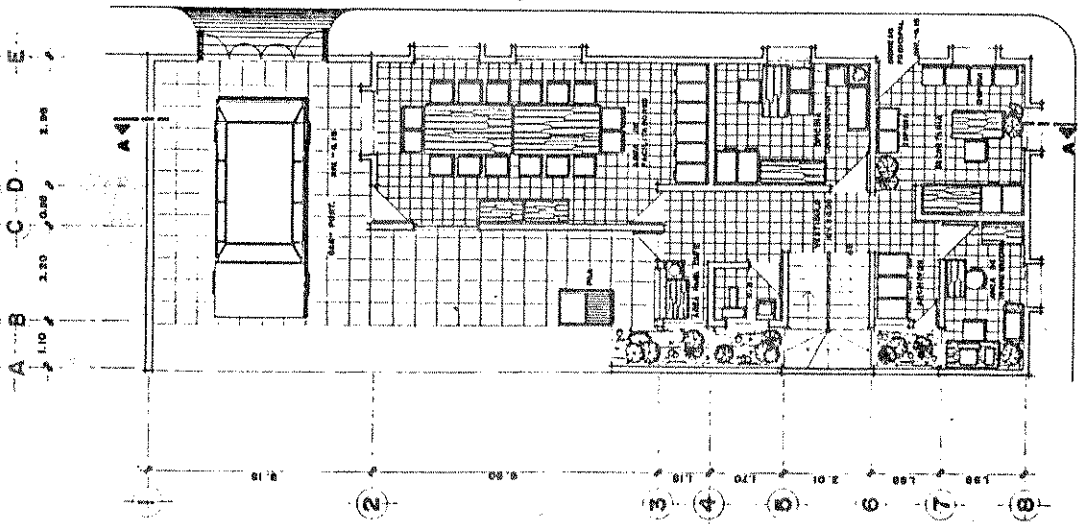
JUEGO DE PLANOS DEL COMPLEJO DE OFICINAS PARA PLAN INTERNACIONAL.

- a) Plantas Amuebladas
- b) Planta de elevaciones y cortes
- c) Planta de cimentaciones y detalles
- d) Planta de armado de losas y detalles
- e) Planta de instalación eléctrica
- f) Planta de instalación de drenajes y agua pluvial
- g) Planta de instalación de agua potable

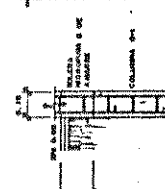
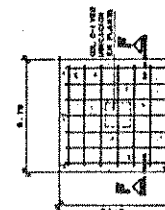
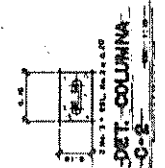
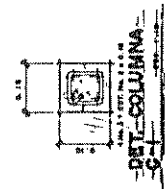
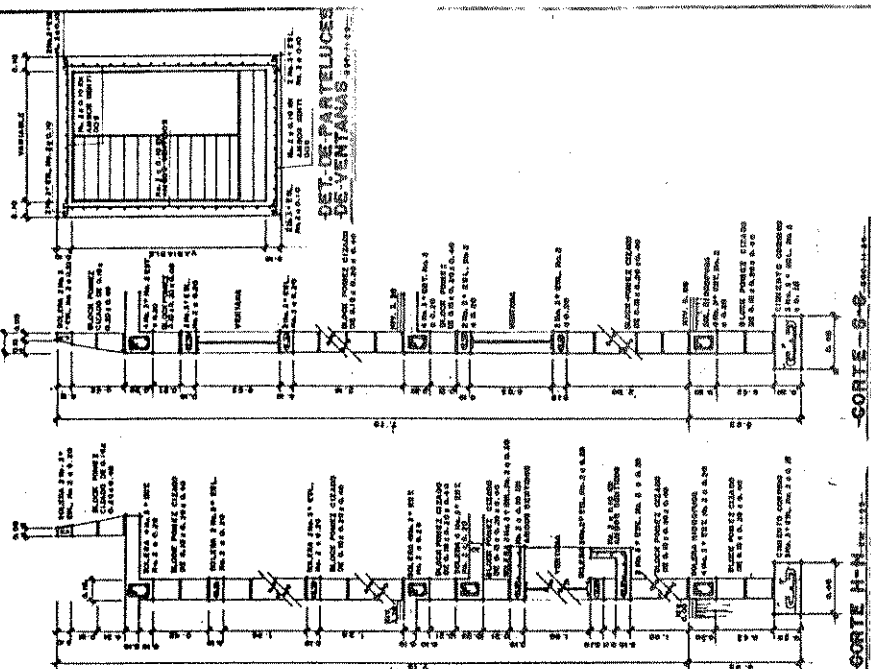
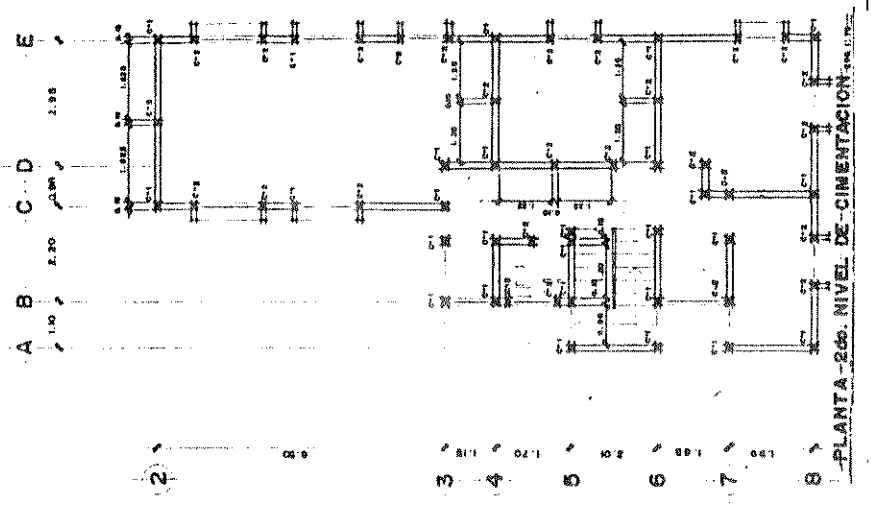
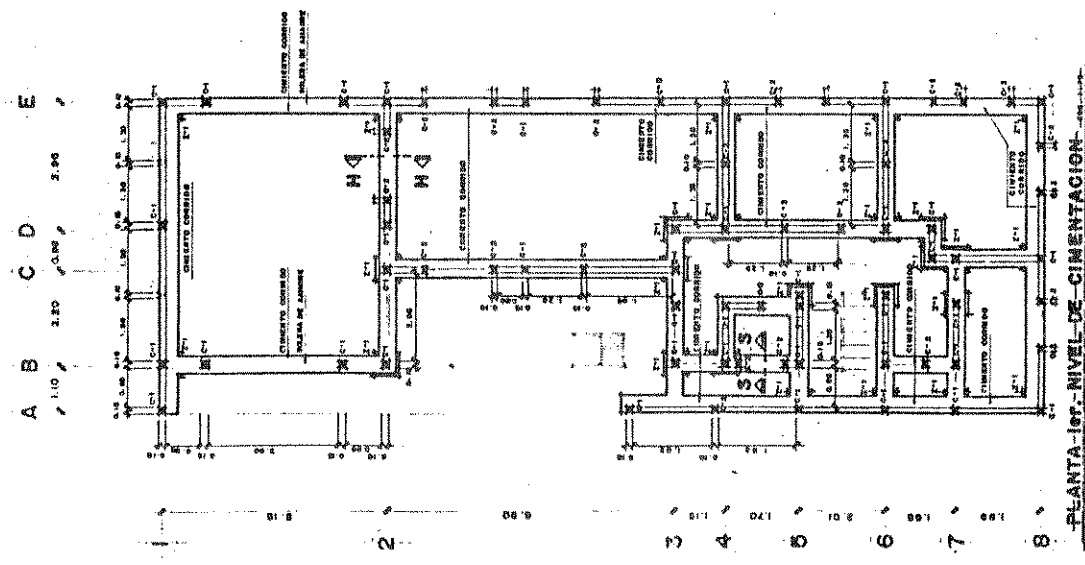
ESCALA:	Division Profesional Suplementaria
INDICADA:	Escuela de Ingeniería
SITIO:	Universidad de San Carlos
L. VALIENTE:	CONDOMINIO
CONDOMINIO:	DEPARTAMENTO
PROYECTO:	GRUPO PLAN INTERNACIONAL
CONDOMINIO:	JALAPA
PLANO EN:	PLANTAS AMUEBLADAS
FECHA:	
ELABORADO POR:	
REVISADO POR:	
APROBADO POR:	



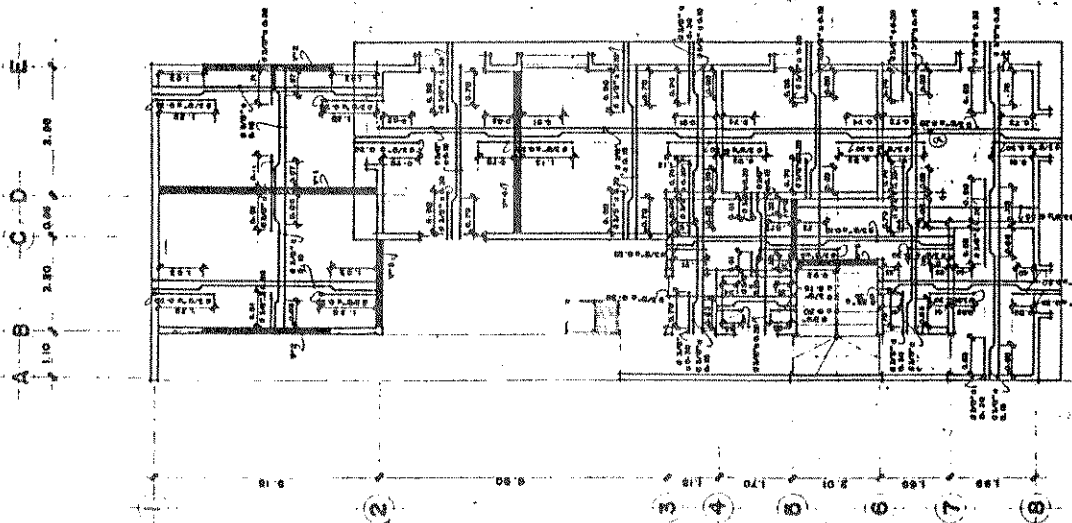
PLANTA AMUEBLADA - SEGUNDO NIVEL



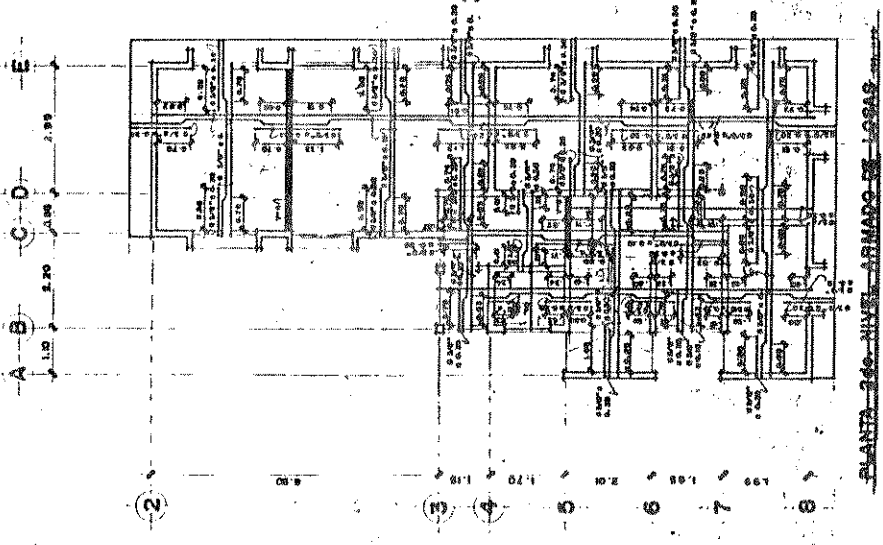
PLANTA AMUEBLADA - PRIMER NIVEL



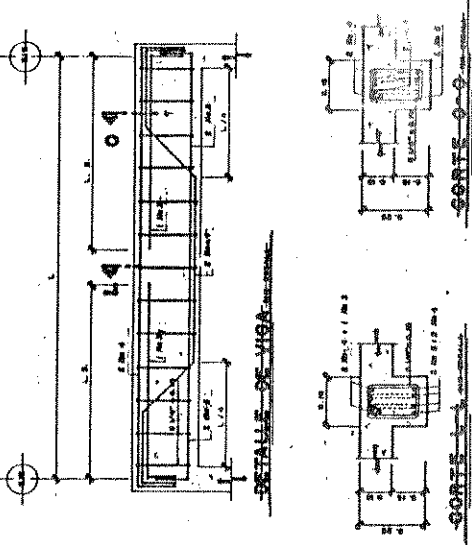
Estacion Profesional Superada Facultad de Ingenieria Universidad de San Carlos GUATEMALA - 201999		PROYECTO: GRUPO PLAN INTERNACIONAL JALAPA	
TITULO: DISEÑO DE LA PLANTA DE CIMENTACION DE LA ESCUELA DE INGENIERIA	FECHA: 15/05/2000	PLANO NO. CIMENTACION DE LA ESCUELA DE INGENIERIA	PÁGINA NO. 01 DE 01
DISEÑADO POR: L. MURRAY	REVISADO POR: L. MURRAY	FECHA: 15/05/2000	
ESCUELA DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS GUATEMALA			



PLANTA 1º NIVEL ARMADO DE LOSAS

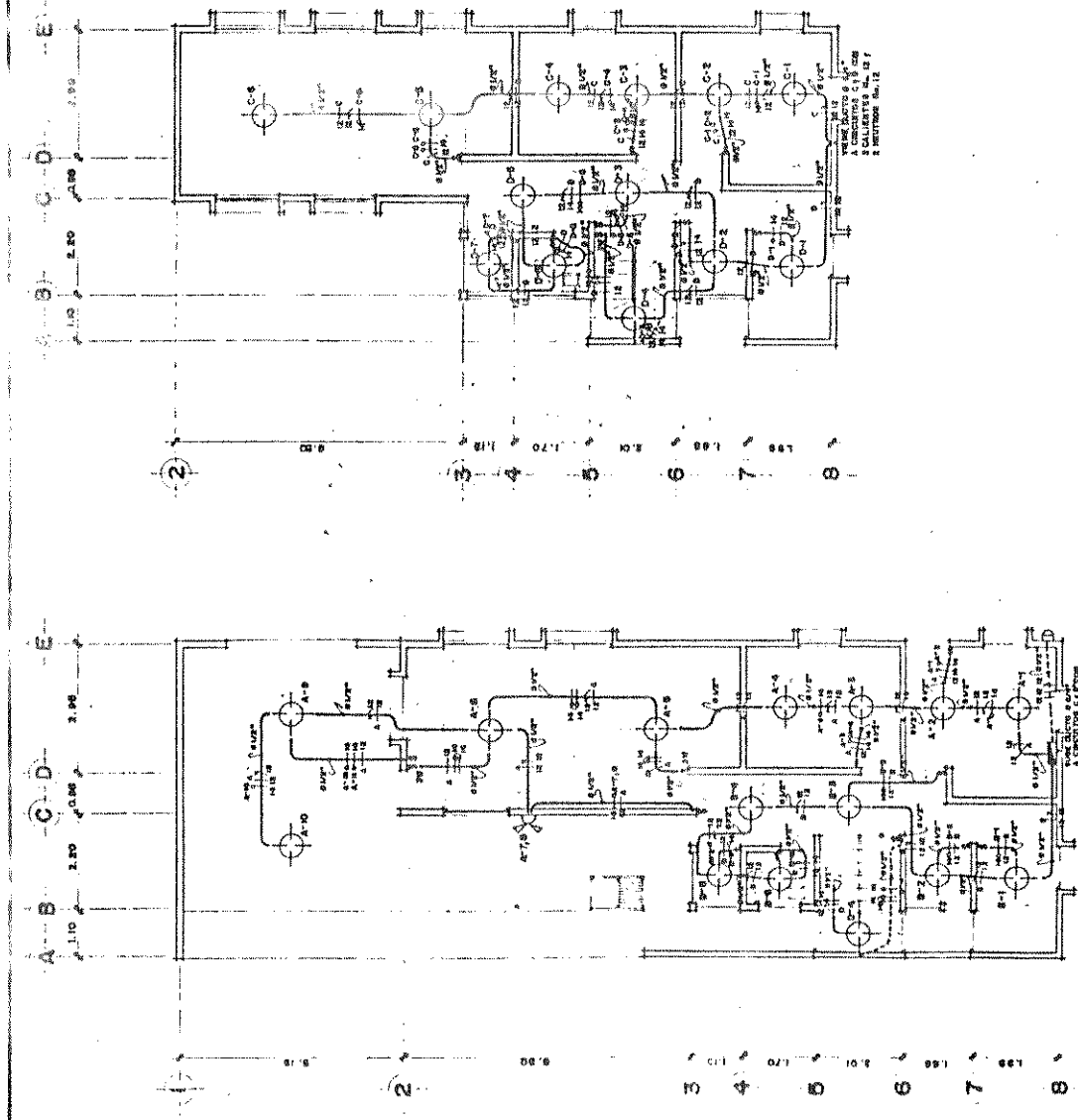


PLANTA 2º NIVEL ARMADO DE LOSAS



MEDIDAS		
N.	M.	C.
1.	1.77	1.20
2.	1.75	0.75
3.	1.02	0.50
4.	1.02	0.50
5.	1.02	0.50
6.	0.98	0.50
7.	0.97	0.50

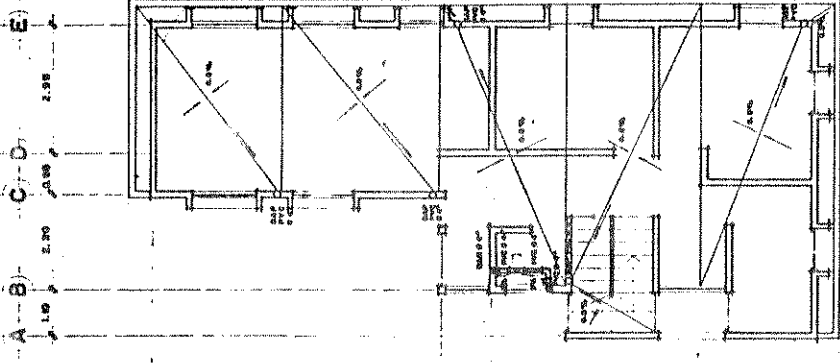
ESCALA:	1:100	PROYECTO:	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN PABILLÓN DE EXPOSICIÓN EN EL PARQUE NACIONAL DE LOS TALLERES
FECHA:	15/11/58	PROYECTISTA:	ING. JOSÉ MARÍA GARCÍA
CLIENTE:	SECRETARÍA DE ECONOMÍA	PROYECTO:	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN PABILLÓN DE EXPOSICIÓN EN EL PARQUE NACIONAL DE LOS TALLERES
PROYECTISTA:	ING. JOSÉ MARÍA GARCÍA	PROYECTO:	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN PABILLÓN DE EXPOSICIÓN EN EL PARQUE NACIONAL DE LOS TALLERES



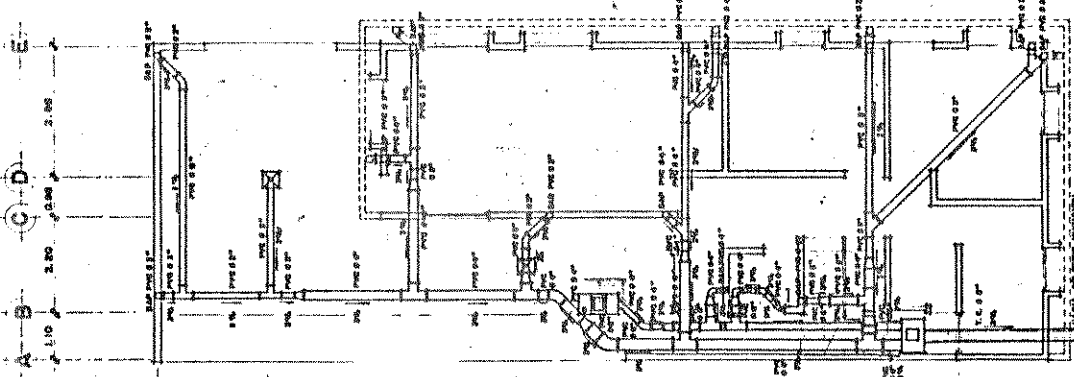
PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 REPOSICION DE LA RED ELECTRICA

ESCALA	INSTITUCION	PROYECTO	FECHA
1:100	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS	REPOSICION DE LA RED ELECTRICA	1958
PROYECTISTA	PROYECTO	FECHA	FECHA
L. VALVERDE	COMUNIDAD	1958	
REVISOR	DEPARTAMENTO	1958	
L. VALVERDE	PROYECTO	1958	
FECHA	FECHA	FECHA	FECHA
1958	1958	1958	1958
PROYECTO	FECHA	FECHA	FECHA
REPOSICION DE LA RED ELECTRICA	1958	1958	1958
FECHA	FECHA	FECHA	FECHA
1958	1958	1958	1958

SIMBOLOGIA	
[Symbol]	PISO DE ARMAS BOMBAS
[Symbol]	TUBO DE ARMAS PUNTALES
[Symbol]	ARMAS DE JORNAS BOMBAS
[Symbol]	ARMAS DE ARMAS PUNTALES
[Symbol]	CAJON + 50% VERTICAL
[Symbol]	TUBO MANTONERA VERTICAL
[Symbol]	CAJON + 90°
[Symbol]	TUBO SIMPLE
[Symbol]	ARMISTERIO + CAJONCILLO
[Symbol]	TUBO C 80% HORIZONTAL
[Symbol]	TUBO HORIZONTAL
[Symbol]	CAJON DE SIVOS
[Symbol]	DESAIAGUADOR DE BOMBAS
[Symbol]	SEPARADORA DE FLUIDOS
[Symbol]	TUBERIA DE COMPRESION
[Symbol]	TUBERIA DE PLANTON
[Symbol]	INDICIA PROHIBIDA



PLANTA 250. NIVEL - INST. DE DRENAJES

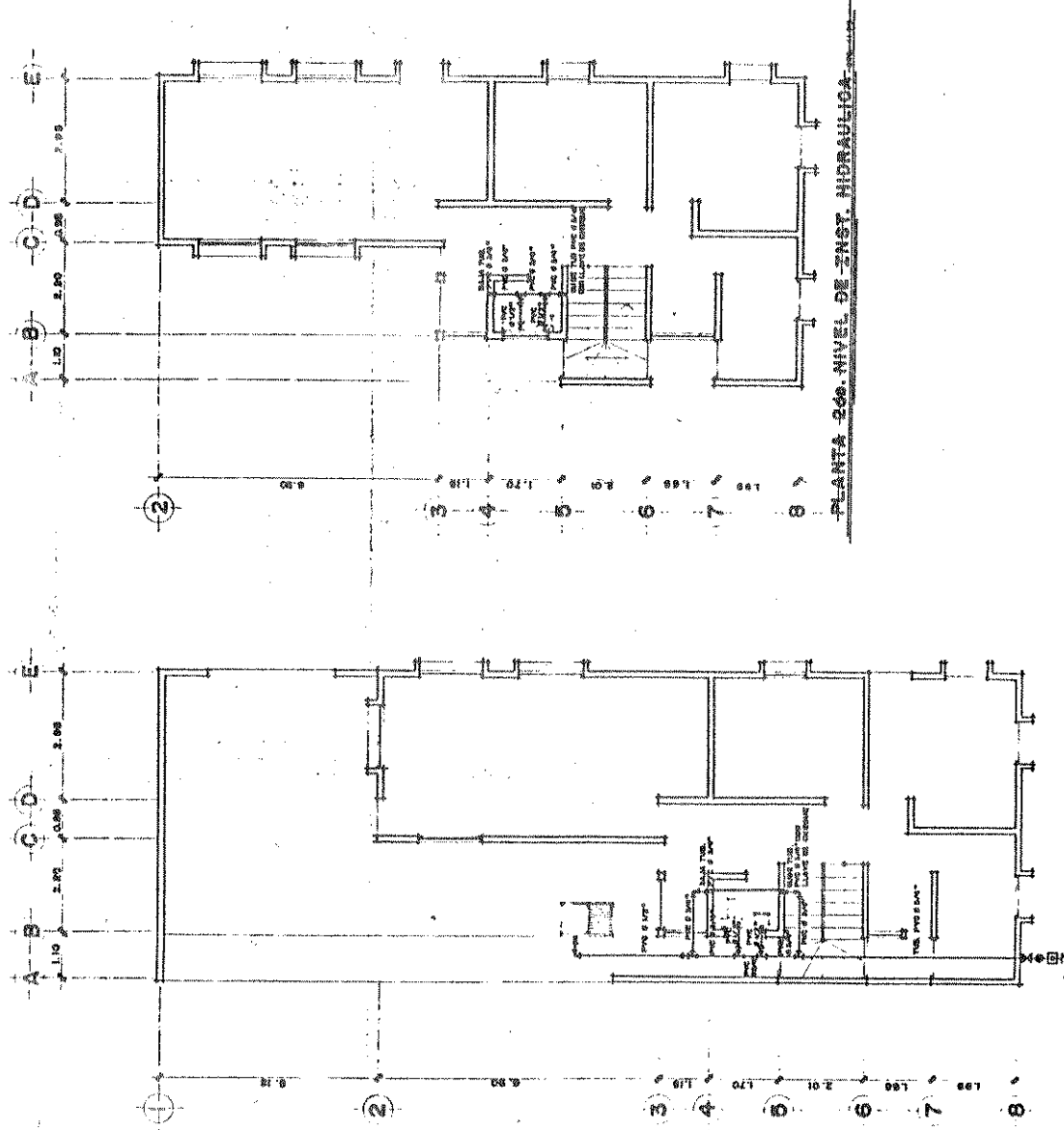


PLANTA 1er. NIVEL - INST. DE DRENAJES

ESCALA:	PROYECTO ORIGINAL PLAN INTERNACIONAL
DISEÑO:	COMUNIDAD JESIFE
REALIZADO:	SEPTIEMBRE 1970
REVISADO:	SEPTIEMBRE 1970
FECHA:	1. Septiembre 1970
Lugar:	COMUNIDAD JESIFE
ESTADO:	ESTADOS UNIDOS MEXICANOS

SIMBOLOGIA

	PIPERÍA DE PISO (P.I.)
	CAÑO DE VENTILACIÓN (C.V.)
	CAÑO DE VENTILACIÓN EN SALIDA (C.V.S.)
	TEE
	EMPUJONES DE AIRE (E.A.)
	CAÑO DE PASO (C.P.)
	CORTADOR (C.)
	LLAVE DE CIERRE (L.C.)
	LLAVE DE CONTROL (L.C.T.)



PLANTA 2do. NIVEL DE INST. HIDRAULICA

PLANTA 1er. NIVEL DE INST. HIDRAULICA

REVISOR:	PROF. ING. JOSÉ
DISEÑO:	ING. J. GARCÍA
DRAWING TITLE:	PLAN DE INSTALACION HIDRAULICA
DRAWING NO.:	02/2004
PROJECT NAME:	PROYECTO DE OBRAS PLAN INTERNACIONAL JALAPA
PROFESSIONAL SUPERVISOR:	PROF. ING. JOSÉ
UNIVERSITY:	UNIVERSIDAD DE SONORA
CITY:	HEROIC BARRIAZ
STATE:	JALISCO
COUNTRY:	MEXICO
DATE:	02/2004
SCALE:	1:1
DRAWING NO.:	02/2004
PROJECT NAME:	PROYECTO DE OBRAS PLAN INTERNACIONAL JALAPA
PROFESSIONAL SUPERVISOR:	PROF. ING. JOSÉ
UNIVERSITY:	UNIVERSIDAD DE SONORA
CITY:	HEROIC BARRIAZ
STATE:	JALISCO
COUNTRY:	MEXICO
DATE:	02/2004
SCALE:	1:1