



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

**DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES Y
ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA EL NARANJO,
SAN RAFAEL PIE DE LA CUESTA,
SAN MARCOS.**

Eder Leonel Alfaro Mérida

Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, agosto de 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES Y
ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA EL NARANJO,
SAN RAFAEL PIE DE LA CUESTA,
SAN MARCOS.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN
PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

EDER LEONEL ALFARO MÉRIDA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, AGOSTO DE 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NOMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES Y
ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA EL NARANJO,
SAN RAFAEL PIE DE LA CUESTA,
SAN MARCOS,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 6 de agosto de 2007.

Eder Leonel Alfaro Mérida

ACTO QUE DEDICO A:

- Mis padres: Milton Leonel Alfaro Rodríguez y
Lilia Yesenia Mérida de Alfaro
Con todo el amor, por su apoyo.
- Mis hermanos: Fernando, Susan, Ronal y Mauren
Con mucho cariño.
- Mi novia: Zulian Gámez
Con amor.
- Mis sobrinos: Gerardo, Katy, Leah, Ian.
- Mi familia: Con afecto a todos por su apoyo.
- Mis amigos: Por su apoyo y brindarme su amistad

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
GLOSARIO	VII
RESUMEN	XI
OBJETIVOS	XIII
INTRODUCCIÓN	XV
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía de la aldea El Naranjo	1
1.1.1. Reseña histórica	1
1.1.2. Población	1
1.1.3. Ubicación, extensión territorial y límites	1
1.1.4. Topografía e hidrografía	2
1.1.5. Condiciones climáticas	2
1.1.6. Actividades socio-económicas	2
1.2. Diagnóstico de las necesidades básicas y de infraestructura de la Aldea	2
1.2.1. Descripción de las necesidades	2
1.2.2. Análisis y priorización de las necesidades	2
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	3
2.1. Diseño de edificio escolar de dos niveles	3
2.1.1. Descripción del proyecto	3
2.1.2. Investigación preliminar	3
2.1.2.1. Disponibilidad de terreno	3
2.1.2.2. Análisis de suelo (triaxial)	3
2.1.3. Diseño arquitectónico	5
2.1.3.1. Ubicación del edificio en el terreno	5
2.1.3.2. Distribución de ambientes	6
2.1.3.3. Altura del edificio	6
2.1.3.4. Selección del sistema estructural a usar	6

2.1.4. Análisis estructural	6
2.1.4.1. Pre-dimensionamiento estructural	7
2.1.4.2. Modelos matemáticos de marcos rígidos	9
2.1.4.3. Cargas aplicadas a los marcos rígidos	10
2.1.4.3.1. Cargas verticales en marcos rígidos	11
2.1.4.3.2. Cargas horizontales en marcos rígidos	12
2.1.4.3.3. Análisis de marcos rígidos con ETABS	19
2.1.4.3.4. Momentos últimos (envolvente de momentos)	24
2.1.4.3.5. Diagrama de corte y momentos últimos	26
2.1.5. Diseño estructural	30
2.1.5.1. Losas	30
2.1.5.2. Vigas	37
2.1.5.3. Columnas	41
2.1.5.4. Cimientos	50
2.1.5.5. Instalaciones	55
2.1.5.5.1. Eléctrica	55
2.1.5.5.2. Hidráulica	55
2.1.6. Planos constructivos	56
2.1.7. Presupuesto	56
2.2. Diseño de red de alcantarillado sanitario	59
2.2.1. Descripción del proyecto	59
2.2.2. Estudios topográficos	59
2.2.2.1. Planimetría	59
2.2.2.2. Altimetría	59
2.2.3. Periodo de diseño	59
2.2.4. Cálculo de población futura	60
2.2.4.1. Método geométrico	60
2.2.5. Análisis del sistema actual	60
2.2.6. Propuesta de mejoras al sistema	60
2.2.7. Diseño de la propuesta	61

2.2.8. Uso del agua	61
2.2.9. Cálculo de caudales	61
2.2.9.1. Factor de retorno	61
2.2.9.2. Caudal domiciliario	61
2.2.9.3. Caudal comercial	62
2.2.9.4. Caudal de conexiones ilícitas	62
2.2.9.5. Caudal industrial	63
2.2.9.6. Caudal de infiltración	63
2.2.10. Factor de caudal medio	63
2.2.11. Velocidad de flujo	64
2.2.12. Tirante (profundidad del flujo)	64
2.2.13. Factor de Harmond	64
2.2.14. Caudal de diseño	65
2.2.15. Principios hidráulicos	65
2.2.15.1. Ecuación de Manning para flujo de canales	65
2.2.15.2. Ecuación a sección llena	66
2.2.15.3. Ecuación a sección parcialmente llena	66
2.2.15.4. Relaciones hidráulicas	67
2.2.16. Secciones y pendientes	68
2.2.17. Diámetro de tuberías	68
2.2.18. Cotas Invert	68
2.2.19. Pozos de visita	68
2.2.20. Conexiones domiciliarias	69
2.2.20.1. Caja o candela	69
2.2.20.2. Tubería secundaria	69
2.2.21. Profundidad de tubería	70
2.2.22. Volumen de excavación	70
2.2.23. Ejemplo del diseño hidráulico de un tramo	70
2.2.24. Planteamiento del desfogue	74
2.2.25. Propuesta de tratamiento (fosa séptica)	74
2.2.26. Plan de operación y mantenimiento	75

2.2.27. Planos	76
2.2.28. Presupuesto de la obra	76
2.2.29. Evaluación de Impacto Ambiental	78
2.2.30. Evaluación socio-económica	78
2.2.30.1. Valor presente neto	78
2.2.30.2. Tasa interna de retorno	79
CONCLUSIONES	81
RECOMENDACIONES	83
BIBLIOGRAFÍA	85
APÉNDICE	87

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Curvas de trazo continuo	4
2. Distribución de columnas y representación de áreas tributarias	9
3. Modelo matemático eje Y	10
4. Modelo matemático eje X	10
5. Zonificación sísmica para Guatemala	15
6. Carga muerta sobre marco del eje Y, para análisis estructural	20
7. Diagrama de momentos (kg.m), para vigas y columnas Carga muerta, marco eje Y	20
8. Diagrama de momentos (kg.m), para vigas y columnas Carga viva, marco eje Y	21
9. Diagrama de momentos (kg.m), para vigas y columnas Carga sísmica, marco eje Y	21
10. Diagrama de momentos (kg.m), para vigas y columnas Carga muerta, marco eje X	22
11. Diagrama de momentos (kg.m), para vigas y columnas Carga viva, marco eje X	22
12. Diagrama de momentos (kg.m), para vigas y columnas Carga sísmica, marco eje X	23
13. Diagrama de momentos últimos (kg.m), para vigas y columnas, marco eje Y	26
14. Diagrama de momentos últimos (kg.m), para vigas y columnas, marco eje X	27
15. Diagrama de cortes últimos (kg.m), para vigas y columnas, marco eje Y	29
16. Diagrama de cortes últimos (kg.m), para vigas y columnas, marco eje X	29
17. Planta de distribución de losas, primero y segundo nivel	30
18. Momentos balanceados (kg.m) en losa de entrepiso	35

19. Diagrama de momentos (kg.m) y cortes (kg) últimos, Viga tipo V-1	37
20. Detalle de refuerzo longitudinal, viga tipo V-1	39
21. Diagrama de corte en viga	40
22. Detalle de armado, viga tipo V-1	41
23. Diagramas de interacción para columna tipo C-2	48
24. Detalle de columna tipo C-2	50

TABLAS

I. Cargas de diseño	11
II. Cálculo del centro de rigidez	18
III. Fuerza por marco, por torsión, 2do nivel	19
IV. Fuerza por marco, por torsión, 1er nivel	19
V. Presupuesto del instituto	57
VI. Presupuesto del drenaje sanitario	77

GLOSARIO

ACI	Siglas de American Concrete Institute
Alcantarillado	Sistema que se utiliza para conducir aguas residuales o pluviales.
Altimetría	Procedimientos utilizados para definir las diferencias de nivel existentes entre puntos distintos de un terreno.
Área tributaria	Área de carga que afecta a un elemento estructural.
Axial	Relativo al eje, que forma un eje
Caudal	Cantidad de flujo que pasa por determinado elemento en una unidad de tiempo.
Colindancia	Contiguo, el más próximo.
Corte basal	En cálculo estructural, es la fuerza total lateral que se aplica a una edificación, para simular sobre un modelo matemático, los efectos del sismo en la estructura.
Cota invert	Parte más baja de un colector en donde una o varias tuberías, pero que solo una de ellas es de seguimiento.
Demografía	Es la ciencia que tiene como objetivo el estudio de las poblaciones humanas y que trata de su dimensión, estructura, evolución y características generales, considerados desde un punto de vista cuantitativo.

Desfogue	Lugar de disposición de las aguas residuales o pluviales.
Estribo	Refuerzo transversal que absorbe los esfuerzos de corte en un elemento estructural.
Infiltración	Es la penetración del agua en el suelo.
Iteración	Es repetir una serie de funciones hasta obtener un dato certero.
Losa	Entrepiso o terraza.
Mampostería	Sistema tradicional que consiste en la construcción de muros, mediante la colocación manual de elementos como ladrillos, bloques de cemento prefabricado, piedras, etc.
Rigidez	Es la capacidad de un objeto sólido o elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos.
SEAOC	Structural Engineers Association of California (Asociación de Ingenieros Estructurales de California)
Sedimentación	Es el proceso por el cual el material sólido, transportado por una corriente de agua, se deposita en el fondo del río, embalse, canal artificial, o dispositivo construido especialmente para tal fin.
Simetría	De iguales características o rasgos geométricos.

Viga	Elemento estructural lineal que trabaja principalmente a flexión.
Dotación	Es la estimación de la cantidad de agua que en promedio consume cada habitante.
Período de diseño	Período de tiempo durante el cual el sistema prestará un servicio eficiente.
Pozo de visita	Estructura subterránea que sirve para cambiar de dirección, pendiente, diámetro, unión de tuberías y para iniciar un tramo del sistema.
Tirante	Altura de las aguas negras dentro de la tubería.

RESUMEN

La aldea El Naranjo pertenece al municipio de San Rafael Pie de la Cuesta, San Marcos. Esta aldea como la mayoría de las aldeas del país, presenta grandes necesidades tanto de servicios básicos y saneamiento como de infraestructura, es por eso que el presente trabajo de graduación contribuye con la elaboración de propuestas reales que permitan a los habitantes de la aldea, desarrollarse y poder alcanzar un mejor nivel de vida.

La educación y el saneamiento ambiental son factores de mucha importancia para el desarrollo integral de las personas, por lo que, este trabajo está orientado hacia el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario y un edificio escolar de dos niveles.

Para llevar a cabo estos proyectos fue necesario realizar una investigación de tipo monográfica y un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura, el que proporcionó las principales características y necesidades prioritarias de la Aldea, esto, para que el diseño de los proyectos llegue a cubrir las necesidades que se presentan.

OBJETIVOS

General

Desarrollar los diseños del sistema de alcantarillado sanitario y del edificio escolar de dos niveles, para la aldea El Naranjo. Los cuales permitirán solucionar dos de las necesidades más importantes de la Aldea, como: la conducción y disposición adecuada de las aguas negras, y la educación.

Específicos

1. Diseñar un sistema adecuado de drenaje sanitario, para la población de la aldea El Naranjo.
2. Diseñar un edificio escolar de dos niveles tomando en cuenta las normas correspondientes para edificaciones escolares.

INTRODUCCIÓN

Este trabajo de graduación contiene la descripción de los proyectos realizados durante el Ejercicio Profesional Supervisado EPS, desarrollado en la aldea El Naranjo, municipio de San Rafael Pie de La Cuesta, San Marcos. En la primera parte, se describe una investigación de tipo monográfica, así como un diagnóstico de servicios básicos e infraestructura del lugar.

La segunda parte trata sobre el diseño del edificio escolar de dos niveles, en la aldea El Naranjo, partiendo desde el pre-dimensionamiento, análisis estructural y diseño de cada uno de los elementos que constituyen el sistema estructural utilizado. Así también se incluye un sistema de alcantarillado sanitario, para la misma Aldea, en éste se describe cada una de las partes que se deben considerar para la elaboración del diseño, empezando con el estudio topográfico, los cálculos de los caudales, factores de Harmond y caudal medio, principios hidráulicos, secciones, pendientes y diámetros de tubería, pozos de visita, etc. Finalmente, se adjuntan los planos constructivos y presupuestos respectivos.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía de la aldea El Naranjo

1.1.1. Reseña histórica

Anteriormente era un paraje que empezó a poblarse aproximadamente en 1,875, con personas que llegaron del cantón Santo Domingo, San Marcos. Según versiones que se han transmitido de generación en generación, sus fundadores fueron descendientes de las familias De León, Cifuentes, Rivera, Guzmán y Escobar, todos de la cabecera departamental de San Marcos.

El nombre de la Aldea provino porque existía un árbol de naranjo en un lugar, con suficiente espacio en donde los primeros pobladores acampaban, cuando se establecieron las primeras familias ya al lugar se le llamaba El Naranjo.

1.1.2. Población

Según datos del INE, la población de la aldea para el censo del 2002, era de 646 habitantes, de los cuales las mujeres representan el 51% y los hombres 49%, con una tasa de crecimiento del 2.3%.

1.1.3. Ubicación, extensión territorial y límites

La Aldea se ubica a 8 kilómetros de la cabecera municipal de San Rafael Pie de la Cuesta, a una altura de 990mts sobre el nivel del mar, contando con dos kilómetros de carretera asfaltada y 6 kilómetros de terracería, sus coordenadas según el Instituto Geográfico Nacional son: Latitud 14° 54' 10", longitud 91° 55' 40"

Su extensión territorial es de 2.5 kilómetros cuadrados, colinda al norte: con Finca Panorama, al sur con aldea Chayen, al este con Finca El Platanillo y al oeste con Finca Lorena.

1.1.4. Topografía e hidrografía

La mayor parte del territorio es montañoso, con pendientes onduladas y gran cantidad de cerros a su alrededor, al margen de la aldea se encuentra el río el Naranjo y el río Mopá.

1.1.5. Condiciones climáticas

Templado, ligeramente frío en la época lluviosa (Invierno).

1.1.6. Actividades socio económicas

Sus habitantes se dedican a la agricultura, un porcentaje de los pobladores emigran de manera temporal a la capital de Guatemala, Tapachula y fincas de Chiapas, México. La emigración se da después de la cosecha de café y cuando está en su apogeo, laboran en las fincas cercanas y después de las jornadas agrícolas atienden sus cultivos

1.2. Diagnóstico de las necesidades básicas y de infraestructura en la Aldea

1.2.1. Descripción de las necesidades

Dentro de las necesidades básicas y de infraestructura en la Aldea, están: el saneamiento ambiental, mejoramiento y mantenimiento de caminos vecinales, construcción de edificio escolar, mejoramiento de la red de distribución de agua potable.

1.2.2. Análisis y priorización de las necesidades

Debido a la importancia que juega la educación y la salud dentro de una comunidad, se determina llevar a cabo proyectos que contribuyan al desarrollo social e integral de los habitantes de dicha Aldea. Tomando en cuenta para esta aldea, el diseño de un instituto de dos niveles y un sistema de alcantarillado sanitario.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de edificio escolar de dos niveles

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño del edificio escolar para la aldea El Naranjo, cuyas instalaciones serán utilizadas para desarrollar labores de educación básica. El diseño de este, se contempla de dos niveles, con un sistema de marcos dúctiles con nudos rígidos. Distribuyendo los ambientes de la siguiente forma.

Primer nivel, tres aulas con pasillo al frente y un ambiente para servicios sanitarios.

Segundo nivel, tres aulas con pasillo al frente y un ambiente para Dirección y sala de profesores.

2.1.2. Investigación preliminar

2.1.2.1 Disponibilidad de terreno

La Aldea cuenta con un terreno destinado para la construcción de dicho edificio, con un área de 476.28 m².

2.1.2.2 Análisis de suelo

El tipo de análisis para conocer el valor soporte del suelo fue el ensayo de compresión triaxial.

Resultado del ensayo.

- Descripción del suelo: limo orgánico color café oscuro
- Ángulo de fricción interna $\phi = 19.08^\circ$
- Cohesión $C_u = 4.00 \text{ ton/m}^2$

- Densidad seca = 1.30 ton/m³
- Densidad húmeda = 1.83 ton/m³
- Desplante (Z) = 1.50 m (profundidad a la que se tomó la muestra)

Aplicando las fórmulas del Dr. Karl Terzaghi para cimentaciones cuadradas, siguientes:

Para zapatas cuadradas y corte en general:

$$q_d = 1.3 * c * N_c + \gamma * Z * N_q + 0.4 \gamma * B * N_w$$

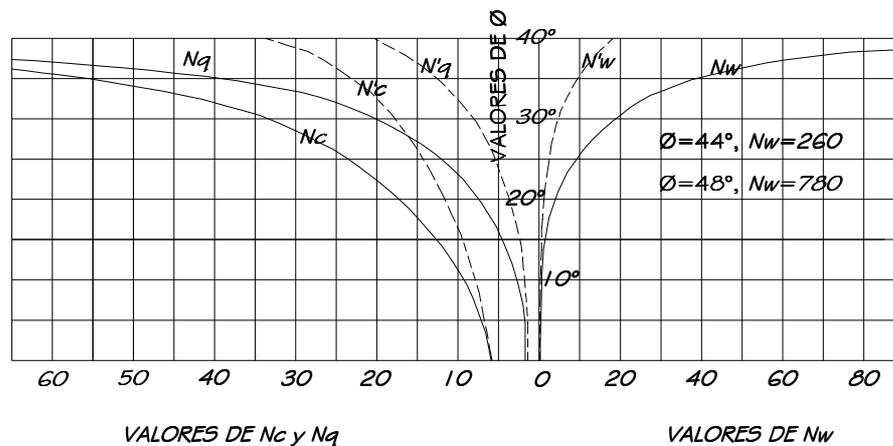
Para zapatas cuadradas y corte local o punzonante:

$$q_d = 1.3 * c' * N'_c + \gamma * Z * N'_q + 0.4 \gamma * B * N'_w$$

Siendo N_c , N_q y N_w coeficientes sin dimensión, que dependen únicamente del ángulo de fricción interna del suelo, se llaman factores de capacidad de carga debidos a la cohesión, sobre carga y peso del suelo respectivamente.

Los valores de N_c , N_q y N_w para falla por corte general, se obtienen empleando las curvas de trazo continuo, y los valores de N'_c , N'_q y N'_w empleando las curvas punteadas. *Figura 1.*

Figura 1. Curvas de trazo continuo



De la gráfica:

$$N'c = 11, \quad N'q = 1.5, \quad N'w = 1, \text{ entonces:}$$

$$q_d = 1.3 * 4 * 11 + 1.83 * 3 * 1.5 + 0.4 * 1.83 * 1.75 * 1$$

$$q_d = 66.72 \text{ Ton} / m^2$$

Terzaghi recomienda para q_{ad} , un factor de seguridad no menor de tres.

$$F_s = 3$$

El valor soporte del suelo queda determinado por medio de la expresión matemática formulada por Terzaghi.

$$V_s = \frac{q_d}{F_s} \qquad V_s = \frac{66.72}{3} = 22.24 \text{ Ton} / m^2,$$

Siendo este valor el que se adopta, para efectos de diseño de los cimientos.

2.1.3. Diseño arquitectónico

El edificio escolar se diseñó considerando la capacidad de alumnos y el área óptima por cada uno, tomando un parámetro de 1.25 m² por alumno, por lo que los salones de clases son de 7.00m x 6.00m, se buscó el aprovechamiento de la luz natural para una buena iluminación.

2.1.3.1 Ubicación del edificio en el terreno

Tratando de aprovechar el área que se tiene, el edificio será ubicado a uno de los lados del terreno, esto para poder optar a áreas verdes o áreas de recreación para los estudiantes, orientándolo de oeste a este, para el aprovechamiento de luz natural, pero no de los rayos directos del sol.

2.1.3.2 Distribución de ambientes

En el primer nivel se distribuyeron tres aulas y un ambiente de servicios sanitarios para hombres y mujeres, en la planta alta se ubica también tres aulas y un ambiente para dirección y sala de profesores, cada uno de los niveles cuenta con su respectivo pasillo y gradas con barandal y pasamanos.

2.1.3.3. Altura del edificio

Se elige un edificio de dos niveles debido al área disponible para la construcción del edificio. La altura por nivel será de 3.04 m de piso a cielo en todos los ambientes.

2.1.3.4. Selección del sistema estructural a usar

Para la estructura del edificio se contempla utilizar un sistema de marcos dúctiles con nudos rígidos y losas de concreto armado, con tabiques de mampostería de block de pómez.

2.1.4. Análisis estructural

Por medio del análisis estructural, se busca determinar las fuerzas que actúan en una estructura y, que como consecuencia de estas en la estructura se presentan deformaciones. Debido a esto es necesario determinar los momentos actuantes en cada uno de los marcos de la estructura y así tomar las consideraciones necesarias para el diseño.

En este proyecto se realizó el análisis estructural, por medio del Software ETABS, cuyos resultados fueron comparados con un método numérico, en este caso el método de Kani.

2.1.4.1. Predimensionamiento estructural

El predimensionamiento de los elementos estructurales consiste en dar a los mismos, las dimensiones que se creen que aportarán a la funcionalidad del edificio y soportarán los esfuerzos y cargas a los cuales serán sometidos, es un punto de partida para tomar consideraciones a lo largo del análisis y diseño estructural, pues estas dimensiones pueden sufrir variaciones cuando así se considere necesario, ya sea con objetivos visuales o propiamente de trabajo.

El código ACI 318-99 propone reglas para determinar las dimensiones mínimas de los elementos estructurales que permiten una rigidez adecuada, sin provocar grandes deflexiones.

a. Columnas

El método que se utiliza para predimensionar columnas, calcula la sección y se basa en la carga aplicada a ésta. En este caso en particular se desea guardar simetría en las dimensiones de las columnas, por tal razón se toma la columna crítica, o sea la que soporta mayor carga. La sección resultante se aplica a todas las demás.

Fórmula:
$$P = 0.8 * (0.225 * f'_c * A_g + f_y * A_s)$$

Donde:

$$P = \text{Área tributaria} * \text{Peso del concreto}$$

$$P = 21 \text{ m}^2 * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$P = 50400 \text{ Kg/m}$$

ACI 2005-10.9.1, el área de acero longitudinal para elementos sometidos a compresión no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.08 A_g$.

$$1\% A_g \leq A_s \leq 8\% A_g$$

Con $A_s = 1\% A_g$, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$, tenemos:

$$50400 \text{ kg} = 0.8 \cdot (0.225 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot A_g + 2810 \text{ kg/cm}^2 \cdot 0.01 \cdot A_g)$$

$$50400 \text{ kg} = 60.28 \text{ kg/cm}^2 \cdot A_g$$

$$A_g = 836.09 \text{ cm}^2,$$

Se propone una columna de sección cuadrada de 900 cm^2 , con dimensiones $b = 30 \text{ cm}$ y $h = 30 \text{ cm}$.

b. Vigas

Para predimensionar vigas, el método utilizado calcula el peralte o altura de la viga, dependiendo ésta de la luz que cubre la viga. La base de la viga queda a criterio del diseñador, usando aquí el ancho de las columnas. En este caso sólo se calcula la viga crítica, o sea la de mayor longitud, quedando las otras con igual sección.

$$t_{\text{viga}} = \text{luz libre de viga} \cdot 0.08 = 6.00 \cdot 0.08 = 0.48 \text{ m}$$

$$\text{Base de viga } b = 0.30 \text{ m}$$

$$\text{sección de viga} = 0.30 \cdot 0.45 \text{ m}$$

c. Losas

Para losas es necesario saber si esta necesitará refuerzo en una sola dirección o en las dos, esto se determina por medio de su relación de lados:

$$m = (\text{lado menor} / \text{lado mayor}) < 0.5; \text{ refuerzo en una dirección}$$

$$m = (\text{lado menor} / \text{lado mayor}) \geq 0.5; \text{ refuerzo en dos direcciones}$$

$$m = 3.50 / 6.00$$

$$m = 0.58, \text{ por lo tanto necesita refuerzo en dos direcciones.}$$

Para losas armadas en dos direcciones ACI 2005 tabla 9.5 (b) recomienda un espesor (t) de la siguiente forma:

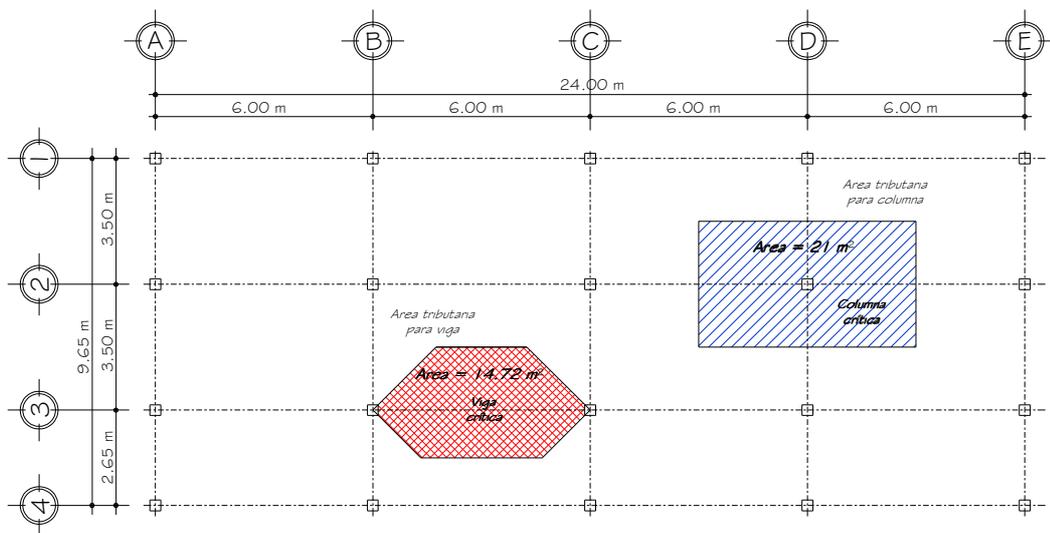
$$t = \text{perímetro} / 180$$

$$t = (2 * 6.00 \text{ m} + 2 * 3.50 \text{ m}) / 180$$

$$t = 0.105 \text{ m}; \text{ se usará un peralte de } 0.11 \text{ m}$$

Los cimientos se dimensionarán en la sección de diseño de cimientos.

Figura 2. Distribución de columnas y representación de áreas tributarias



2.1.4.2. Modelos matemáticos de marcos rígidos

El modelo matemático de un marco es una gráfica que representa, tanto la forma como la magnitud de las cargas que soporta el marco, esta gráfica es utilizada para realizar el análisis estructural.

Los modelos matemáticos empleados en el diseño de este edificio escolar, tanto en sentido **X** como en sentido **Y** de los ejes más críticos se muestran en las figuras 2 y 3, la integración de sus cargas se detallan en las secciones siguientes.

Figura 3. Modelo matemático eje Y

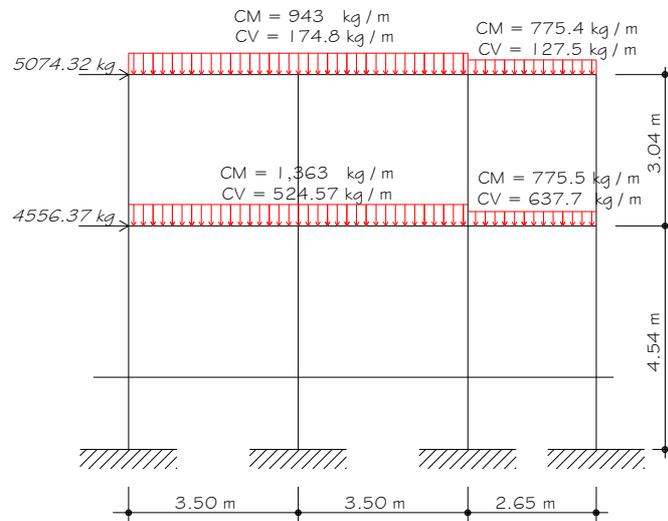
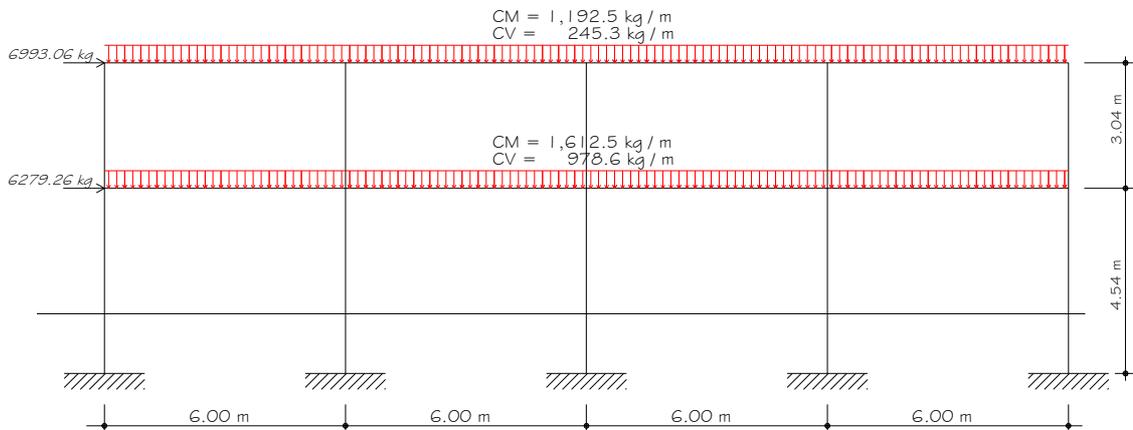


Figura 4. Modelo matemático eje X



2.1.4.3. Cargas aplicadas a los marcos rígidos

Las cargas que una estructura soporta son producidas por ella misma, por los objetos que están en ella e incluso por las personas ocupantes, de acuerdo al tipo y dirección de las cargas estas se dividen en horizontales y verticales.

2.1.4.3.1. Cargas verticales en marcos rígidos

Son cargas estáticas, también llamadas cargas de gravedad; se dividen en carga viva y carga muerta, la carga muerta es aquella que permanece fija en la estructura como los muebles y el peso propio de la estructura, la carga viva es la que se produce por fuerzas ocasionales como las personas que ocupan la instalación. Para las cargas verticales se utilizaron los siguientes parámetros:

Tabla I. Cargas de diseño. Fuente: AGIES

Carga muerta (CM)	Carga viva (CV)
concreto: 2400 kg / m ³	en techos: 100 kg / m ²
muros: 150 kg / m ²	en aulas: 300 kg / m ²
Acabados: 90 kg / m ²	en pasillos: 500 kg / m ²

Con estos valores se realiza la integración de cargas, que consiste en calcular la distribución de las mismas sobre los diferentes marcos del edificio, para esto se considera el marco con las contribuciones más críticas, para asegurar que el análisis cubrirá los casos extremos.

Para el siguiente cálculo se utilizan los valores de las áreas tributarias que se muestran en la *figura 2*.

Cargas aplicadas sobre el marco 3 del eje X

Nivel 2:

$$\text{Carga muerta} = \text{peso de losas} + \text{peso de vigas} + \text{peso de acabados}$$

$$\text{Peso losa} = (264 \text{ kg/m}^2 * 14.72\text{m}^2)/6\text{m} = 647.7 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso acabados} = (90 \text{ kg/m}^2 * 14.72 \text{ m}^2)/6\text{m} = 220.8 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso vigas} = (0.30 \text{ m} * 0.45 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3) = \underline{324.0 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Carga muerta} = \mathbf{1192.5 \text{ kg/m}}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga viva} &= \text{techo con acceso } 100 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Carga viva} &= (100 \text{ Kg/m}^2 * 14.72 \text{ m}^2) / 6\text{m} = 245.33 \text{ kg/m} \\ \text{Carga viva} &= \mathbf{245.33 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

Nivel 1:

$$\begin{aligned} \text{Peso losa} &= (264 \text{ kg/m}^2 * 14.72\text{m}^2) / 6\text{m} = 647.7 \text{ kg/m} \\ \text{Peso viga} &= (0.30 \text{ m} * 0.45 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3) = 324.0 \text{ kg/m} \\ \text{Peso acabados} &= (90 \text{ kg/m}^2 * 14.72 \text{ m}^2) / 6\text{m} = 220.8 \text{ kg/m} \\ \text{Peso muro} &= (150 \text{ kg/m}^2 * 2.8\text{m}^2) = \underline{420.0 \text{ kg/m}} \\ \text{Carga muerta} &= \mathbf{1612.5 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga viva} &= \text{CV aulas} + \text{CV pasillos} \\ \text{Carga viva} &= (300 \text{ kg/ m}^2 * 7.44\text{m}^2) / 6\text{m} = 372.0 \text{ kg/m} \\ &+ (500 \text{ kg/m}^2 * 7.28\text{m}^2) / 6\text{m} = \underline{606.6 \text{ kg/m}} \\ \text{Carga viva} &= \mathbf{978.6 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

Los resultados del análisis de cargas verticales se pueden observar en las *figuras 3 y 4*.

2.1.4.3.2. Cargas horizontales en marcos rígidos

Las cargas horizontales son aquellas que actúan de forma perpendicular a la línea de acción de la gravedad, éstas pueden ser producidas por viento, sismo o impacto y son cargas puramente dinámicas. Debido a que Guatemala es considerada una zona sísmica y, siendo esta la fuerza horizontal más crítica, solo se realiza el análisis de este tipo para fuerzas horizontales, para tal caso, se utiliza el método de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California SEAOC; que permite calcular la fuerza de corte en la base de una estructura, de la siguiente forma:

Corte basal (V): Este es la fuerza sísmica que el suelo produce a una estructura en la base de la misma, el corte basal está dado por la fórmula:

$$V = Z * I * C * K * S * W$$

Donde:

V = corte basal

Z = coeficiente que depende de la zona sísmica donde se encuentra el edificio

I = coeficiente que depende de la importancia del edificio después de ocurrido el evento

C = coeficiente dependiente de la característica dinámica (período de vibración) de la estructura

K = factor que refleja el tipo de la estructura (ductilidad)

S = factor que depende del tipo de suelo donde se cimienta la estructura

W = peso propio de la estructura + 50% de cargas vivas.

Si $C * S$ excede a 0.14 entonces se usará $C * S = 0.14$.

Para la edificación escolar en mención:

Z = 1, el municipio de San Rafael Pie de la Cuesta, pertenece al departamento de San Marcos, el cual se encuentra en una zona intensamente sísmica. Ver *figura 5*.

I = 1.40, coeficiente para edificación escolar

$$T = \frac{0.0906 * H}{\sqrt{B}}$$

$$T_x = \frac{0.0906 * 6.20}{\sqrt{24.00}} = 0.11;$$

$$T_y = \frac{0.0906 * 6.20}{\sqrt{9.65}} = 0.18;$$

$$C_x = \frac{1}{15 * \sqrt{T}}, \text{ donde } C \leq 0.12$$

$$C_x = \frac{1}{15 * \sqrt{0.11}} = 0.20$$

$$C_y = \frac{1}{15 * \sqrt{0.18}} = 0.16$$

K = 0.67

S = cuando el factor se desconoce se utiliza 1.50

$$S * C_x = 0.20 * 1.50 = 0.30 \rightarrow \text{usar } 0.14$$

$$S * C_y = 0.16 * 1.50 = 0.24 \rightarrow \text{usar } 0.14$$

Peso del nivel 2: $W = CM + 50\% CV$

Carga muerta:

Losa	=	$2400 \text{ kg/m}^3 * 0.11\text{m} * 24\text{m} * 9.65\text{m}$	=	61142.4 kg.
Vigas	=	$2400 \text{ kg/m}^3 * 0.30\text{m} * 0.45\text{m} * (24*4 + 9.65*5)\text{m}$	=	46737 kg.
Columnas	=	$2400 \text{ kg/m}^3 * 0.30\text{m} * 0.30\text{m} * (20\text{col} * (2.55/2))\text{m}$	=	5508 kg.
Muros	=	$150 \text{ kg/m}^2 * 1.50\text{m} * (9.65\text{m} * 5)$	=	10856.25kg.
Ventanas	=	$25 \text{ kg/m}^2 * 1.05\text{m} * (24\text{m} * 2)$	=	1260 kg.
		Total de carga muerta	=	<u>129789.9 kg.</u>
Carga viva	=	$100\text{kg/m}^2 * 24\text{m} * 9.65\text{m}$	=	23160 kg.

Peso del nivel:

$$W_{l2} = (129789.9) + 50\% (23160) = \mathbf{141369.9 \text{ kg.}}$$

Peso del nivel 1:

Carga muerta:

Losa 1	=	$(2400\text{kg/m}^3 * 0.11\text{m} + 144 \text{ kg/m}^2) (24\text{m} * 9.65\text{m})$	=	94492.8 kg.
Vigas	=	$2400 \text{ kg/m}^3 * 0.30\text{m} * 0.45\text{m} * (24*4 + 9.65*5)\text{m}$	=	46737kg.
Columnas	=	$2400 \text{ kg/m}^3 * 0.30\text{m} * 0.30\text{m} * (20\text{col} * 2.55)$	=	11016 kg.
Muros	=	$150\text{kg/m}^2 * 1.5\text{m} * ((9.65\text{m} * 3\text{m} * 5) + (1.2\text{m} * 24\text{m} * 2))$	=	30352.5 kg.
Ventanas	=	$25 \text{ kg/m}^2 * 1.35\text{m} * 24\text{m} * 2$	=	1620 kg.
		Total de carga muerta	=	<u>184218.3 kg.</u>

Carga viva = Aulas	=	$300 * 24 * 7$	=	50400 kg.
Pasillos	=	$500 * 24 * 2.65$	=	31800 kg.

Peso del nivel:

$$W_{t1} = (184218.3) + 50\% (82200) = \mathbf{225318.3 \text{ kg.}}$$

Peso total del edificio = $W_{t1} + W_{t2}$

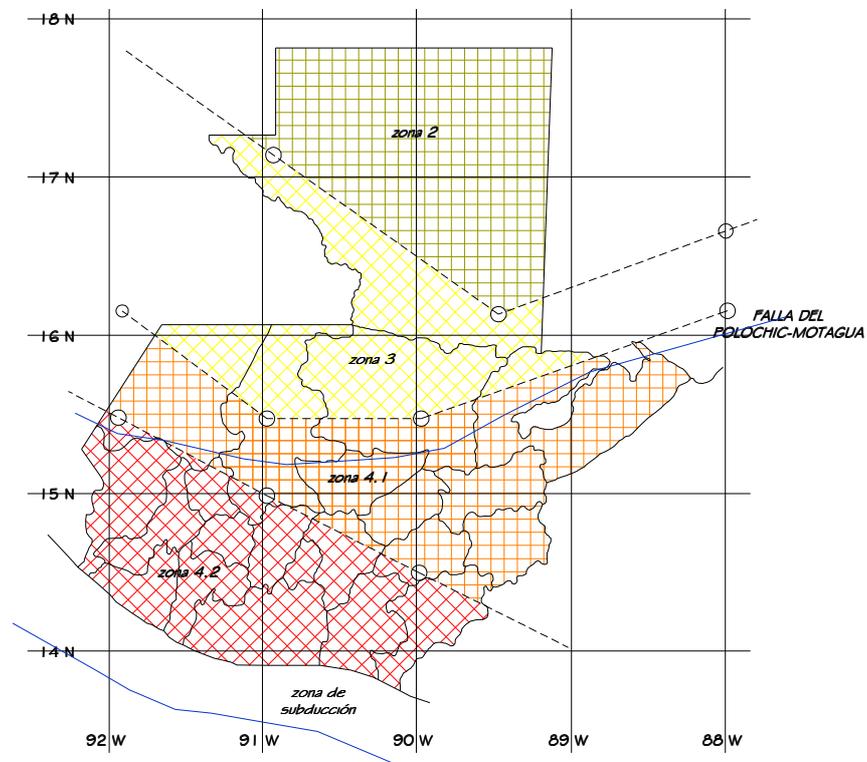
Peso total del edificio = $141369.9 \text{ Kg} + 225318.3 \text{ Kg} = 366,688.2 \text{ kg}$

Corte basal = $1 * 1.4 * 0.14 * 0.67 * 366688.2 \text{ kg}$

= $48153.50 \text{ kg} = V_x = V_y$

Figura 5. Zonificación sísmica para Guatemala

El mapa muestra las dos zonas sismológicas más importantes en Guatemala, la falla del Motagua-Polochic y la zona de Subducción.



Fuerzas por nivel (Fni):

Para determinar las fuerzas que actúan en cada uno de los niveles se usa:

$$F_{ni} = \frac{(V - Ft) * (W_i * H_i)}{\sum W_i H_i};$$

Donde:

Fni = fuerza del nivel

V = corte basal

Ft = fuerza de techo o cúspide, si $T < 0.25$; Ft = 0, de lo contrario Ft = $0.07 * V * T$

W = peso propio de la estructura + 50% de cargas vivas

Hi = altura del nivel considerado

Wi = peso propio del nivel + 50% de cargas vivas

$$F_2 = \frac{(48153.50 - 0) * (141369.9 * 7.10)}{(141369.9 * 7.10) + (225318.2 * 4.00)} = 25371.62 \text{ kg}$$
$$F_1 = \frac{(48153.50 - 0) * (225318.2 * 4.00)}{(141369.9 * 7.10) + (225318.2 * 4.00)} = 22781.87 \text{ kg}$$

} 48153.50 kg

Fuerzas por marco (Fm):

Las fuerzas por nivel deben distribuirse entre los marcos que componen el mismo, estas se calculan de la siguiente manera:

Eje Y:

El edificio es simétrico para los marcos del eje Y, por lo que las fuerzas se reparten proporcionalmente al número de marcos:

$$F_{mi} = \frac{F_{ni} + F_t}{\# \text{marcos}}$$

$$F_{m2} = \frac{25371.62 + 0}{5} = 5074.32 \text{ kg}$$

$$F_{m1} = \frac{22781.87 + 0}{5} = 4556.37 \text{ kg}$$

En la **figura 3** se muestra la aplicación y magnitud de las fuerzas en cualquiera de los marcos del eje Y.

Eje X:

En este caso la estructura no tiene simetría, por lo que las fuerzas deben repartirse proporcionalmente a las rigideces de los marcos:

Segundo nivel:

Cálculo de rigidez:

$$K = \frac{1}{\frac{P * h^3}{3 * E * I} + \frac{1.2 * P * h}{A * G}}$$

Donde:

K = rigidez de la columna

P = carga asumida = 10,000 kg

h = altura de las columnas

E = módulo de elasticidad del concreto: $15100\sqrt{f'c}$

I = inercia del elemento

A = sección transversal de la columna

G = módulo de rigidez = $0.4E$

Entonces:

$$K = \frac{1}{\frac{10000 * 300^3}{3 * 15100\sqrt{210} * \frac{30^4}{12}} + \frac{1.2 * 10000 * 300}{30 * 30 * 0.4 * 15100\sqrt{210}}} = 0.16$$

Como todas las columnas tienen la misma sección, la rigidez por marco (k_m) es:

$$K_m = 0.16 * 5 = 0.8$$

Fuerza del marco por torsión:

$$F_m = F_i' \pm F_i''$$

F_i' = fuerza rotacional = $(K_m * F_n) / \sum K_i$

$F_i'' = \text{fuerza traslacional} = (e * F_n)/E_i$

$E_i = \sum(K_m * d_i)^2 / (K_m * d_i)$

Donde:

$K_m = \text{rigidez del marco}$

$\sum K_i = \text{rigidez total del nivel}$

$d_i = \text{distancia del centro de rigidez CR al marco considerado}$

$F_n = \text{fuerza del nivel}$

$E_i = \text{relación entre rigideces y brazo de cada marco}$

$e = \text{excentricidad}$

Tabla II. Cálculo del centro de rigidez.

Marco	Rigidez (Km)	Brazo (L)	K * L
1	0.8	9.65	7.72
2	0.8	6.15	4.92
3	0.8	2.65	2.12
4	0.8	0.00	0.00
	3.20		14.76

Centro de rigidez:

$$CR = \frac{\sum(K * L)}{\sum K} ; \quad CR = \frac{14.76}{3.20} = 4.61$$

Centro de masa:

$$CM = \frac{L}{2} ; \quad CM = \frac{9.65}{2} = 4.82; \text{ para el eje Y}$$
$$CM = \frac{24.00}{2} = 12.00; \text{ para el eje X}$$

Excentricidad: $e = CM - CR$

$$e_{\min} = 5\% \text{ lado perpendicular a la fuerza de piso} = 0.05 * 9.65 = 0.48$$

$$e = 4.82 - 4.61 = 0.21,$$

Para el cálculo se debe usar la excentricidad mayor.

Tabla III. Fuerza por marco por torsión, 2do nivel.

Marco	Km	di	Km * di	(Km * di) ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	0.8	5.04	4.03	16.24	8.39	6342.9	650.16	6993.06
2	0.8	1.54	1.23	1.51	27.50	6342.9	198.35	6541.25
3	0.8	-1.96	-1.57	2.46	-21.55	6342.9	-253.12	6089.78
4	0.8	-4.61	-3.69	13.62	-9.17	6342.9	-494.86	5748.04
	3.2			33.83				

Tabla IV. Fuerza por marco por torsión, 1er nivel.

Marco	Km	di	Km * di	(Km * di) ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	0.8	5.04	4.03	16.24	8.39	5695.46	583.8	6279.26
2	0.8	1.54	1.23	1.51	27.50	5695.46	178.11	5873.57
3	0.8	-1.96	-1.57	2.46	-21.55	5695.46	-227.29	5468.17
4	0.8	-4.61	-3.69	13.62	-9.17	5695.46	-534.14	5161.32
	3.2			33.83				

Ver ubicación y magnitud de las fuerzas en la *figura 4*.

2.1.4.3.3. Análisis de marcos rígidos con ETABS

Se realizó el análisis estructural por medio del Software ETABS, cuyos resultados fueron comparados con un método numérico, en este caso el método de Kani.

Para efectos de diseño, se tomaron los resultados obtenidos con el método de Kani, los que se presentan en las *figuras 7, 8, 9, 10, 11 y 12*.

Figura 6. Carga muerta sobre marco del eje “Y”, para análisis estructural

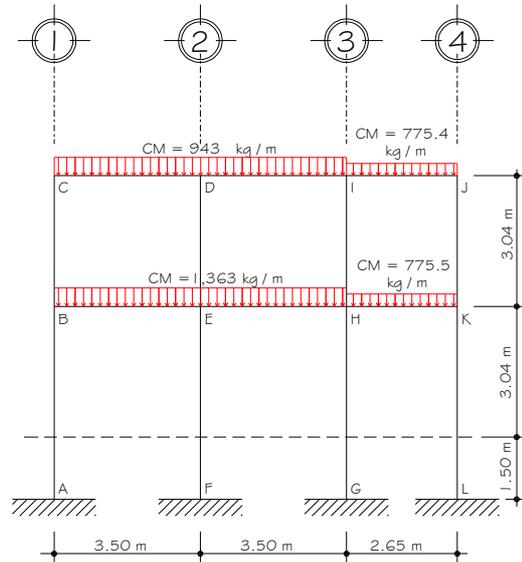


Figura 7. Diagrama de momentos (kg.m), para vigas y columnas, carga muerta, marco eje Y

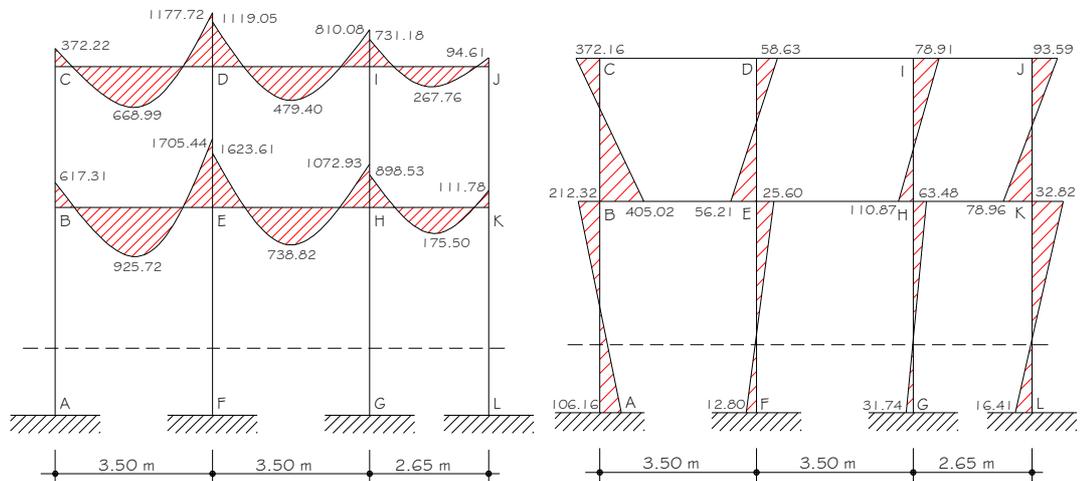


Figura 8. Diagrama de momentos (kg.m), para vigas y columnas, carga viva, marco eje Y

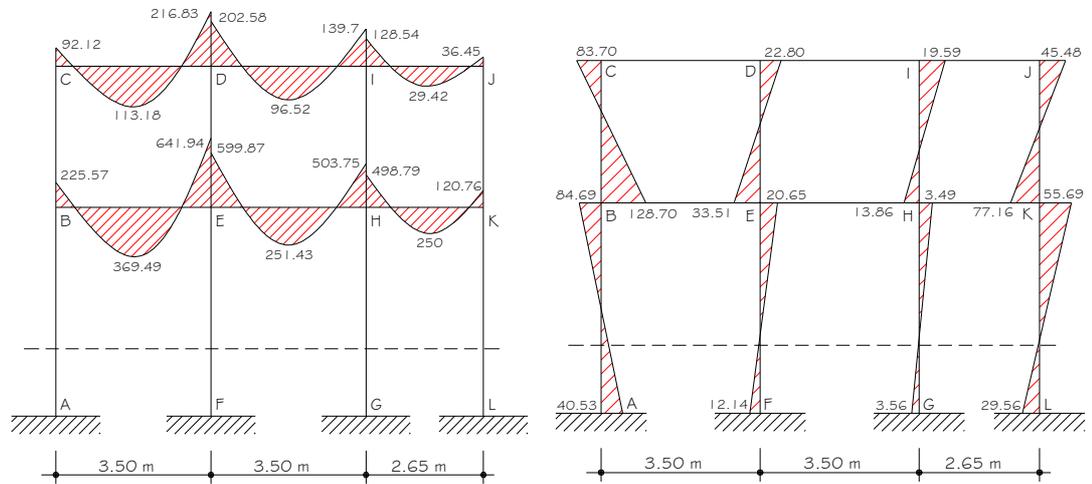


Figura 9. Diagrama de momentos (kg.m), para vigas y columnas, carga sísmica, marco eje Y

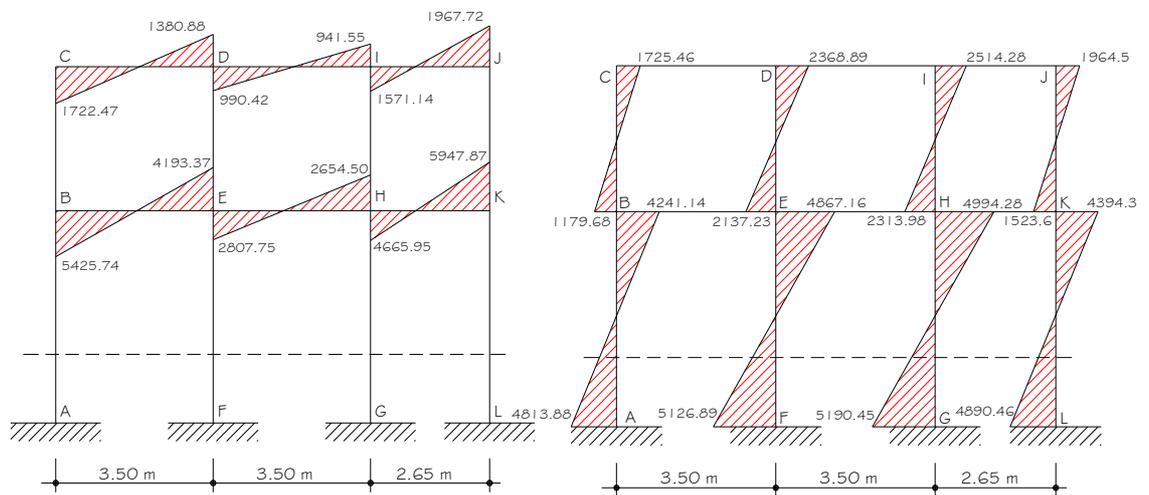


Figura 10. Diagrama de momentos (kg.m), para vigas y columnas, carga muerta, marco eje X

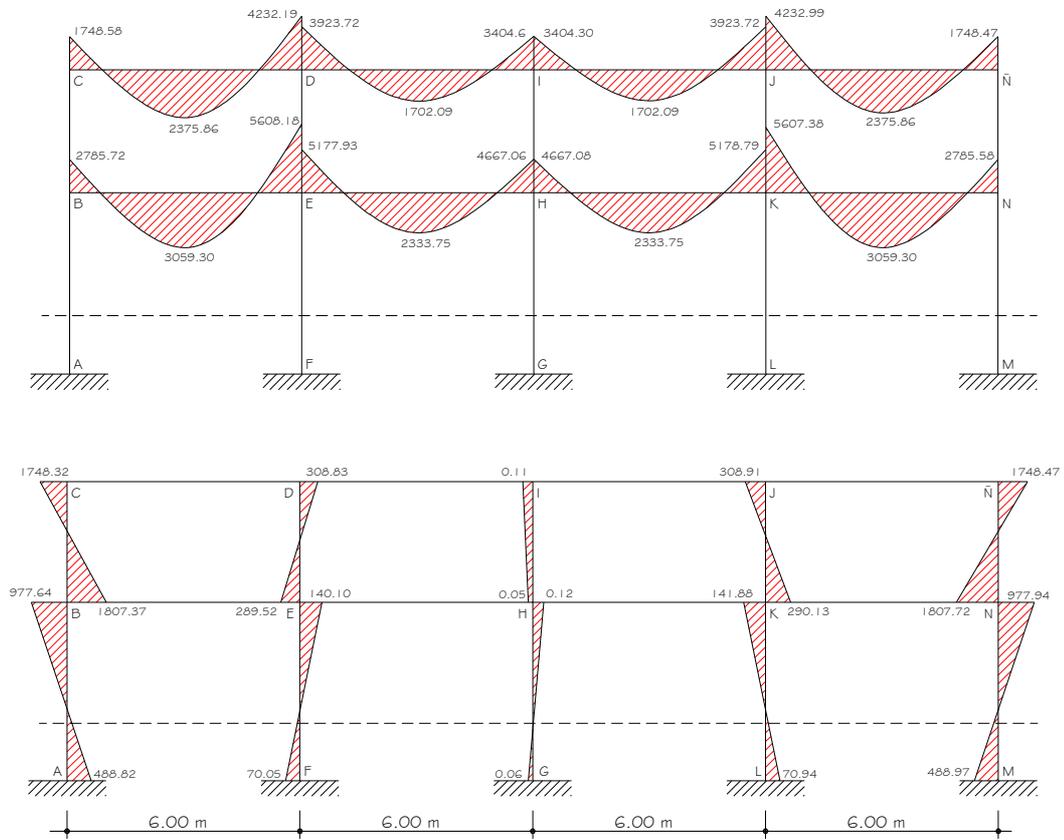
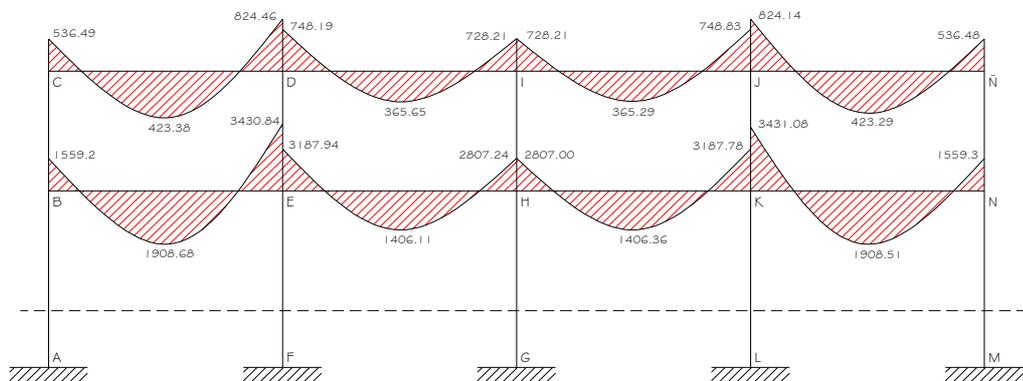


Figura 11. Diagrama de momentos (kg.m) para vigas y columnas, carga viva, marco eje X



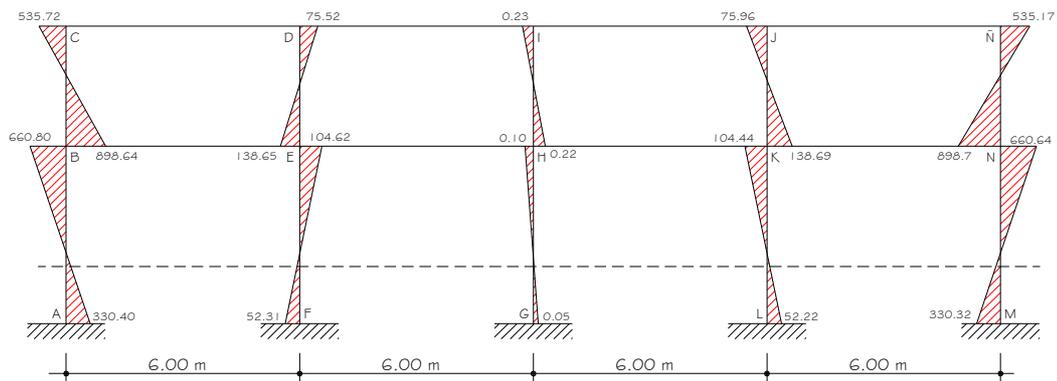
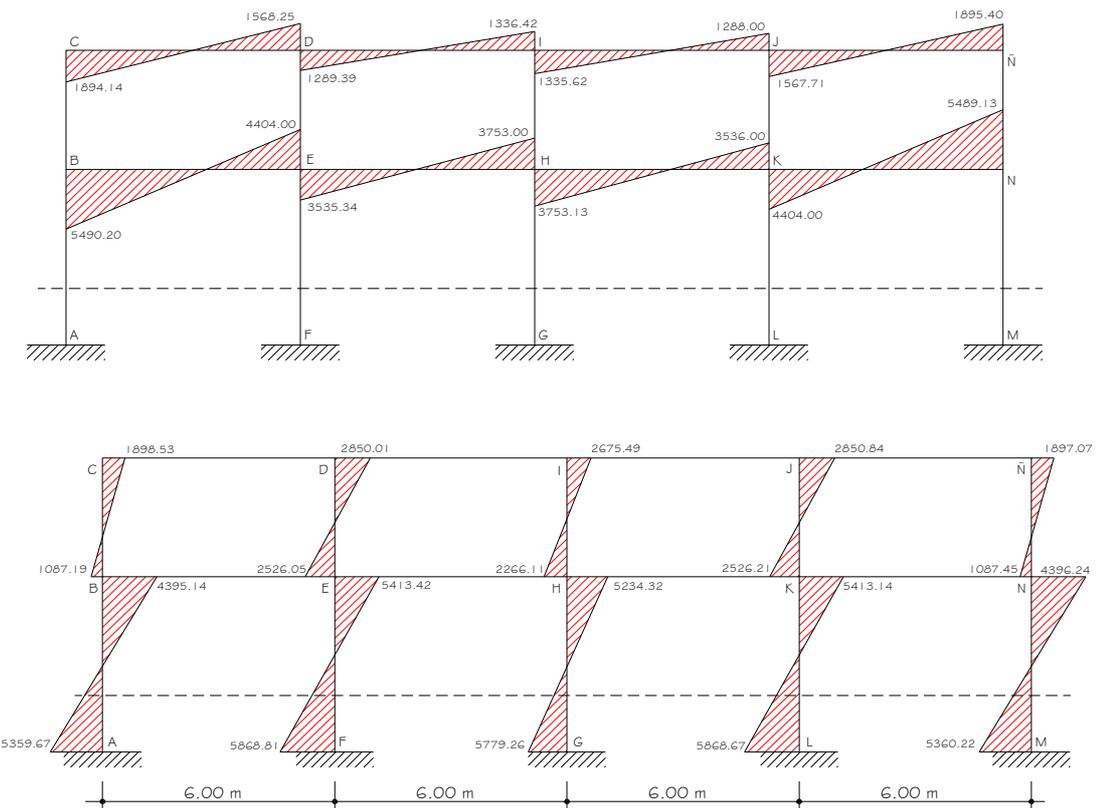


Figura 12. Diagrama de momentos (kg.m), para vigas y columnas, carga sísmica, marco eje X



2.1.4.3.4. Momentos últimos (envolvente de momentos)

La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos, que pueden ocurrir al superponer los efectos de carga muerta, carga viva y carga de sismo, tanto en vigas como en columnas. Las diferentes combinaciones para la envolvente de momentos que recomienda ACI son:

- **Para los momentos últimos negativos en vigas:**

$$M_{(-)} = 0.75(1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} + 1.87M_S)$$

$$M_{(-)} = 0.75(1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} - 1.87M_S)$$

- **Para los momentos últimos positivos en vigas:**

$$M_{(+)} = 1.4M_{CM} + 1.7M_{CV}$$

- **Para los momentos últimos en columnas:**

$$M_c = 0.75(1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} + 1.87M_S)$$

$$M_c = 0.75(1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} - 1.87M_S)$$

Para los momentos últimos negativos en vigas: (kg.m)

Eje Y

$$M_{CD(-)} = 0.75 * ((1.4*372.22) + (1.7*92.12) + (1.87*1722.47)) = 2924.04$$

$$M_{DC(-)} = 0.75 * ((1.4*1177.72) + (1.7*216.83) + (1.87*1380.88)) = 3449.74$$

$$M_{DI(-)} = 0.75 * ((1.4*1119.05) + (1.7*202.58) + (1.87*990.42)) = 2822.35$$

$$M_{ID(-)} = 0.75 * ((1.4*810.08) + (1.7*139.7) + (1.87*941.55)) = 2349.22$$

$$M_{IJ(-)} = 0.75 * ((1.4*731.18) + (1.7*128.54) + (1.87*1571.14)) = 3135.15$$

$$M_{JI(-)} = 0.75 * ((1.4*94.61) + (1.7*36.95) + (1.87*1967.72)) = 2906.17$$

$$M_{BE(-)} = 0.75 * ((1.4*617.31) + (1.7*225.57) + (1.87*5425.74)) = 8545.37$$

$$M_{EB(-)} = 0.75 * ((1.4*1705.94) + (1.7*641.94) + (1.87*4193.37)) = 8490.38$$

$$M_{EH(-)} = 0.75 * ((1.4*1623.61) + (1.7*599.87) + (1.87*2807.75)) = 6407.49$$

$$M_{HE(-)} = 0.75 * ((1.4*1072.93) + (1.7*503.75) + (1.87*2654.50)) = 5491.79$$

$$M_{HK(-)} = 0.75 * ((1.4*898.53) + (1.7*498.79) + (1.87*4665.95)) = 8122.70$$

$$M_{KH(-)} = 0.75 * ((1.4*111.78) + (1.7*120.76) + (1.87*5947.87)) = 8613.22$$

Para el eje X, se aplica el mismo procedimiento.

Para los momentos últimos positivos en vigas: (kg.m)

$$M_{(+)} = 1.4M_{CM} + 1.7M_{CV}$$

$$M_{CD(+)} = (1.4 * 668.99) + (1.7 * 113.18) = 1128.99$$

$$M_{DI(+)} = (1.4 * 479.40) + (1.7 * 96.52) = 835.24$$

$$M_{IJ(+)} = (1.4 * 267.76) + (1.7 * 29.42) = 51.09$$

$$M_{BE(+)} = (1.4 * 925.72) + (1.7 * 369.49) = 1924.14$$

$$M_{EH(+)} = (1.4 * 738.82) + (1.7 * 251.43) = 1461.77$$

$$M_{HK(+)} = (1.4 * 175.50) + (1.7 * 250) = 670.70$$

Momentos últimos en columnas:

$$M_{col} = 0.75(1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} + 1.87M_s)$$

$$M_{AB} = 0.75 * (1.4*89.21 + 1.7*40.53 + 1.87*4813.88) = 6896.81$$

$$M_{BA} = 0.75 * (1.4*195.37 + 1.7*84.69 + 1.87*4241.14) = 6265.94$$

$$M_{FE} = 0.75 * (1.4*29.75 + 1.7*12.14 + 1.87*5126.89) = 7237.17$$

$$M_{EF} = 0.75 * (1.4*42.55 + 1.7*20.65 + 1.87*4867.16) = 6897.19$$

$$M_{GH} = 0.75 * (1.4*48.69 + 1.7*3.56 + 1.87*5190.45) = 7335.26$$

$$M_{HG} = 0.75 * (1.4*80.43 + 1.7*3.49 + 1.87*4994.28) = 7093.37$$

$$M_{LK} = 0.75 * (1.4*33.36 + 1.7*29.66 + 1.87*4890.46) = 6931.7$$

$$M_{KL} = 0.75 * (1.4*49.77 + 1.7*55.69 + 1.87*4394.30) = 6286.26$$

$$M_{BC} = 0.75 * (1.4*367.65 + 1.7*128.70 + 1.87*1179.68) = 2204.62$$

$$M_{CB} = 0.75 * (1.4*334.79 + 1.7*83.70 + 1.87*1725.46) = 2878.20$$

$$M_{ED} = 0.75 * (1.4*93.58 + 1.7*33.51 + 1.87*2137.23) = 3138.44$$

$$M_{DE} = 0.75 * (1.4*96.00 + 1.7*22.80 + 1.87*2368.89) = 3452.23$$

$$M_{HI} = 0.75 * (1.4*148.24 + 1.7*13.86 + 1.87*2313.98) = 3418.68$$

$$M_{IH} = 0.75 * (1.4*116.28 + 1.7*19.59 + 1.87*2514.28) = 3673.34$$

$$M_{KJ} = 0.75 * (1.4*116.33 + 1.7*77.16 + 1.87*1523.60) = 2357.37$$

$$M_{JK} = 0.75 * (1.4*130.96 + 1.7*45.48 + 1.87*1964.50) = 2950.70$$

2.1.4.3.5 Diagramas de corte y momentos últimos

Los resultados de los momentos por envolvente para el marco Y se muestran en la *figura 13*.

Figura 13. Diagrama de momentos últimos (kg.m), para vigas y columnas, marco eje Y

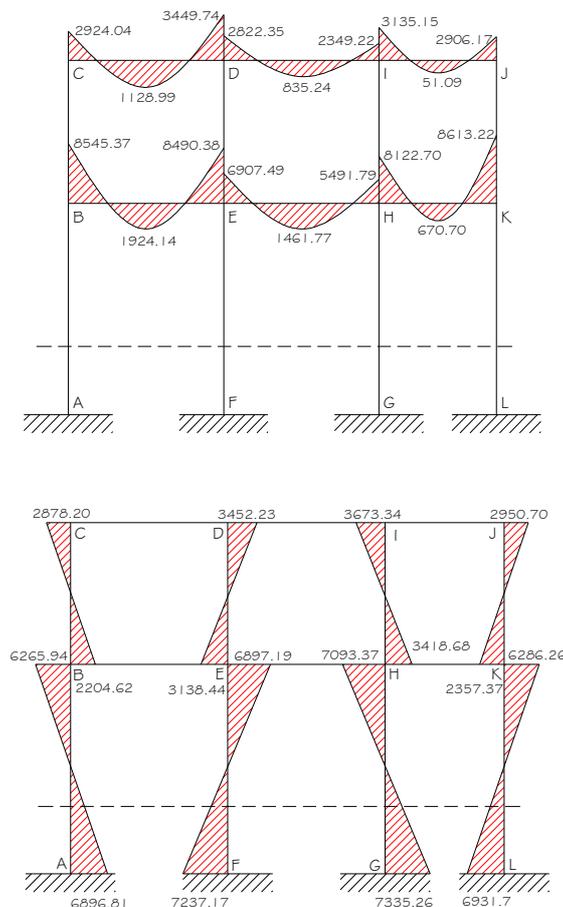
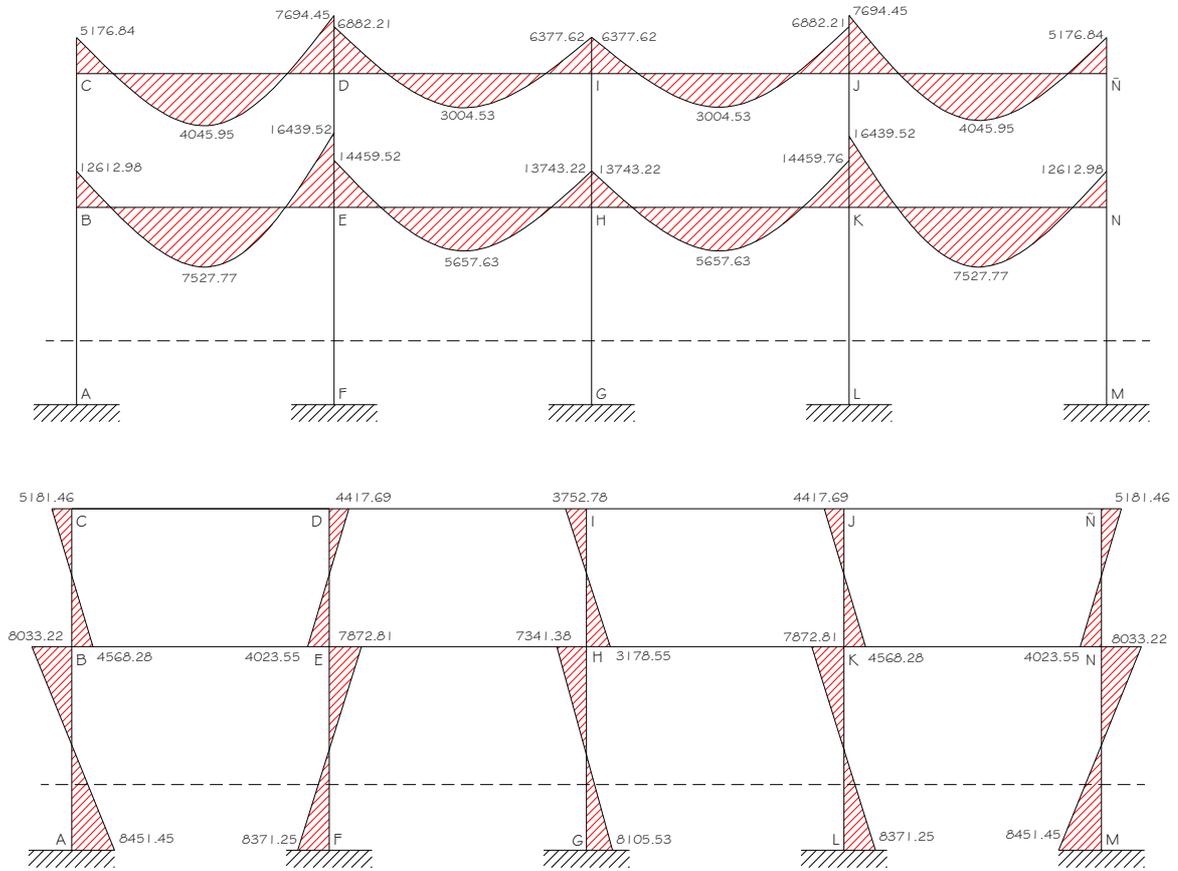


Figura 14. Diagrama de momentos últimos (kg.m), para vigas y columnas, marco eje X



Cortes últimos en vigas: (kg.)

$$V_u = 0.75 * \left(\frac{1.4 * CM * L}{2} + \frac{1.7 * CV * L}{2} + \frac{1.87 * \sum Ms}{L} \right)$$

Cortes en vigas de eje Y:

$$V_{CD} = 0.75 * \left(\frac{1.4 * 943 * 3.5}{2} + \frac{1.7 * 174.80 * 3.5}{2} + \frac{1.87 * (1722.47 + 1380.88)}{3.5} \right)$$

$$= 3366.34$$

$$V_{DI} = 0.75 * \left(\frac{1.4 * 943 * 3.5}{2} + \frac{1.7 * 174.80 * 3.5}{2} + \frac{1.87 * (990.42 + 941.55)}{3.5} \right)$$

$$= 2896.95$$

$$V_{IJ} = 0.75 * \left(\frac{1.4 * 775.4 * 2.65}{2} + \frac{1.7 * 127.5 * 2.65}{2} + \frac{1.87 * (1571.14 + 1967.72)}{2.65} \right)$$

$$= 3167.08$$

$$V_{BE} = 0.75 * \left(\frac{1.4 * 1363 * 3.5}{2} + \frac{1.7 * 524.57 * 3.5}{2} + \frac{1.87 * (5425.74 + 4193.37)}{3.5} \right)$$

$$= 7529.46$$

$$V_{EH} = 0.75 * \left(\frac{1.4 * 1363 * 3.5}{2} + \frac{1.7 * 524.57 * 3.5}{2} + \frac{1.87 * (2807.75 + 2654.50)}{3.5} \right)$$

$$= 5863.75$$

$$V_{HK} = 0.75 * \left(\frac{1.4 * 775.49 * 2.65}{2} + \frac{1.7 * 637.70 * 2.65}{2} + \frac{1.87 * (4665.95 + 5947.87)}{2.65} \right)$$

$$= 773.51$$

Cortes últimos en columnas: (kg.)

$$V_u = \frac{\sum M_{col}}{L}$$

Cortes en columnas eje Y:

$$V_{AB} = \frac{6896.81 + 6265.94}{4.00} = 3290.68$$

$$V_{FE} = \frac{7237.17 + 6897.19}{4.00} = 3533.59$$

$$V_{GH} = \frac{7335.26 + 7093.37}{4.00} = 3607.15$$

$$V_{LK} = \frac{6931.70 + 6286.26}{4.00} = 3304.49$$

$$V_{BC} = \frac{2204.62 + 2878.20}{3.10} = 1639.62$$

$$V_{ED} = \frac{3138.44 + 3452.23}{3.10} = 2126.02$$

$$V_{HI} = \frac{3418.68 + 3673.34}{3.10} = 2287.75$$

$$V_{KJ} = \frac{2357.37 + 2950.70}{3.10} = 1712.28$$

Figura 15. Diagrama de cortes últimos (kg) para vigas y columnas, marco eje Y

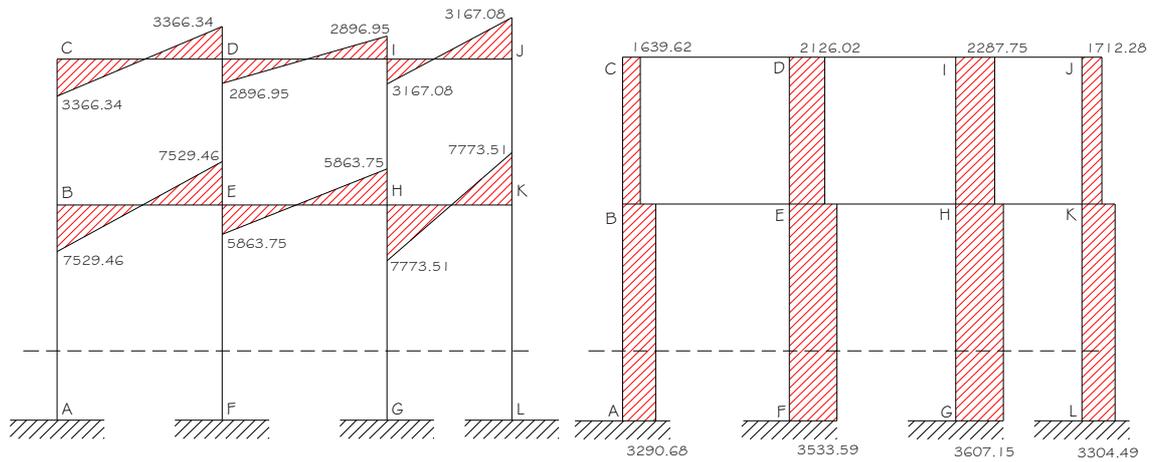
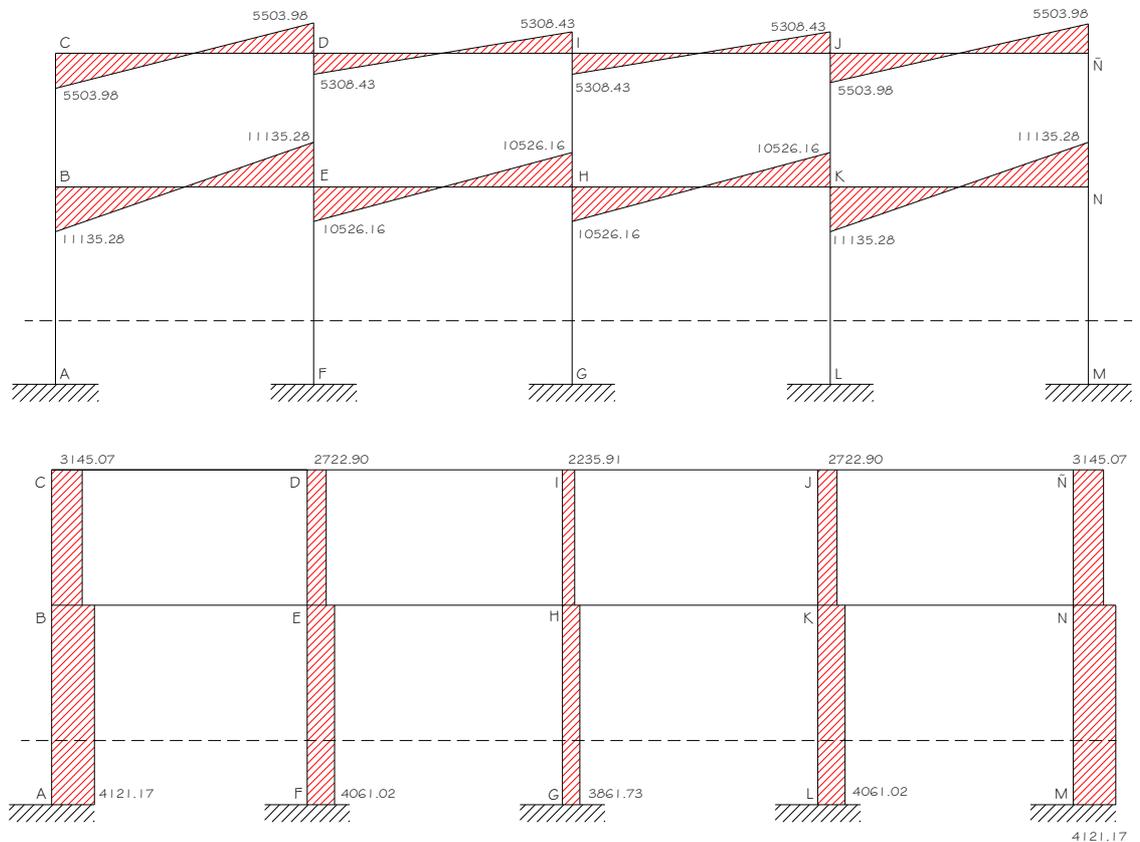


Figura 16. Diagrama de cortes últimos (kg) para vigas y columnas, marco eje X



2.1.5. Diseño estructural

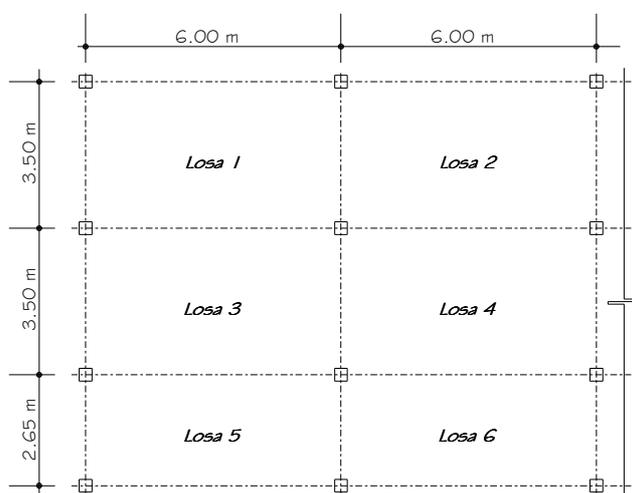
En el diseño estructural de los elementos, se persigue determinar la cantidad necesaria de acero de refuerzo, para que estos puedan soportar las condiciones más críticas de combinación de momentos, esto con el fin de proporcionar una estructura funcional y segura, los diseños de los elementos estructurales se prestan a continuación.

2.1.5.1. Diseño de losas

Para diseñar las losas se utilizó el método 3 del ACI, el cálculo del espesor se presentó en la sección **2.1.4.1. Inciso c.**

En la **figura 17** se muestra la planta de distribución de losas que se utilizó en ambos niveles, las cargas de diseño fueron expuestas en la sección **2.1.4.3.1**, así como la integración de las mismas.

Figura 17. Planta de distribución de losas, primero y segundo nivel



Cargas para losas 1,2,3 y 4

$$\text{Carga viva}_{\text{aulas}} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
\text{Carga muerta} &= \text{peso de losa} + \text{Sobre Carga} \\
&= (2400 \text{ kg/m}^3 * 0.11 \text{ m}) + 90 \text{ kg/m}^2 \\
&= 354 \text{ kg/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Carga última} &= 1.4 * \text{CM} + 1.7 * \text{CV} \\
&= 1.4 * 354 \text{ Kg/m}^2 + 1.7 * 300 \text{ kg/m}^2 \\
&= \mathbf{1005.6 \text{ kg/m}^2 \text{ (en aulas)}}
\end{aligned}$$

Cargas para losas 5 y 6

$$\begin{aligned}
\text{Carga viva}_{\text{pasillos}} &= 500 \text{ kg /m}^2 \\
\text{Carga muerta} &= 354 \text{ kg /m}^2 \\
\text{Carga última} &= 1.4 * \text{CM} + 1.7 * \text{CV} \\
&= 1.4 * 354 \text{ Kg/m}^2 + 1.7 * 500 \text{ kg/m}^2 \\
&= \mathbf{1345 \text{ kg/m}^2 \text{ (en pasillos)}}
\end{aligned}$$

Cálculo de los momentos actuantes:

Para los momentos se consideran franjas unitarias de un metro de ancho, calculando los momentos positivos y negativos, por la simetría en planta solo se calcularán seis losas por nivel.

momentos negativos:

$$M_{a(-)} = C_{a-} * C_U * a^2$$

$$M_{b(-)} = C_{b-} * C_U * b^2$$

momentos positivos:

$$M_{b(+)} = C_{b+} * CV_U * b^2 + C_{b+} * CM_U * b^2$$

$$M_{a(+)} = C_{a+} * CV_U * a^2 + C_{a+} * CM_U * a^2$$

Donde:

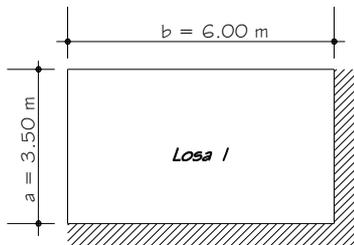
M = momento actuante

C = coeficiente de tablas de ACI 318-99

CVu, CMu = carga viva y muerta últimas

a = lado corto de la losa

b = lado largo de la losa



Losa 1:

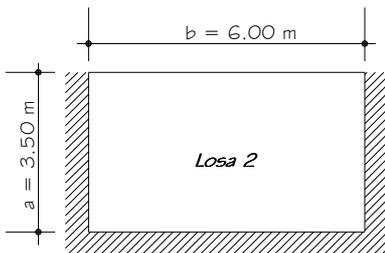
$$m = 3.50/6.00 = 0.58 \rightarrow \text{caso 4.}$$

$$M_{a(-)} = 0.089 * 1005.60 \text{ kg/m}^2 * (3.50 \text{ m})^2 = 1096.35 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 0.011 * 1005.60 \text{ kg/m}^2 * (6.00 \text{ m})^2 = 398.21 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(+)} = (0.067 * 510 * 3.50^2) + (0.053 * 495 * 3.50^2) = 739.96 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(+)} = (0.009 * 510 * 6.00^2) + (0.007 * 495 * 6.00^2) = 289.9 \text{ kg-m}$$



Losa 2:

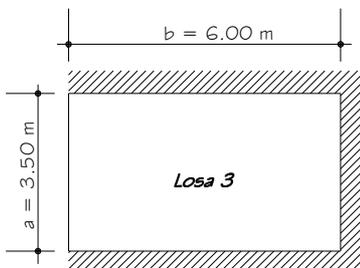
$$m = 3.50/6.00 = 0.58 \rightarrow \text{caso 8.}$$

$$M_{a(-)} = 0.08 * 1005.60 \text{ kg/m}^2 * (3.50 \text{ m})^2 = 985.48 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 0.018 * 1005.60 \text{ kg/m}^2 * (6.00 \text{ m})^2 = 651.62 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(+)} = (0.065 * 510 * 3.50^2) + (0.048 * 495 * 3.50^2) = 697.14 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(+)} = (0.009 * 510 * 6.00^2) + (0.007 * 495 * 6.00^2) = 289.98 \text{ kg-m}$$



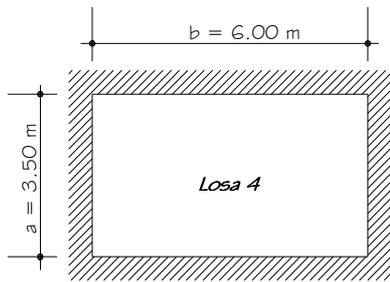
Losa 3:

$$M_{a(-)} = 1047.08 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 217.20 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(+)} = 586.89 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(+)} = 199.80 \text{ kg-m}$$



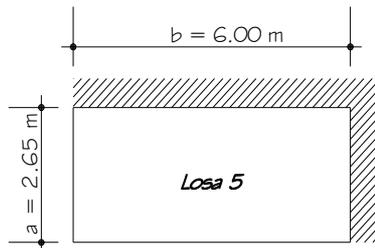
Losa 4:

$$M_{a(-)} = 997.81 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 362.01 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(+)} = 568.52 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(+)} = 199.8 \text{ kg-m}$$



Losa 5:

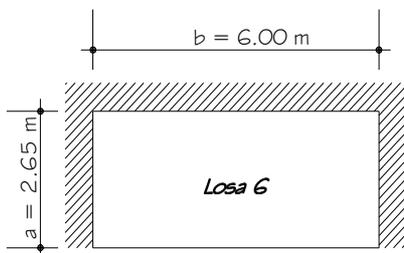
$$m = 2.65/6.00 = 0.44 \rightarrow \text{ caso 4.}$$

$$M_{a(-)} = 0.094 * 1345 \text{ kg/m}^2 * (2.65\text{m})^2 = 887.85 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 0.006 * 1345 \text{ kg/m}^2 * (6.00\text{m})^2 = 290.52 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(+)} = (0.077 * 850 * 2.65^2) + (0.059 * 495 * 2.65^2) = 664.71 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(+)} = (0.005 * 850 * 6.00^2) + (0.004 * 495 * 6.00^2) = 224.28 \text{ kg-m}$$



Losa 6:

$$M_{a(-)} = 840.62 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 484.20 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(+)} = 648.31 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(+)} = 224.28 \text{ kg-m}$$

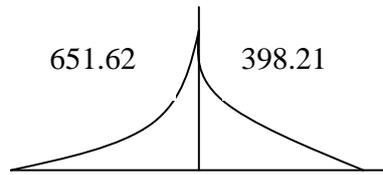
Balance de momentos:

Cuando dos losas comparten un lado en común y, en el mismo ambas presentan diferencia de momentos actuantes, deben balancearse, aplicando el siguiente criterio:

Si $0.8 * M_{\text{mayor}} \leq M_{\text{menor}}$; entonces $M_B = (M_{\text{mayor}} + M_{\text{menor}})/2$

Si $0.8 * M_{\text{mayor}} > M_{\text{menor}}$; entonces $M_B =$ proporcional a su rigidez

Balance de momentos entre losas 1 y 2:



$$0.8 * 651.62 = 521.29 > 398.21$$

Balance por rigideces

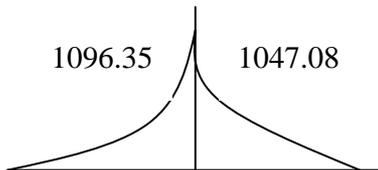
$$K_1 = K_2 = \frac{1}{L} = \frac{1}{6} = 0.17$$

$$D_1 = D_2 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} = \frac{0.17}{0.17 + 0.17} = 0.50$$

$$M_{B1} = M_{\text{mayor}} - ((M_{\text{mayor}} - M_{\text{menor}}) * D_1) = 524.91 \text{ kg-m}$$

$$M_{B2} = M_{\text{menor}} + ((M_{\text{mayor}} - M_{\text{menor}}) * D_2) = 524.91 \text{ kg-m}$$

Balance de momentos entre losas 1 y 3:



$$0.8 * 1096.35 = 877.08 < 1047.08$$

Balance por promedio de momentos

$$M_B = (1096.35 + 1047.08) / 2$$

$$M_B = 1071.71 \text{ kg-m}$$

Entre losas 3 y 4: $M_B = 289.60 \text{ kg-m}$

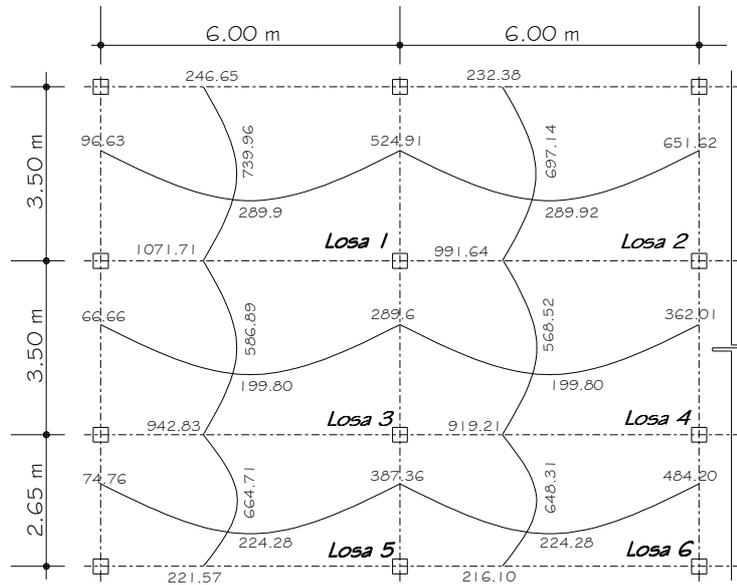
Entre losas 5 y 6: $M_B = 387.36 \text{ kg-m}$

Entre losas 4 y 2: $M_B = 991.64 \text{ kg-m}$

Entre losas 5 y 3: $M_B = 942.83 \text{ kg-m}$

Entre losas 6 y 4: $M_B = 919.21 \text{ kg-m}$

Figura 18. Momentos balanceados (kg.m) en losa de entrepiso



Diseño del acero de refuerzo:

Se propone utilizar para el armado, varillas de Ø3/8” (área = 0.71cm²).

Peralte efectivo: $d = t - \text{recubrimiento} = 11 - 2.5 = 8.5 \text{ cm}$

$S_{\text{max}} = 2t = 2 * 11\text{cm} = 22\text{cms}$

$$A_{s_{\text{min}}} = \rho_{\text{min}} * b * d = \frac{14.1}{f_y} * b * d = (14.1/2810)*100*8.5 = 4.01 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{varilla No.3}} = 71 / 4.01 = 17.7 \text{ cms}$$

Momento soportado por acero mínimo.

$$M_{s_{\text{min}}} = \phi \left(A_{s_{\text{min}}} * f_y * \left(d - \frac{A_{s_{\text{min}}} * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right) \right)$$

Donde:

$$\phi = 0.90$$

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

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

$$M_{s_{\text{min}}} = 77929.39 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{s_{\text{min}}} = 779.29 \text{ Kg-m}$$

En todos los momentos menores a este valor se usará el refuerzo mínimo, para los momentos que excedan este valor, debe calcularse el área de acero y el espaciamiento requeridos.

$$\frac{As^2 * f_y^2}{1.7 * f'_c * b} - As * f_y * d + \frac{Mu}{\phi} = 0$$

$$\frac{As^2 * 2810^2}{1.7 * 210 * 100} - As * 2810 * 8.50 + \frac{1071.71}{0.90} = 0$$

$$As = 5.52 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento para las varillas se calcula así:

$$5.52 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S \rightarrow S = 13 \text{ cms}$$

Ver armado de losa en planos constructivos en anexos

Chequeo por corte:

Las losas están sometidas a esfuerzos de corte, por lo que debe comprobarse si el espesor resiste este esfuerzo.

$$V_{\text{máximo actuante}} < V_{\text{resistente}}$$

$$V_{\text{max act}} = \frac{CU * L}{2}; = \frac{1005.6 * 6.00}{2} = 3016.80 \text{ kg}$$

$$V_{\text{res}} = 45 * t * \sqrt{f'_c} = 45 * 11 * \sqrt{210} = 7173.23 \text{ kg}; \quad V_r > V_{\text{act}}$$

El espesor es adecuado para soportar los esfuerzos de corte.

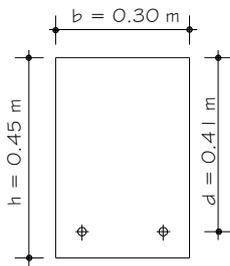
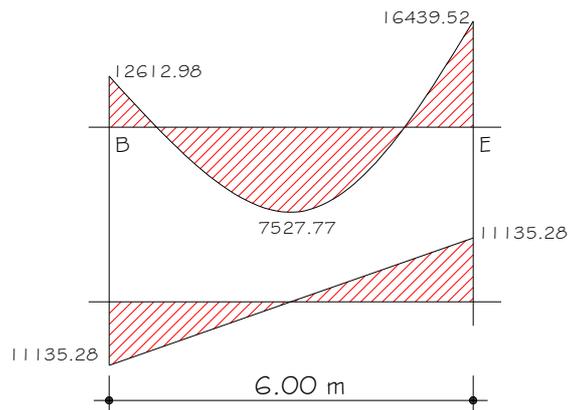
La losa del segundo nivel se diseña tomando en cuenta el procedimiento descrito en el numeral **2.1.5.1**.

2.1.5.2. Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de flexocompresión y corte. Los datos necesarios para su diseño son los momentos y cortes últimos actuantes, los que se toman del análisis estructural

Diseño de viga tipo V-1: (viga del marco 3, 1er. nivel)

Figura 19. Diagrama de Momentos (kg.m) y cortes (kg) últimos, viga tipo V-1



Datos:

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 2810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

Límites de acero:

$$As_{\min} = \rho_{\min} * b * d = \frac{14.1}{fy} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = (14.1/2810) * 30 * 41 = 6.10 \text{ cms}^2$$

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d = 0.5 * \frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y} * b * d$$

$$A_{s_{max}} = 0.5 * \frac{0.85 * 0.85 * 210}{2810} * \frac{6000}{6000 + 2810} * 30 * 41 = 22.14 \text{ cms}^2$$

Cálculo del A_s par los momentos actuantes.

$$A_{s_{(-)B}} = \left(b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 * f'_c}} \right) * \frac{0.85 * f'_c}{f_y}$$

$$A_{s_{(-)B}} = \left(30 * 41 - \sqrt{(30 * 41)^2 - \frac{12612.98 * 30}{0.003825 * 210}} \right) * \frac{0.85 * 210}{2810} = 13.29 \text{ cms}^2$$

De la misma forma se calcula el acero requerido, para todos los momentos actuantes, tanto en esta como en las vigas restantes. Se establece el diámetro de las varillas a usar y la forma del armado, cumpliendo con las especificaciones de sismo que establece ACI:

$$A_{s_{(-)E}} = 17.90 \text{ cms}^2$$

$$A_{s_{(+)}} = 7.63 \text{ cms}^2$$

a) Acero cama superior :

- $33\% (A_{s_{req}} M_{(-)mayor}) = 33\% (17.90 \text{ cms}^2) = 5.90 \text{ cms}^2$
- $A_{s_{min}} = 6.10 \text{ cms}^2$

Se debe optar por el valor mayor = 6.10 cms^2 , esto se cubre con
 $3 \text{ No.6} = 8.55 \text{ cms}^2$

b) Cama inferior en apoyos:

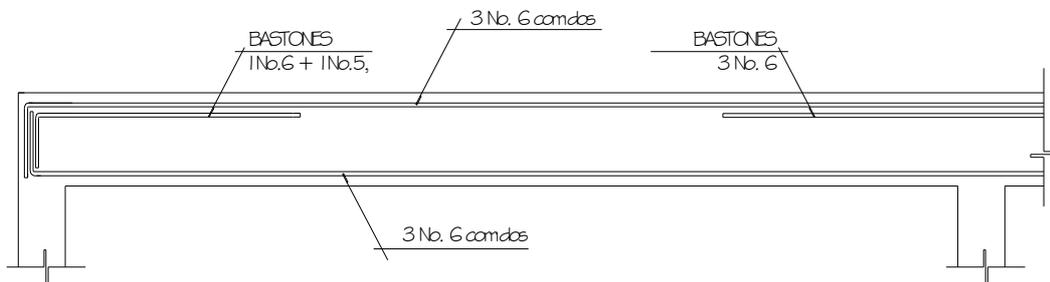
- $50\% (A_{s_{req}} M_{(-)mayor}) = 50\% (17.9 \text{ cms}^2) = 8.45 \text{ cms}^2$
- $50\% (A_{s_{req}} M_{(+)}) = 50\% (7.63 \text{ cms}^2) = 3.81 \text{ cms}^2$
- $A_{s_{min}} = 6.10 \text{ cms}^2$

Se debe optar por el valor mayor = 8.45 cms^2 , esto se cubre con 3 No. 6 = 8.55 cms^2

En los momentos que necesiten más refuerzo que el determinado en los incisos anteriores, se debe cubrir el faltante con bastones.

En el esquema siguiente se ejemplifica el armado longitudinal de la viga tipo 1.

Figura 20. Detalle de refuerzo longitudinal, viga tipo V-1.



Refuerzo a corte:

El objetivo del refuerzo a corte o acero transversal (estribos), es asegurar que el elemento estructural será capaz de resistir los esfuerzos cortantes a los que estará sometido, además de contribuir a que el refuerzo longitudinal permanezca en la posición correcta y confinar el concreto.

Corte que resiste el concreto (V_r)

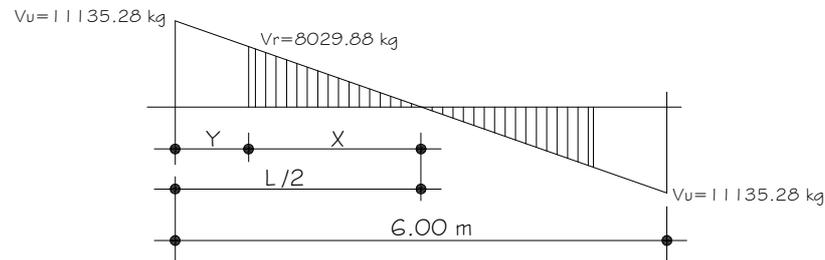
$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 41 = 8029.88 \text{ Kg}$$

V_u = corte último, según análisis estructural. = 11135.28 Kg

$V_r < V_u$; \rightarrow diseñar estribos por corte, usando las siguientes expresiones:

Figura 21. Diagrama de corte en viga



$$\frac{x}{8029.88} = \frac{3}{11135.28} \quad x = 2.16 \text{ m} \quad y = 3 \text{ m} - 2.16 \text{ m} = 0.84 \text{ m}$$

La distancia a confinar es de 0.84 m.

$$\mu = \frac{Vu}{b * d} \quad S = \frac{2 * Av * fy}{\mu * b}$$

$$\mu = \frac{11135.28}{30 * 41} = 9.05 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 2810}{9.05 * 30} = 14.69 \text{ cm}$$

$$S_{max} = d/2 = 41/2 = 20.5 \text{ cm}$$

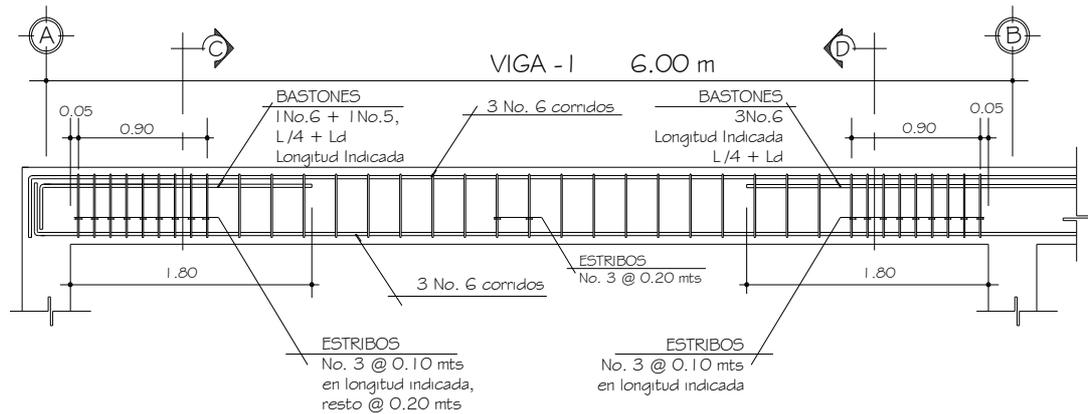
ACI determina que deben colocarse estribos en una longitud igual a 2d, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión.

Debe seguirse las siguientes recomendaciones:

- El primer estribo debe estar situado a no más de 5 centímetros de la cara del elemento de apoyo
- El espaciamiento máximo de los estribos no debe exceder de:
 1. $d/4 = 10.25 \text{ cm}$
 2. $8 \varnothing_{\text{var longitud}} = 15.20 \text{ cm}$
 3. $24 \varnothing_{\text{var transv}} = 22.8 \text{ cm}$
 4. 30 centímetros

La separación de los estribos en la zona de confinamiento será = 10 cms con hierro No 3 y de 20 cms en zona no confinada.

Figura 22. Detalle de armado, viga tipo V-1.



Para el armado de las vigas tipo 2, 3, y 4 se sigue el procedimiento descrito anteriormente, los resultados pueden observarse dentro de los planos constructivos, (ver anexos).

2.1.5.3. Diseño de columnas

Son elementos estructurales que trabajan principalmente a compresión, se encargan de recibir toda la carga actuante de losas, vigas y acabados, su refuerzo principal son barras longitudinales, colocadas en sentido paralelo a la aplicación de la carga.

Para este caso, se realizó el diseño de la columna crítica, el área tributaria se muestra en la **figura 2**, los momentos flexionantes y el corte actuante críticos se tomaron del análisis estructural, los datos de refuerzo se aplican a las columnas restantes del mismo nivel:

Diseño de columna del segundo nivel:

Datos:

Sección de columna =	0.30m x 0.30m
Momento máximo en X =	5181.46 Kg-m
Momento máximo en Y =	2950.70 Kg-m
Corte actuante máximo =	3145.07 Kg
Longitud =	3.10 mt

Solución:

Área tributaria: = 21.00 m²

Carga última (CU):

$$CU = 1.4 * CM + 1.7 CV = 1.4 * 354 + 1.7 * 100 = 665.60 \text{ kg/m}^2$$

Factor de carga última:

$$FCU = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{665.60 \text{ Kg / m}^2}{354 \text{ kg / m}^2 + 100 \text{ kg / m}^2} = 1.46$$

Peso de vigas (Pv):

$$Pv = (b * h * \gamma_{conc} * L); L = \text{longitud de vigas unidas a la columna}$$
$$= (0.30 * 0.45 * 2400 * 9.5) = 3078.00 \text{ kg/m}$$

Carga axial última:

$$PU = A_{trib} * CU + Pv * FCU = 21.00 * 665.60 + 3078.00 * 1.46 = 18471.48 \text{ kg}$$

Cálculo de esbeltez:

Una columna se considera esbelta cuando su relación B/L es muy grande, para clasificar una columna de acuerdo a su esbeltez se debe tomar en cuenta:

- Cortas; si $E < 21$
- Intermedias; $21 < E < 100$, y
- Largas; si $E > 100$

Si la columna es corta, su diseño se realiza con los momentos resultantes del análisis estructural, si son intermedias se magnifican sus momentos y si son largas no se construyen.

Cálculo de esbeltez:

$$E = \frac{K * Lu}{\sigma}$$

Donde:

K = factor de longitud efectiva

Lu = longitud de la columna

$\sigma = 0.30 * \text{lado menor de la columna} \rightarrow$ esto para columnas rectangulares.

En estructuras de concreto reforzado, las columnas se encuentran restringidas parcialmente por los sistemas de piso, sin que existan articulaciones o empotramientos perfectos. El grado de restricción depende de la relación entre las rigideces de las columnas y el sistema de piso, la cual puede definirse de la siguiente forma:

$$\psi = \frac{\sum K_{columnas}}{\sum K_{vigas}}$$

Para el eje X:

$$K_{COLUMNA} = \frac{I}{L_{COLUMNA}} = \frac{(1/12) * (30^4)}{3.10} = 0.000217$$

$$K_{VIGA} = \frac{I}{L_{VIGA}} = \frac{(1/12) * (30 * 45^3)}{3.10} = 0.00037$$

$$\psi_a = \frac{0.000217}{(0.00037 + 0.00037)} = 0.29$$

$$\psi_b = \frac{(0.000217 + 0.000217)}{(0.00037 + 0.00037)} = 0.58$$

$$\psi_{prom} = \frac{0.29 + 0.58}{2} = 0.435$$

Factor de longitud efectiva (K)

$$K = \frac{20 - \psi_{prom}}{20} * \sqrt{1 + \psi_{prom}}$$
$$K = \frac{20 - 0.435}{20} * \sqrt{1 + 0.435} = 1.17$$

Esbeltez (E)

$$E = \frac{1.17 * 3.10}{0.30 * 0.30} = 40.30$$

Para el eje Y:

Los resultados se resumen a continuación

$$K_{COLUMNA} = 0.000217$$

$$K_{VIGA} = 0.00064$$

$$\psi_a = 0.16,$$

$$\psi_b = 0.33, \quad \rightarrow \quad \psi_{prom} = 0.245$$

$$K = 1.10$$

$$E = \frac{1.10 * 3.10}{0.30 * 0.30} = 37.88$$

Los valores de esbeltez en los dos ejes se encuentran dentro del rango de 21 a 100, la columna se cataloga como intermedia, por lo cual es necesario magnificar los momentos actuantes.

Magnificación de momentos

- Factor de flujo plástico (βd)

$$\beta d = \frac{CM_{ULTIMA}}{CU},$$

$$\beta d = \frac{495.60}{665.60} = 0.74$$

- **EI del material**

$$EI = \frac{(Ec * I) / 2.50}{1 + \beta_d}$$

$$Ec = 15100 * \sqrt{210} = 218819.80 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$EI = \frac{\left(218819.80 * \frac{30^4}{12} \right) / 2.50}{1 + 0.74} = 3.39 \times 10^9 \text{ kg} - \text{cm}^2 \approx 339.54 \text{ Ton} - \text{m}^2$$

- **Carga crítica de pandeo de Euler**

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{(K * L)^2}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 339.54}{(1.17 * 3.10)^2} = 254.73 \text{ Ton}$$

- **Magnificador de momentos**

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\phi P_{cr}}}$$

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \left(\frac{18.47}{0.70 * 254.73} \right)} = 1.11$$

- **Momentos de diseño**

Para el sentido X, esta dado por:

$$MD_x = \delta * MU$$

$$MD_x = 1.11 * 5181.46 = 5751.42 \text{ Kg} - \text{m}$$

Para el sentido Y

$$MD_y = \delta * MU$$

$$MD_y = 1.10 * 2950.70 = 3245.78 \text{ Kg} - m$$

Cálculo del acero longitudinal:

El diseño del acero longitudinal de la columna se realiza por medio de la fórmula de Bresler, desarrollada para calcular los valores máximos de la carga de compresión que actúa a excentricidades e_x y e_y en secciones con refuerzo simétrico, la expresión utilizada es:

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{P'x} + \frac{1}{P'y} - \frac{1}{P'o} \quad \text{Donde:}$$

$P'u$ = Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes.

$P'x$ = Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada a lo largo del eje X

$P'y$ = Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada a lo largo del eje Y

$P'o$ = Resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad cero

Si $P'u > P_u$, el armado propuesto es correcto, de lo contrario se debe reconsiderar el área de acero y realizar de nuevo los cálculos.

Según ACI05, numeral 10.9.1: el área de acero longitudinal para elementos sometidos a compresión debe estar dentro del siguiente rango.

$$1\% A_g \leq A_s \leq 8\% A_g$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.01 * (30\text{cm} * 30\text{cm}) = 9.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.08 * (30\text{cm} * 30\text{cm}) = 72 \text{ cm}^2$$

Para empezar se propone un porcentaje que este dentro del rango anterior, para este caso 1.8 % A_g

$A_s = 0.018 \cdot (30\text{cm} \cdot 30\text{cm}) = 16.20 \text{ cm}^2$ → para esta área de acero, se proponen 4 varillas No. 6 + 4No. 4 $\approx 16.44 \text{ cm}^2$

Este método usa los diagramas de interacción para columnas, los cuales requieren de los siguientes datos para su uso.

Valor de la gráfica:

$$\gamma = \frac{h - 2d}{h} \qquad \gamma = \frac{30 - (2 \cdot 3)}{30} = 0.80$$

Valor de la curva:

$$\rho_u = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot A_g} \qquad \rho_u = \frac{16.44 \cdot 2810}{0.85 \cdot 210 \cdot 900} = 0.28$$

Excentricidades:

$$e_x = \frac{MD_x}{PU} = \frac{5751.42}{18471.48} = 0.31$$

$$e_y = \frac{MD_y}{PU} = \frac{3245.78}{18471.48} = 0.17$$

Valor de las diagonales:

$$e_x / h_x = \frac{0.31}{0.30} = 1.03$$

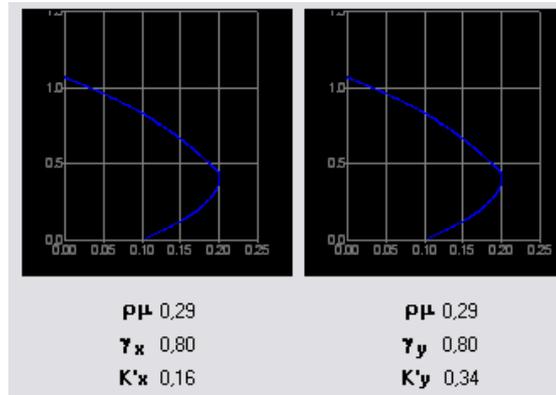
$$e_y / h_y = \frac{0.17}{0.30} = 0.57$$

Con los datos obtenidos, en el diagrama de interacción se buscan los valores de los coeficientes K_x y K_y .

$$K_x = 0.16$$

$$K_y = 0.34$$

Figura 23. Diagramas de interacción para columna tipo C-2



$$P'x = Kx * f'c * b * h = 0.16 * 210 * 30 * 30 = 30240.00 \text{ Kg}$$

$$P'y = Ky * f'c * b * h = 0.34 * 210 * 30 * 30 = 64260.00 \text{ Kg}$$

$$P'o = \phi [0.85 * f'c (Ag - As) + As * fy]$$

$$P'o = 0.70 [0.85 * 210 (900 - 16.44) + 16.44 * 2810] = 142738.30 \text{ Kg}$$

Calculando $P'u$:

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{30240} + \frac{1}{64260} - \frac{1}{142738.30} = 24024.16 \text{ Kg}$$

$P'u > Pu$; por lo tanto As propuesto es correcto.

Refuerzo de corte:

El refuerzo a corte consistirá en estribos perpendiculares a la dirección de la carga axial, las cuales sirven para contrarrestar los esfuerzos de corte actuantes, tomando en cuenta que en una zona sísmica, debe asegurarse la ductilidad del elemento, por lo que se considera una longitud de confinamiento de estribos en los extremos de la columna, el procedimiento es el siguiente.

- **Corte resistente:**

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

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 27 = 5287.97 \text{ Kg}$$

$$V_{act} = 3145.07 \text{ Kg}$$

$V_r > V_{act}$; si se soporta el esfuerzo de corte, colocar refuerzo mínimo a espaciamiento máximo = $d/2 < 30 \text{ cms}$.

- **Espaciamiento en zona no confinada:**

$$S = d/2 = 27/2 = 13.5 \text{ cms} \rightarrow \text{estribos No.4 @ } 13 \text{ cms}$$

- **Refuerzo por confinamiento:**

Según ACI, la longitud de confinamiento es la mayor de las siguientes tres opciones:

- $L / 6 = 3.10 / 6 = 0.52 \text{ m}$
- Lado mayor = 0.30 m
- 0.50 m

Longitud de confinamiento = 52 cms , en ambos extremos de la columna.

- **Espaciamiento de estribos en zona confinada:**

Relación volumétrica:

$$\rho_s = 0.45 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left(\frac{0.85 * f'_c}{f_y} \right)$$

Donde: $A_{ch} = \text{Área chica} = dx * dy = 24 * 24 = 576 \text{ cm}^2$

$$\rho_s = 0.45 * \left(\frac{900}{576} - 1 \right) \left(\frac{0.85 * 210}{2810} \right) = 0.016$$

$$S = \frac{2 * A_v}{\rho_s * L_e} = \frac{2 * 1.27}{0.016 * 24} = 6.61 \text{ cm}$$

Espaciamiento en zona de confinamiento = 7.00cm, con estribos No.4

El detalle del armado de la columna se detalla con mayor claridad en la **figura 24**.

Para las columnas del primer nivel, se aplicó el mismo procedimiento, los resultados son:

Refuerzo longitudinal = 8 No.6

Refuerzo transversal = hierro No.4

Longitud de confinamiento = 52 cms

Espaciamiento en área confinada = 7 cms

Espaciamiento en área no confinada = 13 cms

Figura 24. Detalle de columna Tipo C-2



2.1.5.4. Diseño de cimientos

Los cimientos de una estructura se diseñan con la finalidad de recibir la carga actuante de las columnas y transmitirla al suelo, el suelo debe ser lo suficientemente resistente para asegurar la estabilidad de las estructuras que sobre él descansan.

Diseño de zapatas

Se consideró una sección cuadrada para simplificar el armado y construcción, los datos para diseño son: valor soporte del suelo y los momentos, según el análisis estructural.

Datos:

$$\begin{aligned} P_u &= 45322.43 \text{ kg} & f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ M_{dx} &= 8451.45 \text{ kg-m} & F_y &= 2810 \text{ kg/cm}^2 \\ M_{dy} &= 7335.26 \text{ kg-m} & \text{Recubrimiento} &= 8.00 \text{ cms} \\ \text{Valor soporte del suelo} &= 22.23 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

Factor de carga última:

$$FCU = \frac{1.4CM + 1.7CV}{CM + CV} = 1.46$$

Cargas de trabajo:

$$P_t = \frac{P_u}{FCU} = \frac{45.32 \text{ Ton}}{1.46} = 31.04 \text{ Ton}$$

$$M_{t_x} = \frac{M_x}{FCU} = \frac{8.45}{1.46} = 5.78 \text{ Ton-m}$$

$$M_{t_y} = \frac{M_y}{FCU} = \frac{7.33}{1.46} = 5.02 \text{ Ton-m}$$

Área de la zapata:

$$A_z = \frac{1.5 * P_t}{V_s} = \frac{1.5 * 31.04 \text{ Ton}}{22.23 \text{ Ton/m}^2} = 2.09 \text{ m}^2$$

Propuesta de dimensiones para la zapata, a = 2.00m y b = 2.00m con área de 4m²

Presión sobre el suelo:

$$q' = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M_{tx}}{S_x} \pm \frac{M_{ty}}{S_y}$$

Se debe de tomar en cuenta que “ q ” no debe ser negativo, ni mayor que el valor soporte (V_s), se tiene:

$$S_x = S_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{2 \cdot 2^2}{6} = 1.33$$

$$P = P_t + P_{columna} + P_{suelo} + P_{cimientos}$$

$$P = 31.04 + (0.30 \cdot 0.30 \cdot 1.5 \cdot 2.4) + (4 \cdot 1.5 \cdot 1.83) + (4 \cdot 0.40 \cdot 2.4)$$

$$P = 46.18 \text{ Ton}$$

$$q' = \frac{46.18 \text{ Ton}}{4.00 \text{ m}^2} \pm \frac{5.78 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{1.33 \text{ m}^3} \pm \frac{5.02 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{1.33 \text{ m}^3}$$

$$q_{max} = 19.70 \text{ Ton/m}^2 \rightarrow \text{menor que el valor soporte del suelo}$$

$$q_{min} = 3.42 \text{ Ton/m}^2 \rightarrow \text{mayor que 0; no existe tensión del suelo}$$

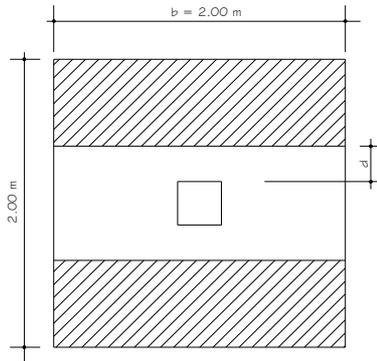
La presión del suelo en un punto cualquiera de la zapata, es distinta a la presión en otro punto distinto de la misma, sin embargo para efectos de diseño se determina una presión constante, la cual puede ser un valor promedio, pero si se quiere tomar un criterio conservador, se realiza el diseño con la presión máxima, esta debe estar afectada por el factor de carga última:

Presión última de diseño:

$$q_{dis} = q_{max} \cdot FCU = 19.70 \text{ Ton/m}^2 \cdot 1.46 = 28.76 \text{ Ton/m}^2$$

- **Chequeo por corte simple:**

Ocurre a una distancia “ d ” del borde de la columna, por tal razón debe chequearse en ese punto si el peralte resiste el esfuerzo cortante, suponiendo un armado con varillas No.6 se tiene:



$$d = \text{peralte asumido} - \text{recubrimiento} - \varnothing/2$$

$$= 40 - 8.00 - 1.90/2 = 31.05 \text{ cm.}$$

Corte actuante:

$$V_{act} = q_{dis} * \left(\frac{B_{zap} - B_{col}}{2} - d \right) * H_{zap}$$

$$V_{act} = 28.76 * \left(\frac{2.00 - 0.30}{2} - 31.05 \right) * 2.00 = 31.03 \text{ ton}$$

Corte resistente:

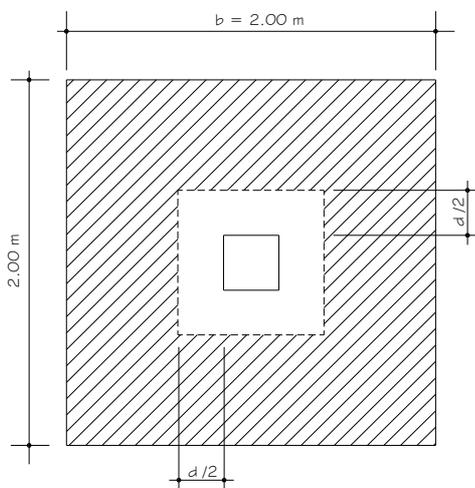
$$V_{res} = \varphi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{res} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 200 * 31.05 = 46896.04 \text{ Kg} \approx 46.89 \text{ Ton}$$

$V_{res} > V_{act}$, peralte resiste corte simple

- **Chequeo por corte punzonante:**

La fuerza que la columna ejerce sobre la zapata es una acción que tiende a perforarla, por lo que debe chequearse el corte punzonante, este actúa a una distancia $d/2$ del borde de la columna.



$$b_o = 2(a + d) + 2(b + d)$$

$$b_o = 2(30 + 31.05) + 2(30 + 31.05)$$

$$b_o = 244.20 \text{ cm}$$

Corte actuante:

$$V_{act} = A_{ashurada} * q_{diseño}$$

$$V_{act} = [(2 * 2) - (0.6105 * 0.6105)] * 28.76$$

$$V_{act} = 104.32 \text{ Ton}$$

Corte resistente:

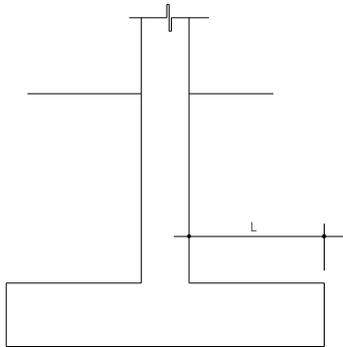
$$V_{res} = \varphi * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$V_{res} = 0.85 * 1.06 * \sqrt{281} * 244.20 * 31.05 = 114521.02 \text{ Kg} \approx 114.52 \text{ Ton}$$

$V_{res} > V_{act}$, peralte resiste corte punzonante

- **Diseño del refuerzo por flexión:**

El tramo de la zapata donde se debe reforzar por flexión, se analiza como una losa en voladizo.



Momento a flexión

$$Mu = \frac{W * L^2}{2} = \frac{28.76 * (2/2 - 0.3/2)^2}{2} = 10.38 \text{ Ton} - m$$

Cálculo del área de acero:

$$As = \left(100 * 31.05 - \sqrt{(100 * 31.05)^2 - \frac{10389.55 * 100}{0.003825 * 210}} \right) * \frac{0.85 * 210}{2810}$$

$$As = 13.70 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \rho_{min} * b * d = \frac{14.1 * 100 * 31.05}{2810} = 15.58 \text{ cm}^2$$

Como el acero mínimo es mayor que el acero requerido, se utiliza el refuerzo mínimo, con una separación entre varillas igual a:

$$S = \frac{Av * 100}{As} = \frac{2.85 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{15.58 \text{ cm}^2} = 18.29 \text{ cm} \rightarrow 18 \text{ cm}$$

Refuerzo de las zapatas con varillas No.6 @18 cms, en ambos sentidos.

2.1.5.5. Instalaciones

2.1.5.5.1. Eléctrica

- **Iluminación:**

Esta compuesta por dos circuitos, con un máximo de 12 unidades por circuito, por cada nivel, con cuatro lámparas fluorescente de 2x40w tipo industrial en cada aula y tres en el pasillo. Tableros de distribución de cuatro circuitos 120/240 voltios y flipones de 20Amperios.

- **Fuerza:**

Se distribuyeron tres circuitos de tomacorrientes dobles de 110 voltios, a una altura de 0.40m para el edificio en general. El calibre del cable conductor será THW No.12 AWG.

2.1.5.5.2. Hidráulica

- **Agua potable:**

El sistema está conformado por un circuito general con tubería de 3/4" de diámetro, para el abasto a artefactos con tubería de 1/2", todos los artefactos llevarán contra llave cromada y las válvulas o llaves deberán ser como mínimo para 125PSI, la tubería de PVC, norma ASTM D-22-41-00.

- **Drenaje sanitario:**

Tubería de PVC con diámetros de 4" en los sanitarios y en la conexión hacia el colector municipal y Ø2" en los lavamanos cajas de unión de caudales y de registro. Toda la instalación de drenaje deberá quedar a una profundidad mínima de 0.40m por debajo de la instalación de agua potable, con una capa de material selecto de 0.10m de espesor.

- **Drenaje pluvial:**

Las bajadas de agua pluvial con PVC de Ø3", se ubicaron fuera de las columnas, la tubería que dirige a la candela es de Ø3", con una pendiente mínima de 2%.

Todas las instalaciones se detallan en los planos constructivos en el apéndice de este trabajo.

2.1.6. Planos constructivos

Los planos constructivos elaborados son: planta amueblada, planta acotada, de acabados, de cimentación y detalles estructurales, detalles del armado de vigas, losas y gradas, instalaciones eléctricas de fuerza e iluminación, agua potable y drenajes, elevaciones y secciones transversales (ver anexo).

2.1.7. Presupuesto

En el presupuesto del edificio escolar se especifican los renglones que se deben realizar para llevar a cabo el proyecto, los precios de los materiales usados son valores cotizados en la cabecera departamental, los salarios de mano de obra tanto calificada como no calificada son los utilizados por la municipalidad.

El presupuesto se elaboró a base de precios unitarios, aplicando un 35% de costos indirectos, que representa los gastos administrativos, fianzas, supervisión y utilidad.

Tabla V. Presupuesto

COSTOS POR RENGLONES

Proyecto: Edificación de dos niveles

Ubicación: Aldea El Naranjo, San Rafael Pie de la Cuesta San Marcos.

No.	Reglones de Trabajo	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Total por Reglón
1	TRABAJOS PRELIMINARES				
	Limpia y chapeo	m ²	238	Q 11.53	Q 2,743.55
	Nivelación manual	m ²	238	Q 18.44	Q 4,389.67
	Trazo y estaqueado	ml	154	Q 8.07	Q 1,242.66
2	CIMENTACIÓN				
	Excavación de cimentación	m ³	149.4	Q 28.82	Q 4,305.52
	Relleno de cimentación	m ³	102.34	Q 20.75	Q 2,123.50
	Zapatas Tipo Z-1	uni.	20	Q 4,066.95	Q 81,338.96
	Cemento Corrido 0.2x0.30 mts	ml	89.12	Q 133.20	Q 11,870.77
	Muro de cimentación	m ²	55.25	Q 148.42	Q 8,200.02
	Solera de humedad 0.15x0.28 mts	ml	89.12	Q 162.59	Q 14,489.99
	Solera de cimentación 0.20 x 0.20 mts	ml	22.8	Q 141.15	Q 3,218.22
3	MUROS				
	Solera Sillar 0.15x0.10 mts	ml	72.77	Q 70.05	Q 5,097.86
	Levantado de block 0.15x0.20x0.40	m ²	288.77	Q 148.42	Q 42,858.25
	Solera Intermedia Tipo "U"	ml	85.25	Q 84.26	Q 7,183.56
4	COLUMNAS				
	Columna Tipo C-1	ml	76	Q 1,075.23	Q 81,717.65
	Columna Tipo C-2	ml	54	Q 756.18	Q 40,833.67
	Columna Tipo C-3	ml	243	Q 108.35	Q 26,328.43
5	VIGAS				
	Viga Tipo V-1	ml	48	Q 722.94	Q 34,700.89
	Viga Tipo V-2	ml	48	Q 720.56	Q 34,586.90
	Viga Tipo V-3	ml	147.2	Q 641.02	Q 94,358.05
	Viga Tipo V-4	ml	50	Q 601.00	Q 30,049.96
6	LOSAS				
	Losa de entrepiso 0.11 mts de espesor	m ²	242	Q 554.52	Q 134,194.68
	Losa de techo 0.11 mts de espesor	m ²	259.53	Q 462.66	Q 120,074.96
7	PISO				
	Piso de Granito (aulas, pasillos y baños)	m ²	483	Q 185.59	Q 89,641.30
8	ACABADOS				
	Tallado de columnas, Vigas y Soleras	ml	1730	Q 21.30	Q 36,853.88
	Acabado en losas	m ²	501.53	Q 89.20	Q 44,736.37
9	BANQUETA				
	Banqueta de concreto de 8cms de esp.	m ²	17.01	Q 118.83	Q 2,021.22
10	GRADAS				
	Modulo de gradas	m ²	9.69	Q 555.07	Q 5,378.64
11	VENTANAS				
	Ventanearía de perfil de hierro de 1/8" con vidrio	m ²	103.3	Q 374.85	Q 38,722.01
12	PUERTAS				

	Puertas de metal	global	I	Q 23,373.00	Q 23,373.00
13	BARANDA Y PASAMANOS				
	Baranda y pasamanos	global	I	Q 8,300.00	Q 8,300.00
14	INSTALACIÓN ELÉCTRICA				
	Instalación Eléctrica	global	I	Q 34,772.10	Q 34,772.10
15	INSTALACIÓN HIDRÁULICA				
	Instalación Hidráulica	global	I	Q 4,092.67	Q 4,092.67
16	INSTALACIÓN SANITARIA				
	Instalación Sanitaria	global	I	Q 25,285.25	Q 25,285.25

Costo directo (materiales+ mano de obra)	Q 714,404.69
--	--------------

Costo indirecto, 35%. (administrativos+fianzas+supervisión+utilidad)	Q 384,679.45
--	--------------

Costo Total del Proyecto	Q1,099,084.15
---------------------------------	----------------------

2.2. Diseño de red de alcantarillado sanitario

2.2.1. Descripción del proyecto

Consiste en el diseño del sistema de alcantarillado sanitario, el cual estará conformado por 1681.6 m lineales, para los cuales será utilizada tubería de PVC con diámetro de 6” según norma ASTM 3034. El sistema contará, con la construcción de 24 pozos de visita y con tratamiento primario a base de dos fosas sépticas para 100 conexiones domiciliarias.

2.2.2. Estudios topográficos

2.2.2.1. Planimetría

Sirve para localizar la red dentro de las calles, ubicar los pozos de visita y en general, ubicar todos aquellos puntos de importancia para el diseño. Para el levantamiento planimétrico se utilizó el método conservación de azimut, el equipo utilizado fue un teodolito marca Leika T-1, trípode, estadal y cinta métrica.

2.2.2.2 Altimetría

Representa gráficamente la tercera dimensión del terreno, toma en cuenta las tres dimensiones, generalmente se les llama trabajos de nivelación. En este caso se utilizó el método taquimétrico.

2.2.3. Período de diseño

Está determinado por el tiempo de vida de los materiales, de las condiciones económicas de la comunidad y por algunas normas que establece el INFOM y la Dirección General de Obras Públicas. En este proyecto se estiman 21 años para el período de diseño.

2.2.4. Cálculo de población futura

2.2.4.1. Método geométrico

Éste determina la cantidad de pobladores que se va a servir en un período de tiempo determinado, utilizando para el efecto una tasa de crecimiento poblacional de 2.3% y la población actual en la comunidad, que para el último censo, realizado por el INE para esta Aldea, es de 646 habitantes.

$$Pf = Po(1 + R)^n$$

Pf = Población a futuro

Po = Población último censo

R = Tasa de crecimiento

n = Diferencia de años

$$Pf = 641(1 + 0.023)^{21} = 1041 \text{ habitantes}$$

2.2.5. Análisis del sistema actual

Debido al tiempo de servicio que tiene el sistema actual y a la falta de mantenimiento que se le ha prestado, este presenta en época de lluvia taponamientos, lo que contribuye al mal funcionamiento del sistema y a futuro podría darse el colapso del mismo.

2.2.6. Propuesta de mejora al sistema

Se propone construir una red nueva que contemple el uso de materiales más duraderos y más resistentes para este tipo de proyectos, esto con el fin de evitar que a futuro la red actual llegue a presentar problemas aún más serios, como erosiones subterráneas que lleguen a producir socavaciones en el suelo.

2.2.7. Diseño de la propuesta

El diseño se llevará a cabo tomando en cuenta los parámetros de velocidad, caudal, tirante y pendientes del terreno, se propone utilizar tubería de PVC para la red principal y para las conexiones domiciliarias, los de pozos de visita serán con ladrillo tayuyo.

2.2.8. Uso del agua

El agua tiene diferentes usos dentro del hogar, que depende de muchos factores como el clima, el nivel de vida o las condiciones socio económicas, tipo de población, si se cuenta con medición o no, la presión en la red, la calidad y el costo del servicio.

Estos usos se han cuantificado por diferentes entidades, las cuales han podido estimar que del total de agua que se consume en una vivienda, aproximadamente entre un setenta a un noventa por ciento se descarga al drenaje, lo cual constituye el caudal domiciliar.

2.2.9. Cálculo de caudales

2.2.9.1. Factor de retorno

El factor de retorno se establece bajo el criterio que el agua utilizada por los habitantes de una vivienda, no retorna el 100 % al alcantarillado, debido a que parte de ésta se utiliza para jardines, lavado de vehículos y otras actividades en donde el agua se infiltra en la tierra o se evapora.

$$\text{Factor de retorno a utilizar} = 0.85$$

2.2.9.2. Caudal domiciliar (Q_{dom})

Es el agua que ha sido utilizada para limpieza o producción de alimentos, la cual es desechada y conducida a la red de alcantarillado. El agua de desecho doméstico está relacionada con la dotación y suministro de agua potable. Como se indicó anteriormente, una parte de esta no llegará al alcantarillado, como la de los jardines y lavado de vehículos.

El caudal domiciliario se calcula con la siguiente fórmula:

$$Q_{dom} = \frac{Dotación * No.Hab * factor de retorno}{86400}$$

$$Q_{dom} = \frac{110 \text{ lts / hab / día} * 1041 \text{ hab} * 0.85}{86400 \text{ s / día}} = 1.12 \text{ lts / s}$$

2.2.9.3. Caudal comercial (Q_{com})

Es el agua que se desecha de los comercios, restaurantes, hoteles, etc. Para este proyecto no se toma en cuenta este caudal.

2.2.9.4. Caudal de conexiones ilícitas (Q_{ci})

Es producido por las viviendas que por no contar con un sistema de alcantarillado apropiado para la evacuación de las aguas pluviales, las introducen al sistema de alcantarillado sanitario.

El caudal de conexiones ilícitas se relaciona directamente con el caudal de aguas pluviales, para su cálculo se aplican diferentes métodos, siendo estos: método racional, reglamento de la ciudad de Guatemala, Asociación de Ingenieros Sanitarios de Colombia, INFOM.

Por no contar con la información necesaria para la utilización del método racional, el caudal de conexiones ilícitas se calculará por medio de un porcentaje del caudal domiciliario, INFOM establece para esto un 10% del caudal domiciliario.

$$Q_{ci} = 10\% Q_{dom}$$

$$Q_{ci} = 0.10 * 1.12 \text{ lts / s} = 0.112 \text{ lts / s}$$

2.2.9.5. Caudal industrial (Q_{ind})

Como la Aldea no cuenta con ningún tipo de industria, no se tomó en cuenta este caudal.

2.2.9.6. Caudal de infiltración (Q_{inf})

Es el caudal que se infiltra en el alcantarillado sanitario, depende de la profundidad del nivel freático del agua, la profundidad de colocación de la tubería, permeabilidad del terreno, al tipo de juntas y la calidad de la mano de obra utilizada.

El caudal de infiltración se mide de dos formas, en *litros diarios por hectárea* y en *litros diarios por kilómetros de tubería* instalada, incluyendo la longitud de las conexiones domiciliarias, asumiendo una longitud de 6m por conexión para cada vivienda. La dotación para el cálculo de este caudal puede variar entre 12000 y 20000 *lts/km/día*.

$$Q_{inf} = \frac{\text{Dotación (mts. de tubería + No. viviendas * 6mts)} * (1/1000)}{86400 \text{ s / día}}$$

Cuando la red de alcantarillado se diseña con tubería de PVC, el caudal de infiltración no se toma en cuenta para el cálculo del caudal de diseño.

2.2.10. Factor de caudal medio (f_{qm})

Este varía de 0.002 a 0.005; si el cálculo de éste se encuentra entre el rango, se utiliza el calculado, de lo contrario se utiliza el más próximo.

Este factor se determina dividiendo el caudal medio Q_{medio} , entre el número de habitantes. El caudal medio es igual a la sumatoria de todos los caudales que contribuyen al sistema.

$$Q_{medio} = Q_{dom} + Q_{com} + Q_{ind} + Q_{inf} + Q_{conexiones \text{ ilícitas}}$$

$$Q_{medio} = 1.12 + 0.112 = 1.232 \text{ lts / día}$$

$$fqm = \frac{Q_{medio}}{No. hab}$$

$$fqm = \frac{1.232}{1041} = 0.0012$$

Como el factor calculado no está entre el rango, se usa el valor próximo al valor calculado, en este caso $fqm = 0.002$.

2.2.11. Velocidad de flujo

La velocidad del flujo está determinada por el diámetro de la tubería, la pendiente del terreno y el tipo del material de la tubería a utilizar. La velocidad del flujo se determina por medio de la fórmula de Manning y la relaciones hidráulicas de velocidades v/V , donde v es la velocidad del flujo y V es la velocidad a sección llena. Por norma, v no debe ser menor de 0.40 m/s , esto para evitar sedimentación en la tubería, ni mayor de 5.00 m/s para evitar la erosión o desgaste de la tubería. Estos rangos de velocidades se establecen para tuberías de PVC.

2.2.12. Tirante (profundidad del flujo)

El tirante es la altura que alcanzan las aguas negras dentro de la tubería, esta altura deberá ser mayor al 10% del diámetro de la tubería y menor al 75% de la misma, estos parámetros aseguran su funcionamiento como canal abierto así como su funcionalidad en el arrastre de los sedimentos.

2.2.13. Factor de Harmond (FH)

Es llamado también factor de flujo instantáneo, es un factor de seguridad que involucra a la población a servir en un tramo determinado. Este factor actúa sobre todo en las horas pico o de mayor utilización del drenaje.

El factor de Harmond es adimensional y está dado por la siguiente expresión:

$$FH = \frac{(18 + \sqrt{P/1000})}{(4 + \sqrt{P/1000})}$$

$$FH = \frac{(18 + \sqrt{1041/1000})}{(4 + \sqrt{1041/1000})} = 3.788$$

2.2.14. Caudal de diseño (Q_{dis})

El caudal de diseño se determina por la multiplicación de la población y los factores de caudal medio y el de Harmond.

$$Q_{dis} = FH * fqm * población$$

$$Q_{dis} = 3.78 * 0.002 * 1041hab = 7.86 \text{ lts / s}$$

2.2.15. Principios hidráulicos

2.2.15.1. Ecuación de Manning para flujo de canales

La fórmula es experimental y se deriva de la expresión algebraica de CHEZY, utilizada para flujos uniformes y permanentes, la cual involucra factores de velocidad y caudal que ocurren en un canal.

Normalmente los diámetros nominales de tubería están dados en pulgadas, la fórmula de Manning ha sido adaptada par poder ser usada de la siguiente manera.

$$V = \frac{0.03429 \sqrt[3]{\phi^2 * \sqrt{S}}}{n}$$

Donde:

$V =$ velocidad (m/s)

$\Phi =$ diámetro de tubería en pulgadas

$S = \text{pendiente}$

$n = \text{coeficiente de rugosidad; depende del material de la tubería}$

2.2.15.2. Ecuación a sección llena

Para el diseño se debe de contar con la información correspondiente a los valores de velocidad y caudal a sección llena de la tubería. Utilizando las siguientes ecuaciones:

Para la velocidad:

$$V = \frac{\sqrt[3]{Rh^2} * \sqrt{S}}{n}$$

$Rh = \text{radio hidráulico; } Rh = \frac{\phi_{\text{interno}}}{4}$

$S = \text{pendiente}$

$n = \text{coeficiente de rugosidad}$

Para el caudal:

$$Q = A * V$$

$Q = \text{caudal a sección llena (lts/s)}$

$A = \text{área de la tubería (m}^2\text{)}$

$V = \text{Velocidad a sección llena (m/s)}$

2.2.15.3. Ecuación a sección parcialmente llena

Las ecuaciones para calcular las características hidráulicas de la sección parcialmente llena del flujo de una tubería circular, se presentan a continuación:

$$a = \left(\frac{\theta^2}{4}\right) * \left[\left(\frac{\pi * \theta}{360}\right) * \text{sen} \frac{\theta}{20}\right]$$

$$p = \frac{\pi * \theta^2}{360}$$

$$v = \left(\frac{1}{n}\right) * r^{2/3} * S^{1/2}$$

$$r = \left(\frac{D}{4}\right) * [1 - (360 * \text{sen} \theta / 2\pi\theta)]$$

$$V = \frac{0.03429 \sqrt[3]{\phi^2} * \sqrt{S}}{n}$$

$$q = a * v$$

$$d = \left(\frac{D}{2}\right) * \left[1 - \left(\cos \frac{D}{2}\right)\right]$$

D = diámetro del tubo

v = velocidad a sección parcialmente llena

d = tirante de la sección

q = caudal a sección parcialmente llena

2.2.15.4. Relaciones hidráulicas

- **Relación q/Q :** Es la relación del caudal de diseño y el caudal a sección llena.

$$q_{\text{diseño}} < Q_{\text{sección llena}}$$

- **Relación v/V :** Es la relación entre la velocidad del flujo y la velocidad a sección llena. Ya determinado el valor de q/Q se usan las tablas de relaciones hidráulicas, para encontrar el valor de la relación de v/V , el cual servirá para determinar el valor de la velocidad v del flujo en la alcantarilla.

Este valor como ya se mencionó deber de estar dentro del rango de 0.40 m/s a 5.00 m/s, para tubería de PVC.

- **Relación d/D :** Es la relación entre la altura del tirante del flujo dentro de la alcantarilla y el diámetro de la tubería, este al igual que el valor de v/V se toma de la tabla de relaciones hidráulicas correspondiente al valor calculado de q/Q .

La relación d/D de estar dentro del rango $0.10 \leq d/D \leq 0.75$.

2.2.16. Secciones y pendientes

La pendiente deberá ser de preferencia la pendiente del terreno, para evitar los sobre costos por excavación, sin embargo, debe de cumplirse con las relaciones hidráulicas y parámetros de velocidad.

2.2.17. Diámetro de tuberías

Es una de las partes a calcular, se deben de seguir ciertas normas para evitar que la tubería se obstruya. Las normas del INFOM indican que para el colector principal puede utilizarse un diámetro mínimo de 6", esto para tubería de PVC.

2.2.18. Cotas invert

Es la distancia que existe entre el nivel de la rasante del suelo y el nivel inferior de la tubería, se debe verificar que la cota invert sea al menos igual al recubrimiento mínimo necesario de la tubería. Las cotas invert se calculan con base a la pendiente del terreno y la distancia entre un pozo y otro. Deben de seguirse las siguientes reglas para el cálculo de las cotas invert.

- La cota invert de salida de un pozo, se coloca al menos tres centímetros más baja que la cota invert de llegada de la tubería más baja.
- Cuando el diámetro de la tubería que entra a un pozo, es mayor que el diámetro de la tubería que sale, la cota invert de salida estará al menos a una altura igual al diámetro de la tubería que entra.

2.2.19. Pozos de visita

Son estructuras que se construyen para limpiar y verificar el buen funcionamiento de la red. Construidos con ladrillo tayuyo, constan de un ingreso circular con diámetro de

entre 60 a 75cms, con tapadera y brocal de concreto reforzado, la altura de los pozos esta en función de la profundidad de la tubería; se recomienda colocarlos en los casos siguientes:

- Al inicio de cualquier tramo del colector
- En intersecciones de colectores
- En donde hallan cambios de diámetro
- En todo cambio de dirección
- En tramos rectos; a distancias no mayores de 100 a 120 *mts*
- En cambios de pendiente

2.2.20. Conexiones domiciliarias

2.2.20.1. Caja o candela

Esta es colocada para inspección y limpieza, su función es recibir, depositar y conducir las aguas provenientes de las viviendas al colector principal, por medio de la tubería secundaria. Se construyen de mampostería y tubos de concreto en posición vertical, con un diámetro mayor de 12 pulgadas, con tapadera de concreto reforzado para la inspección. En este caso serán de tubo de concreto de 12" de diámetro con tapadera de concreto reforzado.

2.2.20.2. Tubería secundaria

Es la tubería que interconecta la caja o candela con el colector principal, con el objetivo de evacuar las aguas provenientes de las viviendas, es de 6 pulgadas en tubos de concreto y 4 pulgadas para tubería de PVC, debe tener una pendiente mínima de 2% y se orienta a un ángulo de 45 grados en dirección de las aguas. Para este proyecto se utilizará tubería de 4" de diámetro.

2.2.21. Profundidad de tubería

La profundidad de la tubería está en función de las cargas transmitidas por el tránsito que pueden afectar al sistema, produciendo rupturas en los tubos.

La profundidad mínima de la tubería, desde la superficie del suelo hasta la parte superior de la misma, en cualquier punto, será determinada de la siguiente manera:

- Para tránsito normal (menor a 200 quintales) = 1.00 mts
- Para tránsito pesado (mayor a 200 quintales) = 1.20 mts

Para una mayor protección de la tubería, se determinó utilizar como profundidad mínima 1.20 mts.

2.2.22. Volumen de excavación

La cantidad de tierra que se moverá para colocar la tubería, está comprendida a partir de la profundidad de los pozos de visita, el ancho de zanja, que depende del diámetro de la tubería que se va a instalar y la distancia entre pozos.

$$Vol_{exc} = \left(\frac{h_1 + h_2}{2}\right) * d * a$$

h_1 = profundidad del primer pozo (m)

h_2 = Profundidad del segundo pozo (m)

d = distancia entre pozos (m)

a = ancho de la zanja (m)

2.2.23. Ejemplo del diseño hidráulico de un tramo

De pozo de visita PV-1 a PV-2

Cota de inicio del terreno (CIT) = 1000 mts

Cota final del terreno (CFT) = 995.24 mts

Distancia horizontal (Dh) = 59.5 mts

No. De casas actuales = 7

Habitantes por casa = 7 habitantes

*No. De habitantes en el tramo = Habitantes por casa * No. De casas = 49 habitantes*

Pendiente del terreno (S):

$$S = \left(\frac{CIT - CFT}{Dh} \right) = \left(\frac{1000 - 995.24}{59.50} \right) = 0.08 \approx 8\%$$

Población a futuro (Pf):

$$Pf = Po(1 + R)^n$$

Po = población en el tramo = 49 hab

R = tasa de crecimiento = 2.3%

n = período de diseño = 21 años

$$Pf = 49(1 + 0.023)^{21} = 79 \text{ hab}$$

Factor de Harmond (FH):

$$FH = \frac{(18 + \sqrt{P/1000})}{(4 + \sqrt{P/1000})}$$

$$FH_{\text{actual}} = \frac{(18 + \sqrt{49/1000})}{(4 + \sqrt{49/1000})} = 4.32$$

$$FH_{\text{futuro}} = \frac{(18 + \sqrt{79/1000})}{(4 + \sqrt{79/1000})} = 4.27$$

Caudal domiciliario (Q_{dom}):

$$Q_{dom} = \frac{\text{Dotación} * \text{No.Hab} * \text{factor de retorno}}{86400}$$

Factor de retorno = 0.85

Dotación = 110 lts/hab/día

No. Hab = 49

$$Q_{dom} = \frac{110 * 49 * 0.85}{86400} = 0.053 \text{ lts / s} \rightarrow \text{actual}$$

$$Q_{dom} = \frac{110 * 79 * 0.85}{86400} = 0.085 \text{ lts / s} \rightarrow \text{futuro}$$

Caudal de conexiones ilícitas (Q_{ci}):

$$Q_{ci} = 10\% Q_{dom}$$

$$Q_{ci} = 0.10 * 0.053 = 0.01 \text{ lts / s} \rightarrow \text{actual}$$

$$Q_{ci} = 0.10 * 0.085 = 0.01 \text{ lts / s} \rightarrow \text{futuro}$$

Caudal sanitario (Q_s):

$$Q_s = Q_{dom} + Q_{ci}$$

$$Q_s = 0.053 + 0.01 = 0.063 \text{ lts / s} \rightarrow \text{actual}$$

$$Q_s = 0.085 + 0.01 = 0.095 \text{ lts / s} \rightarrow \text{futuro}$$

Factor de caudal medio (f_{qm}):

$$f_{qm} = \frac{Q_s}{\text{No. hab}}$$

$$fqm_{actual} = \frac{0.063}{49} = 1.28E^{-3} \rightarrow usar 0.002$$

$$fqm_{futuro} = \frac{0.095}{79} = 1.20E^{-3} \rightarrow usar 0.002$$

Caudal de diseño (Q_{dis}):

$$Q_{dis} = FH * fqm * población$$

$$Q_{dis_{actual}} = 4.32 * 0.002 * 49 = 0.42 \text{ lts / s}$$

$$Q_{dis_{futuro}} = 4.27 * 0.002 * 79 = 0.67 \text{ lts / s}$$

Velocidad y caudal a sección llena:

Fórmula de Manning.

Velocidad:

$$V = \frac{0.03429 \sqrt[3]{\phi^2} * \sqrt{S}}{n}$$

$$V = \frac{0.03429 \sqrt[3]{6^2} * \sqrt{0.08}}{0.10} = 3.20 \text{ m / s}$$

Caudal:

$$Q = V * A$$

$$Q = 3.20 * \left(\frac{\pi}{4}\right)(6 * 0.0254)^2 = 58.24 \text{ lts / s}$$

Relaciones hidráulicas:

$$q / Q_{actual} = \frac{0.42}{58.24} = 0.0072$$

$$q / Q_{futuro} = \frac{0.67}{58.24} = 0.011$$

De las tablas de relaciones hidráulicas se obtienen:

<i>Actual</i>	<i>Futuro</i>
$v/V = 0.2922$	$v/V = 0.3281$
$v = V * 0.2922$	$v = V * 0.3281$
$v = 3.20 * 0.2922 = 0.93 \text{ m/s}$	$v = 3.20 * 0.3281 = 1.04 \text{ m/s}$
$d/D = 0.061$	$d/D = 0.073$

Chequeo de límites hidráulicos:

$$q < Q \rightarrow 0.67 < 58.24$$

$$0.40 \text{ m/s} < v < 5.00 \text{ m/s} \rightarrow 0.40 \text{ m/s} < 1.04 < 5.00 \text{ m/s}$$

$$0.1 \text{ m/s} \leq d/D \leq 0.75 \rightarrow 0.1 \text{ m/s} \leq 0.073 \leq 0.75$$

La relación d/D no cumple, por ser tramo inicial se acepta esta condición.

2.2.24. Planteamiento del desfogue

Con base en las normas establecidas por el Ministerio de Medio Ambiente, para la mitigación de daños al ambiente, el desfogue de todo sistema de alcantarillado sanitario debe hacerse hacia un sistema hídrico, esto, luego de que el agua residual proveniente del colector, halla pasado por algún tipo de tratamiento.

Luego de realizar el estudio y diseño de este proyecto, se tomará en cuenta la propuesta de un tratamiento primario de las aguas provenientes de dicho sistema, para proceder luego, a su depuración o desfogue al medio ambiente, sin provocar daños significativos al descargarlo a la naturaleza.

2.2.25. Propuesta de tratamiento: fosa séptica

Elemento de tratamiento, diseñado y construido para recibir las descargas de aguas residuales domiciliarias, que al proporcionar un tiempo de permanencia adecuado (tiempo de retención), es capaz de separar parcialmente los sólidos suspendidos, digerir una

fracción de la materia orgánica presente y retener temporalmente los lodos, natas y espumas generadas.

Para un sistema de alcantarillado sanitario, es necesario instalar unidades específicas de evacuación y tratamiento, para evitar la contaminación de las fuentes de abastecimiento de agua potable, ya sean superficiales o subterráneas. En este sentido, el sistema de tratamiento a base de fosas sépticas que incluye el proceso séptico y el proceso de oxidación, son una opción para resolver los problemas antes mencionados, que pueden utilizarse en los ámbitos urbano y rural.

Para el diseño de las fosas sépticas debe tomarse en cuenta: el período de retención, que como mínimo son 12 hrs, la relación largo-ancho de la fosa, de 2/1 a 4/1, los lodos acumulados por habitante y por período de limpieza, es de 30 a 60 lts/hab/año, y por último debe tomarse en cuenta que la capacidad máxima de viviendas, recomendable, debe ser de 60 viviendas. Se construirán de mampostería de block de concreto, reforzado con pines de hierro No. 4, sus dimensiones varían según el volumen de lodos producidos, diseñadas con períodos, de retención de 24 hrs y limpieza de 4 años, volumen total de 103.12 m³

2.2.26. Plan de operación y mantenimiento

A medida que se produce el envejecimiento de los sistemas de alcantarillado, el riesgo de deterioro, obstrucciones y derrumbes se convierte en una consideración muy importante. Por esta razón, la limpieza y la inspección de los colectores de agua residual son fundamentales para el mantenimiento y correcto funcionamiento del sistema y además extienden la inversión de la comunidad.

Técnicas de inspección: Se requieren programas de inspección para determinar la condición actual del alcantarillado y para ayudar a la planificación de una estrategia de mantenimiento. Idealmente las inspecciones del alcantarillado deben realizarse en condiciones de bajo caudal. De presentarse condiciones de flujo que pudieran alterar las inspecciones, estas deben llevarse a cabo durante los períodos de menor caudal entre la

medianoche y las cinco de la mañana, o se puede hacer un taponamiento temporal del colector para reducir el caudal.

Las conexiones domiciliarias presentan generalmente problemas de tubería obstruida (parcial o total) y conexión de aguas pluviales, por lo que habrá que verificar las condiciones de la candela y su tapadera y, en caso de ser necesario, repararlas o cambiarlas y evitar que se introduzca tierra o basura y provoque algún taponamiento. Si existiera conexión de aguas pluviales, ésta se debe cancelar y así evitar que la tubería se sature, ya que no fue diseñada para conducir aguas pluviales.

La línea o colector principal presenta también problemas de obstrucción por lo que se puede proceder de las siguientes formas: Debe bajar por lo menos una persona a cada pozo de visita entre el tramo a evaluar y colocar una linterna alumbrando hacia la tubería y la otra persona percibirá parcialmente el reflejo indicando si existe algún taponamiento en el tramo. Otra forma de proceder consiste en verter una cantidad determinada de agua en el pozo de visita y chequear el corrimiento del agua hacia el siguiente pozo, esperando que éste sea normal. Si es muy lento existe algún taponamiento y si no sale agua en el pozo existe una obstrucción total, por lo que se introducirá una guía para localizarla y si es necesario se excavará hasta descubrir la tubería para retirar los residuos acumulados.

Los pozos de visita deberán revisarse periódicamente y en caso de necesitarlo, se hará una limpieza de los residuos y lodos que se acumulan y evitan el paso de las aguas residuales.

2.2.27. Planos

Se elaboraron los siguientes planos:

Planta general, planta perfil y detalles. (Ver anexos)

2.2.28. Presupuesto de la obra

El presupuesto se elaboró siguiendo los mismos criterios que se aplicaron en el proyecto del edificio escolar.

Tabla VI. Presupuesto drenaje sanitario.

COSTOS POR RENGLÓN

Proyecto: **Construcción Alcantarillado Sanitario**

Ubicación: **Aldea El Naranjo, San Rafael Pie de la Cuesta San Marcos.**

No.	Reglones de Trabajo	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Total por Renglón
1	REPLANTEO TOPOGRÁFICO	ml	1468	Q 2.41	Q 3,538.73
2	EXCAVACIÓN	m ³	1526	Q 51.92	Q 79,226.30
3	RELLENO Y COMPACTACIÓN	m ³	1437.74	Q 28.08	Q 40,372.59
4	RETIRO DE MATERIAL SOBRANTE	m ³	75	Q 9.42	Q 706.39
5	POZOS DE VISITA DE 1.20-2.00 mts.	uni.	18	Q 7,489.80	Q 134,816.33
6	POZOS DE VISITA DE 2.00-2.60 mts.	uni.	2	Q 9,327.12	Q 18,654.24
7	POZOS DE VISITA DE 4.00-5.00 mts.	uni.	4	Q 18,275.22	Q 73,100.86
8	COLECTOR GENERAL TUBO PVC-3034 Ø 6"	ml.	1681.1	Q 264.21	Q 444,171.00
9	CONECCIÓN DOMICILIAR	viviendas	100	Q 1,139.08	Q 113,907.65
10	FOSA SÉPTICA	uni.	2	Q 66,521.95	Q 133,043.91
Costo Directo (materiales+ mano de obra)					Q 676,999.69
Costo Indirecto, 35%. (administrativos+fianzas+supervisión+utilidad)					Q 364,538.30
Costo Total del Proyecto					Q 1,041,537.99

2.2.29. Evaluación de Impacto Ambiental

Es el análisis de las posibles consecuencias de un proyecto sobre la salud ambiental, la integridad de los ecosistemas y la calidad de los servicios ambientales que estos están en condiciones de proporcionar. Actualmente se han visto afectados los ríos que rodean a la aldea El Naranjo, ya que la población dirige sus aguas residuales a zanjones que van a dar al río; por lo que la población está teniendo una participación negativa para el ambiente.

Este proyecto no tendrá impacto ambiental negativo permanente, ya que solo sucederá durante la época de construcción, donde el suelo sufrirá un leve cambio por ser removido al momento de la excavación y este a su vez provocará polvo en ocasiones, debido a las condiciones del clima, como el viento, etc.

Como impacto ambiental positivo, se menciona la eliminación de aguas servidas que fluyen sobre la superficie del suelo del lugar y la eliminación de fuentes de proliferación de mosquitos y zancudos y la disminución de enfermedades, que estos puedan transmitir a los habitantes del lugar.

2.2.30. Evaluación socio-económica

2.2.30.1. Valor presente neto (VPN)

El método del valor presente neto es muy utilizado por dos razones: la primera porque es de muy fácil aplicación y la segunda porque todos los ingresos y egresos futuros se transforman al presente y así puede verse fácilmente, si los ingresos son mayores que los egresos. Cuando el VPN es menor que cero implica que hay una pérdida a una cierta tasa de interés o por el contrario si el VPN es mayor que cero se presenta una ganancia.

$$VPN = \text{ingresos} - \text{egresos}$$

Debido a que este es un proyecto de beneficio para la comunidad, que cumple con su objetivo de carácter social, no se contempla algún tipo de utilidad. (No hay ingresos), los egresos se establecen como el costo total del proyecto.

$$VPN = 0 - 1041,537.99$$

$$VPN = -1041,537.99$$

2.2.30.2. Tasa interna de retorno (TIR)

La tasa interna de retorno, como su nombre lo indica es el interés que hace que los ingresos y los egresos tengan el mismo valor, cuando se analiza una alternativa de inversión.

Para este proyecto, por ser de carácter social, no se prevén ningún tipo de ingreso, por lo que no se puede hacer el cálculo de la TIR, mediante el uso de alguna fórmula. Lo que procede para este caso, es tomar el valor de la TIR igual a 4.5%, la cual representa el costo que el Estado debe desembolsar para la ejecución de dicho proyecto.

Esta tasa fue calculada tomando en cuenta la tasa libre de riesgo de Guatemala, que es la inversión en títulos públicos y que actualmente pagan esa cantidad y, es lo que le cuesta al Estado captar esos fondos para invertirlos en obra pública.

CONCLUSIONES

1. La realización del proyecto de alcantarillado sanitario contribuirá a mejorar las condiciones de saneamiento ambiental de la aldea El Naranjo, ya que se eliminarán focos de contaminación y proliferación de enfermedades y, sobre todo, mejorará el ornato de la Aldea.
2. El EPS permite poner en práctica los conocimientos adquiridos durante la formación académica de los estudiantes, aportando estos, proyectos que ayudan al desarrollo de las comunidades de nuestro país.
3. La construcción de estos proyectos, contribuye a satisfacer dos de las necesidades más importantes que presenta la aldea El Naranjo, como la educación y la salud.

RECOMENDACIONES

1. A la municipalidad de San Rafael Pie de la Cuesta:
 - a. Implementar un plan de concientización sobre saneamiento ambiental y de mantenimiento al sistema de alcantarillado sanitario, para permitir el buen funcionamiento del mismo.
 - b. Garantizar la supervisión técnica en la ejecución de ambos proyectos, para que se cumpla con las especificaciones establecidas en los planos constructivos.
2. A COCODE de la aldea El Naranjo:
 - a. Mantener un constante monitoreo de las descargas de aguas residuales y evitar la conexión ilícita de aguas pluviales, que puedan provocar que el sistema de alcantarillado sanitario colapse.

BIBLIOGRAFÍA

1. Nilson, Arthur H. **Diseño de estructuras de concreto**. 12^a edición, Editorial McGraw-Hill, 1999.
2. Reglamento para construcciones de concreto estructural y comentarios. American Concrete Institute, ACI05
3. Quezel Vásquez, David Alejandro. Diseño del alcantarillado sanitario para el sector Km 20 y callejón Monroy, aldea Santa Inés, municipio de San José Pinula. Trabajo de Graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2002.
4. Morataya Ixtabalán, José Pablo. Diseño de edificio de dos niveles para oficinas municipales y área para bodega en el municipio la Esperanza Quetzaltenango. Trabajo de graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007

APÉNDICE

- Hoja de cálculo de drenaje sanitario
- Tablas de relaciones hidráulicas
- Planos Instituto
- Planos Drenaje Sanitario

Hoja de cálculo del drenaje sanitario.

Aldea El Naranjo, San Rafael Pie de la Cuesta, San Marcos

Calculó y Diseñó: Eder Leonel Alfaro Mérida

FOSA SÉPTICA I

DE	A	COTA DE TERRENO		D.H.	S%	HAB. A SERVIR			FH		FGM		Q. DOMÉSTICO		QCI.		Q SANITARIO		Q DE DISEÑO		Ø
PV	PV	INICIO	FINAL	(mts)	TERRENO	NO. CASAS	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	PLG.
1	2	1000	995,24	59,5	8,00	7	49	79	4,32	4,27	0,002	0,002	0,05	0,09	0,01	0,01	0,06	0,09	0,42	0,67	6
2	3	995,24	992,89	47,87	4,91	6	91	147	4,25	4,19	0,002	0,002	0,10	0,16	0,01	0,02	0,11	0,17	0,77	1,23	6
3	4	992,89	989,31	49,69	7,20	4	119	192	4,22	4,15	0,002	0,002	0,13	0,21	0,01	0,02	0,14	0,23	1,00	1,59	6
4	5	989,31	982,5	91,46	7,45	3	140	226	4,20	4,13	0,002	0,002	0,15	0,24	0,02	0,02	0,17	0,27	1,18	1,86	6
5	6	982,5	975,89	62,25	10,62	2	154	248	4,19	4,11	0,002	0,002	0,17	0,27	0,02	0,03	0,18	0,30	1,29	2,04	6
6	7	975,89	969,69	60,31	10,28	0	154	248	4,19	4,11	0,002	0,002	0,17	0,27	0,02	0,03	0,18	0,30	1,29	2,04	6
7	8	969,69	969,81	34	-0,35	3	175	282	4,17	4,09	0,002	0,002	0,19	0,31	0,02	0,03	0,21	0,34	1,46	2,31	6
DE	A	COTA DE TERRENO		D.H.	S%	HAB. A SERVIR			FH		FGM		Q. DOMÉSTICO		QCI.		Q SANITARIO		Q DE DISEÑO		Ø
PV	PV	INICIO	FINAL	(mts)	TERRENO	NO. CASAS	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	PLG.
11	10	973,04	973,17	86	-0,15	3	21	34	4,38	4,35	0,002	0,002	0,02	0,04	0,00	0,00	0,02	0,04	0,18	0,29	6
10	9	973,17	971,74	50,99	2,80	2	35	56	4,34	4,30	0,002	0,002	0,04	0,06	0,00	0,01	0,04	0,07	0,30	0,49	6
9	8	971,74	969,81	67,97	2,84	2	49	79	4,32	4,27	0,002	0,002	0,05	0,09	0,01	0,01	0,06	0,09	0,42	0,67	6

S%	SECCION LLENA		V. DE DISEÑO		RELACIÓN v/V		RELACIONES q/Q		RELACIÓN d/D		COTAS INVERT		ALTURA DE POZO		ANCHO	EXCAVACIÓN
TUBO	V(m/s)	Q(l/s)	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	INICIO	FINAL	INICIO	FINAL	(mts)	M3
8	3,20	58,42	0,95	1,09	0,30	0,34	0,007	0,012	0,059	0,074	998,8	994,04	1,2	1,20	0,55	40,86
5	2,53	46,18	0,96	1,10	0,38	0,43	0,017	0,027	0,089	0,112	994,01	991,62	1,23	1,27	0,55	34,59
7	3,00	54,64	1,17	1,34	0,39	0,45	0,018	0,029	0,093	0,117	991,59	988,11	1,30	1,20	0,55	35,96
7,5	3,10	56,56	1,25	1,43	0,40	0,46	0,021	0,033	0,099	0,124	988,08	981,22	1,23	1,28	0,55	64,84
10,5	3,67	66,93	1,45	1,66	0,39	0,45	0,019	0,031	0,095	0,119	981,19	974,65	1,31	1,24	0,55	45,37
10,5	3,67	66,93	1,45	1,66	0,39	0,45	0,019	0,031	0,095	0,119	974,62	968,29	1,27	1,40	0,55	45,93
0,8	1,01	18,47	0,60	0,69	0,60	0,68	0,079	0,125	0,190	0,238	968,26	967,99	1,43	1,82	0,55	32,31
S%	SECCION LLENA		V. DE DISEÑO		RELACIÓN v/V		RELACIONES q/Q		RELACIÓN d/D		COTAS INVERT		ALTURA DE POZO		ANCHO	EXCAVACIÓN
TUBO	V(m/s)	Q(l/s)	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	INICIO	FINAL	INICIO	FINAL	(mts)	M3
1,5	1,39	25,30	0,41	0,47	0,30	0,34	0,007	0,012	0,059	0,075	971,84	970,55	1,2	2,62	0,55	91,94
2	1,60	29,21	0,53	0,61	0,33	0,38	0,010	0,017	0,071	0,089	970,52	969,50	2,65	2,24	0,55	72,08
2	1,60	29,21	0,58	0,67	0,36	0,42	0,014	0,023	0,083	0,104	969,47	968,11	2,27	1,70	0,55	77,20

FOSA SÉPTICA 2

DE	A	COTA DE TERRENO		D.H.	5%	HAB. A SERVIR			FH		FGM		Q. DOMÉSTICO		QCI.		Q SANITARIO		Q DE DISEÑO		Ø
PV	PV	INICIO	FINAL	(mts)	TERRENO	NO. CASAS	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	PLG.
10	12	973,17	967,77	89,62	6,03	7	49	79	4,32	4,27	0,002	0,002	0,05	0,09	0,01	0,01	0,06	0,09	0,42	0,67	6
12	13	967,77	965,5	57,88	3,92	2	63	102	4,29	4,24	0,002	0,002	0,07	0,11	0,01	0,01	0,07	0,12	0,54	0,86	6
13	14	965,5	962,85	68,67	3,86	4	91	147	4,25	4,19	0,002	0,002	0,10	0,16	0,01	0,02	0,11	0,17	0,77	1,23	6
14	15	962,85	960,91	113,8	1,71	8	147	237	4,19	4,12	0,002	0,002	0,16	0,26	0,02	0,03	0,17	0,28	1,23	1,95	6
13	19	965,5	964,05	29,92	4,85	2	14	23	4,40	4,37	0,002	0,002	0,02	0,02	0,00	0,00	0,02	0,03	0,12	0,20	6
19	20	964,05	959,72	65,67	6,59	5	49	79	4,32	4,27	0,002	0,002	0,05	0,09	0,01	0,01	0,06	0,09	0,42	0,67	6
20	21	959,72	955,96	83,79	4,49	6	91	147	4,25	4,19	0,002	0,002	0,10	0,16	0,01	0,02	0,11	0,17	0,77	1,23	6
18	16	967,91	963,67	103,9	4,08	8	56	90	4,30	4,26	0,002	0,002	0,06	0,10	0,01	0,01	0,07	0,11	0,48	0,77	6
17	16	960,25	963,67	38,69	-8,84	5	35	56	4,34	4,30	0,002	0,002	0,04	0,06	0,00	0,01	0,04	0,07	0,30	0,49	6
16	15	963,67	960,91	41,99	6,57	6	133	214	4,21	4,14	0,002	0,002	0,14	0,23	0,01	0,02	0,16	0,26	1,12	1,77	6
15	21	960,91	955,96	55,98	8,84	8	336	542	4,06	3,96	0,002	0,002	0,36	0,59	0,04	0,06	0,40	0,64	2,73	4,29	6
21	22	955,96	955,7	12,5	2,08	1	434	700	4,01	3,89	0,002	0,002	0,47	0,76	0,05	0,08	0,52	0,83	3,48	5,45	6
23	22	952,12	955,7	57,3	-6,25	6	42	68	4,33	4,29	0,002	0,002	0,05	0,07	0,00	0,01	0,05	0,08	0,36	0,58	6
22	24	955,7	947,5	93,76	8,75	0	476	767	3,99	3,87	0,002	0,002	0,52	0,83	0,05	0,08	0,57	0,91	3,79	5,94	6

5%	SECCIÓN LLENA		V. DE DISEÑO		RELACIÓN v/V		RELACIONES q/Q		RELACIÓN d/D		COTAS INVERT		ALTURA DE FOZO		ANCHO (mts)	EXCAVACIÓN M3
	TUBO	V(m/s)	Q(l/s)	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	ACT	FUT	INICIO	FINAL	INICIO		
6,5	2,89	52,66	0,88	1,01	0,31	0,35	0,008	0,013	0,062	0,078	971,97	966,14	1,2	1,63	0,55	71,22
3,5	2,12	38,64	0,76	0,87	0,36	0,41	0,014	0,022	0,082	0,102	966,11	964,09	1,66	1,41	0,55	51,01
4	2,26	41,31	0,89	1,02	0,39	0,45	0,019	0,030	0,094	0,118	964,06	961,31	1,44	1,54	0,55	58,17
2	1,60	29,21	0,80	0,91	0,50	0,57	0,042	0,067	0,140	0,175	961,28	959,01	1,57	1,90	0,55	110,65
5	2,53	46,18	0,56	0,64	0,22	0,25	0,003	0,004	0,036	0,046	964,3	962,80	1,2	1,25	0,55	21,72
7	3,00	54,64	0,91	1,04	0,30	0,35	0,008	0,012	0,061	0,077	962,77	958,18	1,28	1,54	0,55	52,60
4,5	2,40	43,81	0,92	1,06	0,38	0,44	0,018	0,028	0,091	0,115	958,15	954,38	1,57	1,58	0,55	74,82
5	2,53	46,18	0,84	0,96	0,33	0,38	0,010	0,017	0,071	0,089	966,71	961,52	1,2	2,15	0,55	97,34
0,9	1,07	19,59	0,40	0,46	0,37	0,43	0,016	0,025	0,086	0,108	959,05	958,70	1,2	4,97	0,55	67,22
4	2,26	41,31	0,99	1,13	0,44	0,50	0,027	0,043	0,113	0,141	958,67	956,99	5,00	3,92	0,55	109,59
5	2,53	46,18	1,39	1,58	0,55	0,63	0,059	0,093	0,165	0,206	956,96	954,16	3,95	1,80	0,55	93,68
2	1,60	29,21	1,08	1,23	0,67	0,77	0,119	0,187	0,232	0,289	954,13	953,88	1,83	1,82	0,55	14,95
0,9	1,07	19,59	0,42	0,48	0,39	0,45	0,019	0,030	0,094	0,118	950,92	950,40	1,2	5,30	0,55	103,95
0,9	1,07	19,59	0,83	0,95	0,78	0,88	0,194	0,303	0,295	0,367	950,4	949,56	5,3	-2,06	1,55	242,75

TABLAS DE RELACIONES HIDRÁULICAS

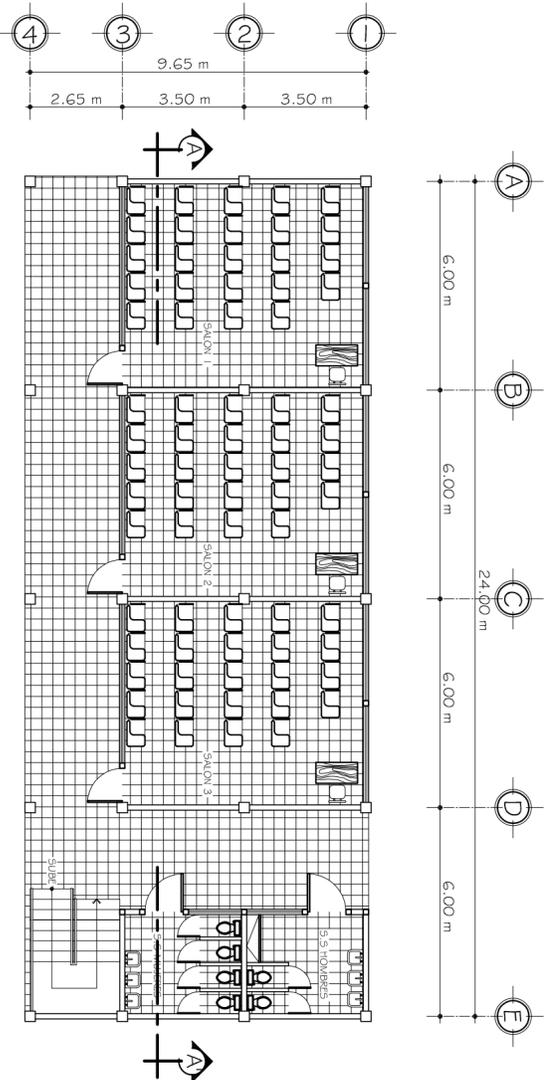
d/D	a/A	v/V	q/Q
0.0100	0.0017	0.088	0.00015
0.0125	0.0237	0.103	0.00024
0.0150	0.0031	0.116	0.00036
0.0175	0.0039	0.129	0.00050
0.0200	0.0048	0.141	0.00067
0.0225	0.0057	0.152	0.00087
0.0250	0.0067	0.163	0.00108
0.0275	0.0077	0.174	0.00134
0.0300	0.0087	0.184	0.00161
0.0325	0.0099	0.194	0.00191
0.0350	0.0110	0.203	0.00223
0.0375	0.0122	0.212	0.00258
0.0400	0.0134	0.221	0.00223
0.0425	0.0147	0.230	0.00338
0.0450	0.0160	0.239	0.00382
0.0475	0.0173	0.248	0.00430
0.0500	0.0187	0.256	0.00479
0.0525	0.0201	0.264	0.00531
0.0550	0.0215	0.273	0.00588
0.0575	0.0230	0.271	0.00646
0.0600	0.0245	0.289	0.00708
0.0625	0.0260	0.297	0.00773
0.0650	0.0276	0.305	0.00841
0.0675	0.0292	0.312	0.00910
0.0700	0.3080	0.320	0.00985
0.0725	0.0323	0.327	0.01057
0.0750	0.0341	0.334	0.01138
0.0775	0.0358	0.341	0.01219
0.0800	0.0375	0.348	0.01304
0.0825	0.0392	0.355	0.01392
0.0850	0.0410	0.361	0.01479
0.0875	0.0428	0.368	0.01574

d/D	a/A	v/V	q/Q
0.0100	0.5396	0.408	0.02202
0.1050	0.05584	0.414	0.02312
0.1075	0.05783	0.42	0.02429
0.1100	0.05986	0.426	0.02550
0.1125	0.06186	0.432	0.02672
0.1150	0.06388	0.439	0.02804
0.1175	0.06591	0.444	0.02926
0.1200	0.06797	0.450	0.03059
0.1225	0.07005	0.456	0.03194
0.1250	0.07214	0.463	0.03340
0.1275	0.07426	0.468	0.03475
0.1300	0.0764	0.473	0.03614
0.1325	0.07855	0.479	0.036763
0.1350	0.08071	0.484	0.03906
0.1375	0.08509	0.495	0.40620
0.1400	0.08509	0.495	0.00430
0.1425	0.08732	0.501	0.04375
0.1450	0.09129	0.507	0.04570
0.1475	0.09129	0.511	0.04665
0.1500	0.09406	0.517	0.04863
0.1525	0.09638	0.522	0.05031
0.1550	0.09864	0.528	0.05208
0.1575	0.10095	0.533	0.05381
0.1600	0.10328	0.538	0.05556
0.1650	0.3080	0.548	0.05916
0.1700	0.10796	0.327	0.01057
0.1750	0.117954	0.568	0.06677
0.1800	0.12241	0.577	0.07063
0.1850	0.12733	0.587	0.07474
0.1900	0.13229	0.696	0.07885
0.1950	0.13725	0.601	0.08304
0.2000	0.14238	0.615	0.08756

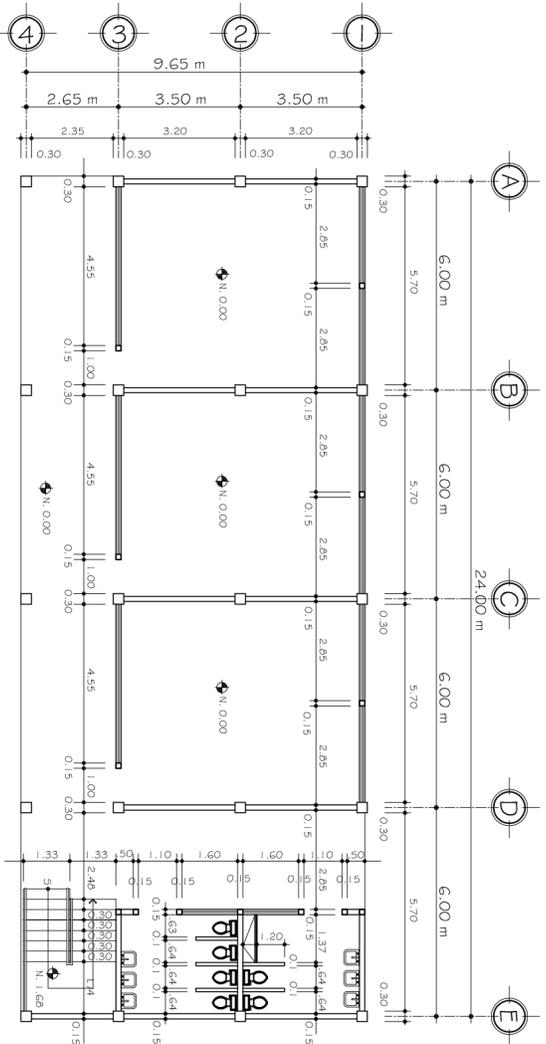
Continuación

d/D	a/A	v/V	q/Q
0.2200	0.01631	0.651	0.10619
0.2250	0.1684	0.659	0.11098
0.2300	0.1436	0.669	0.11611
0.2350	0.1791	0.676	0.12109
0.2400	0.1846	0.684	0.12623
0.2450	0.1900	0.692	0.13148
0.2500	0.1955	0.702	0.13726
0.2600	0.2066	0.716	0.14793
0.2700	0.2178	0.730	0.15902
0.3000	0.2523	0.776	0.19580
0.3100	0.2640	0.790	0.20858
0.3200	0.2459	0.804	0.22180
0.3300	0.2879	0.817	0.23516
0.3400	0.2998	0.830	0.24882
0.3500	0.3123	0.843	0.26327
0.3600	0.3241	0.856	0.27744
0.3700	0.3364	0.868	0.29197
0.3800	0.3483	0.879	0.30649
0.3900	0.3611	0.891	0.32172
0.4000	0.3435	0.902	0.33693
0.4100	0.3860	0.913	0.35246
0.4200	0.3986	0.921	0.36709
0.4400	0.4238	0.943	0.39963
0.4500	0.4365	0.955	0.41681
0.4600	0.4991	0.964	0.43296
0.4800	0.4745	0.983	0.46647
0.4900	0.4874	0.991	0.48303
0.5000	0.5000	1.000	0.50000
0.5100	0.5126	1.009	0.51719
0.5200	0.5255	1.016	0.53870
0.5300	0.5382	1.023	0.55060
0.5400	0.5509	1.029	0.56685

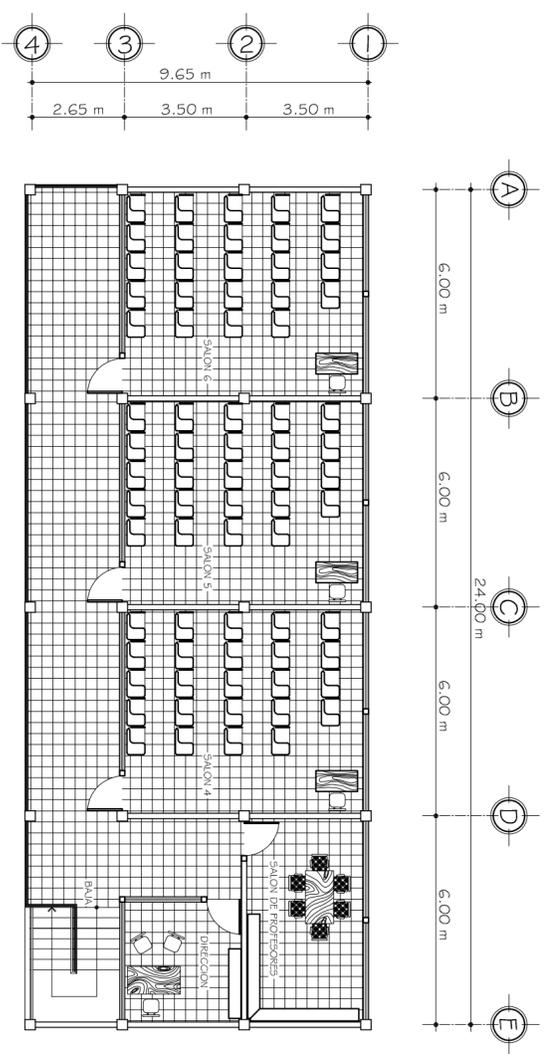
d/D	a/A	v/V	q/Q
0.5900	0.6140	1.07	0.65488
0.6000	0.6265	1.07	0.64157
0.6100	0.6389	1.08	0.68876
0.6200	0.6513	1.08	0.70537
0.6300	0.6636	1.09	0.72269
0.6400	0.6759	1.09	0.73947
0.6500	0.6877	1.10	0.75510
0.6600	0.7005	1.10	0.44339
0.6700	0.7122	1.11	0.78913
0.7000	0.7477	1.12	0.85376
0.7100	0.7596	1.12	0.86791
0.7200	0.7708	1.13	0.88384
0.7300	0.7822	1.13	0.89734
0.7400	0.7934	1.13	0.91230
0.7500	0.8045	1.13	0.92634
0.7600	0.8154	1.14	0.93942
0.7700	0.5262	1.14	0.95321
0.7800	0.8369	1.39	0.97015
0.7900	0.8510	1.14	0.98906
0.8000	0.8676	1.14	1.00045
0.8100	0.8778	1.14	1.00045
0.8200	0.8776	1.14	1.00965
0.8400	0.8967	1.14	1.03100
0.8500	0.9059	1.14	1.04740
0.8600	0.9149	1.14	1.04740
0.8800	0.9320	1.13	1.06030
0.8900	0.9401	1.13	1.06550
0.9000	0.948	1.12	1.07010
0.9100	0.9554	1.12	1.07420
0.9200	0.9625	1.12	1.07490
0.9300	0.9692	1.11	1.07410



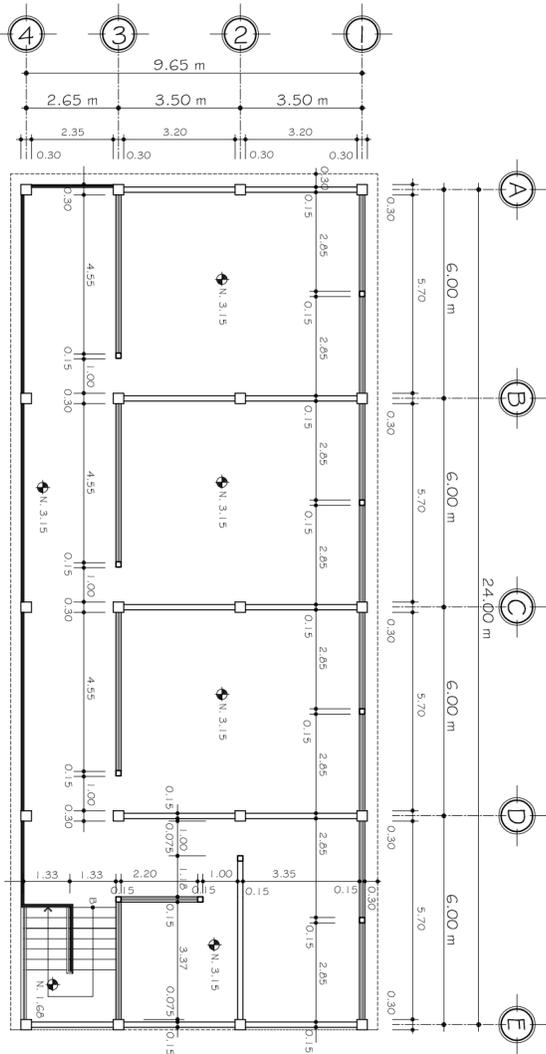
Planta Amueblada 1er. Nivel



PLANTA
Acotada 1er. Nivel



Planta Amueblada 1er. Nivel



PLANTA
Acotada 2do. Nivel



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

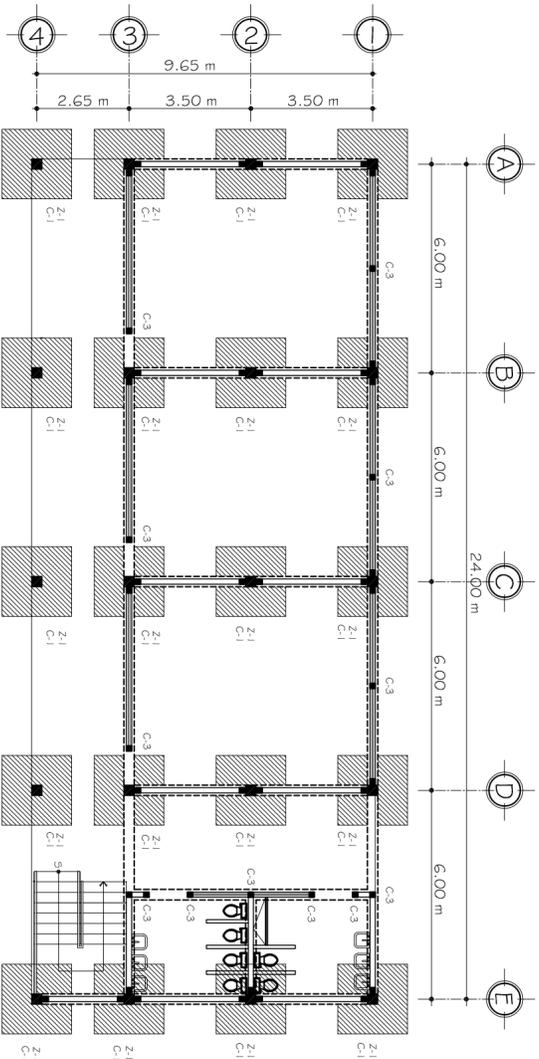
E.P.S. INGENIERIA CIVIL

TOWN/CIUDAD	ALFARO MÉRIDA	PROYECTO	INSTITUTO	HOJA No.
CARRIO	ALFARO MÉRIDA		ALDEA EL NARANJO, SAN RAFAEL PE DE	1
PARQUE	ALFARO MÉRIDA		LA CUESTA, SAN MARCOS	6
ESCALA	INDICADA	CONTENIDO:	AMUEBLADA / COTAS	FECHA:
				04-2008

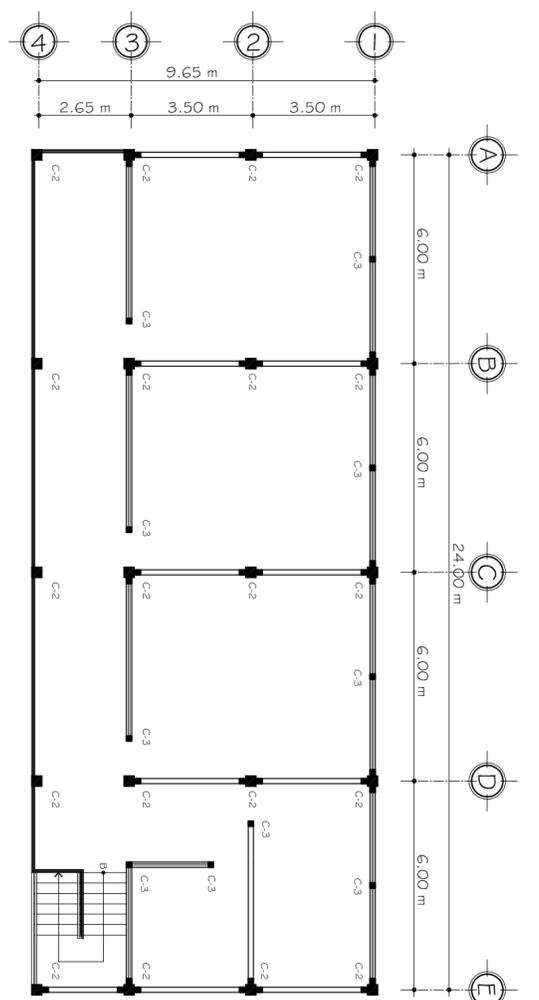
ASPIRANTE SUPERVISOR
ING. JUAN MARCO COS - COLL. 1497
ACADEMICO MANCIPAL

SIMBOLOGIA DE ACABADOS

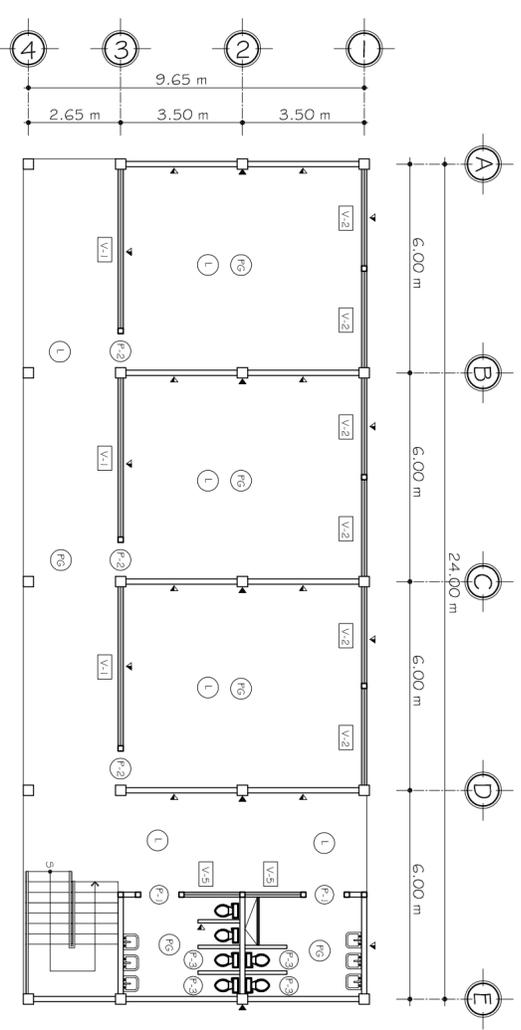
- ① Indica acabado en losa, repello + cemento remolado
- ▲ Indica acabado en paredes, block limpio + lechado
- Indica acabado en piso interior y exterior, piso de granito de 0.30x0.30 mts.
- ▲ Indica acabado en columnas, tallado con cemento remolado
- ▼ Indica tipo de ventana
- ⬇ Indica tipo de puerta
- ▨ Indica columna tipo C-3
- Indica Columna Tipo C-1 ó C-2



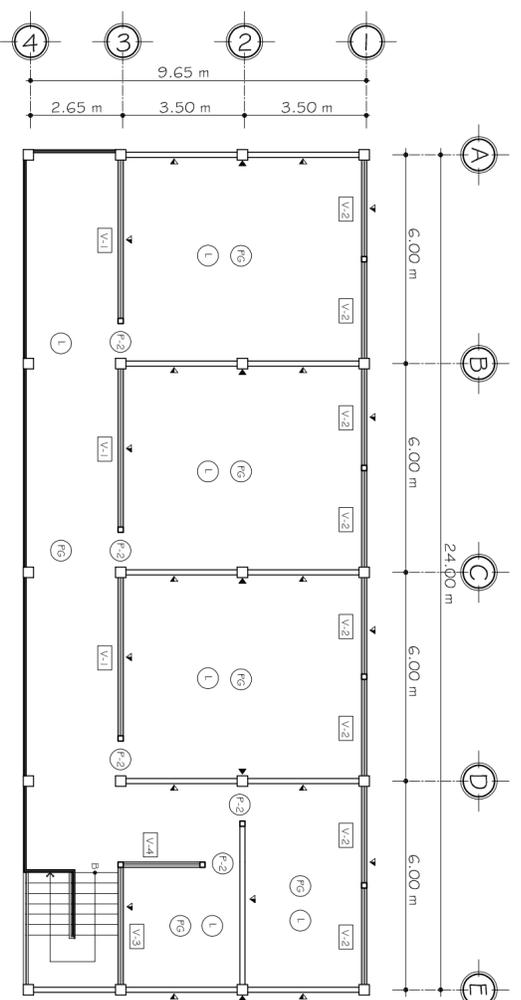
PLANTA
Cimientos y Columnas 1er. Nivel



PLANTA
Columnas 2do. Nivel



PLANTA
Acabados 1er. Nivel



PLANTA
Acabados 2do. Nivel

PLANILLA DE VENTANAS						
TIPO	ANCHO	ALTO	SILLAR	DINTEL CANTIDAD	M2	DESCRIPCION
V-1	4.55	1.35	1.35	2.70	6	36.65
V-2	2.85	1.35	1.35	2.70	14	53.86
V-3	3.37	1.35	1.35	2.70	1	4.54
V-4	2.20	1.35	1.35	2.70	1	2.97
V-5	1.60	0.45	2.25	2.70	2	1.44
					PROTECTABLES	

ESPECIFICACIONES TECNICAS
Ventanas de metal con angular 1" x 1/8" + tce 1" x 1/8" + angular 3/4" x 1/8" y con vidrio transparente de 3mm fijo y abatible, pintadas con fondo de pintura de tipo anticorrosivo con acabado final de pintura de aceite mate. fijación de los vidrios con silicone.

PLANILLA DE PUERTAS						
TIPO	ANCHO	ALTO	S.L.	DINTEL CERRROS CANTIDAD	M2	DESCRIPCION
P-1	1.10	2.10	0.60	2.70	1	4.62
P-2	1.00	2.10	0.60	2.70	1	1.60
P-3	0.64	1.8	--	1	6	6.91
					METAL	

ESPECIFICACIONES TECNICAS
Puertas de metal, tipo cuadrado de 1" x 1" + llamas de acero cal. 3/16", pintadas con fondo de pintura de tipo anticorrosivo con acabado final de pintura de aceite color mate.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

E.P.S. INGENIERIA CIVIL

TOMOQUILA	ALFARO MÉRIDA	PROYECTO	INSTITUTO	HOJA No.
ALFARO MÉRIDA	ALDEA EL NARANJO, SAN RAFAEL PE DE		LA CUESTA, SAN MARCOS	2
ALFARO MÉRIDA	LA CUESTA, SAN MARCOS	CONTENIDO:	CIMENTOS / ACABADOS	6
ALFARO MÉRIDA	INDICADA	FECHA:	04-2008	

ASESOR: SUPERVISOR
ING. JUAN MARCELO COL - COL. 1497
ALCALDE MUNICIPAL

COMPONENTES DE LA RED

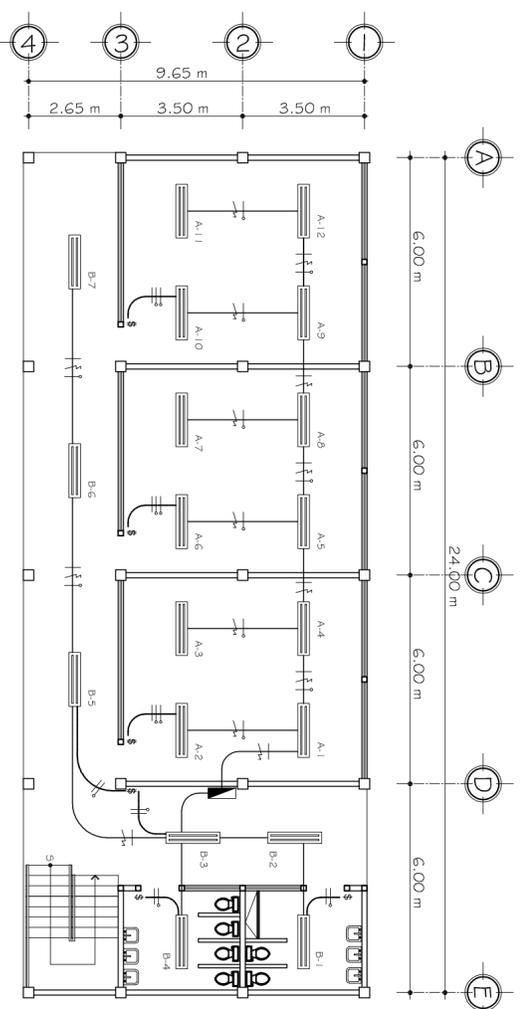
1. Tablero de distribución de 4 circuitos 120/240 voltios 60 ciclos c.a. carga nominal de 3060W, barras 50 amperios. Fipones de 20A

colocar para alambiar:

positivo = Rojo
negativo = Negro
retorno = Blanco

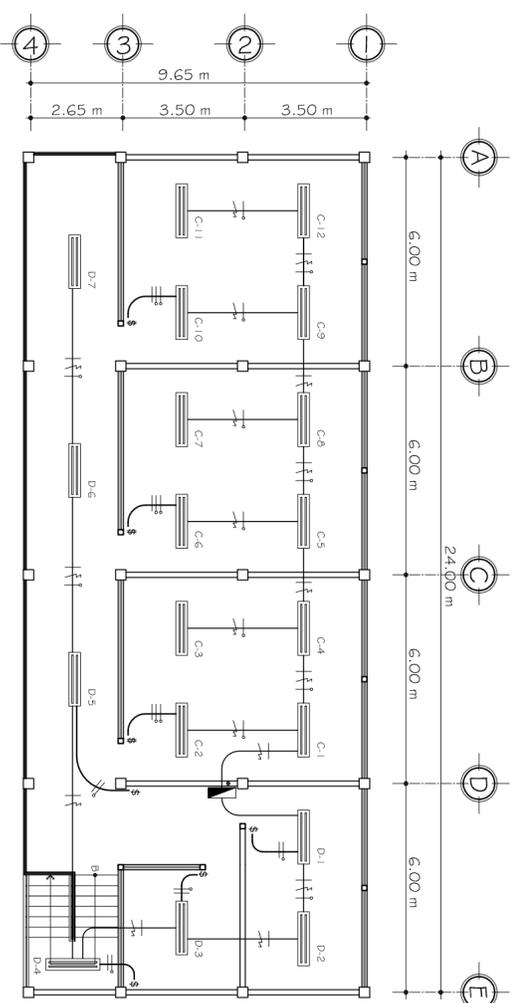
2. Tubería de acometida HG Ø 1 1/2", long. L/4m + codo 1 1/2" 90° + acceso de entrada.
3. Toda la tubería de iluminación será poliducto de 3/4"
4. El calibre de los conductores será THW No. 12 AWG
5. Toda la tubería de fuerza será poliducto de 3/4"
6. Tomacorrientes Blanco con placa de metal.
7. No colocar cables de pvc para tomacorrientes.
8. La tubería eléctrica deberá quedar fuera de las columnas.

SIMBOLOGIA			
	TABlero DE DISTRIBUCION ALTURA 170 cms		CONDUCTOR VIVO
	INDICA POLIDUCTO PARA ILUMINACION		CONDUCTOR NEUTRO
	TUBERIA POLIDUCTO PARA ILUMINACION		RETORNO
	TUBERIAS TIRADORSERIE 2 x 40x70		
	INDUSTRIAL		
	INTERRUPTOR SMART Y DOBLE H= 1.20 m/mk.		
	TOMACORRIENTE DOBLE 110v. H= 0.40 m/m.		



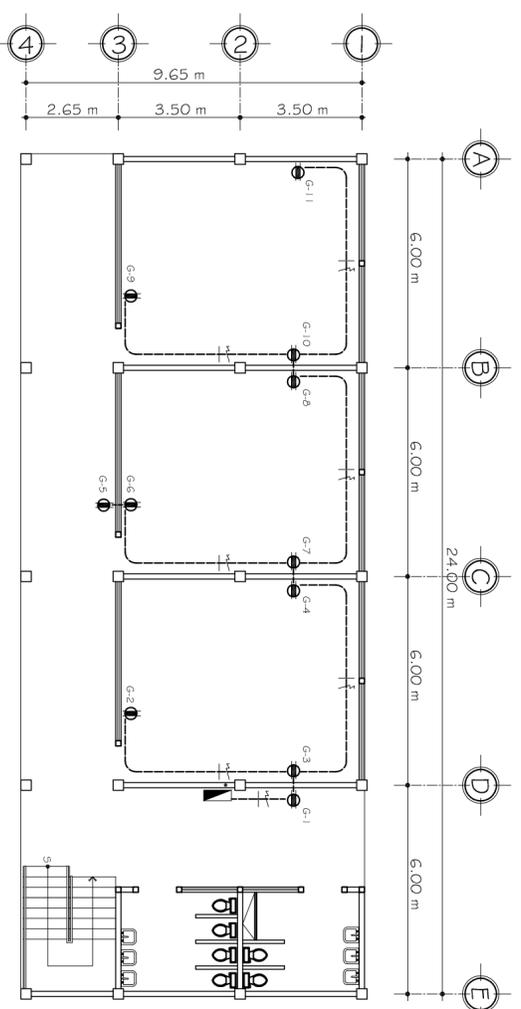
PLANTA INSTALACIÓN ELÉCTRICA
Iluminación 1er. Nivel

ESC. 1:100



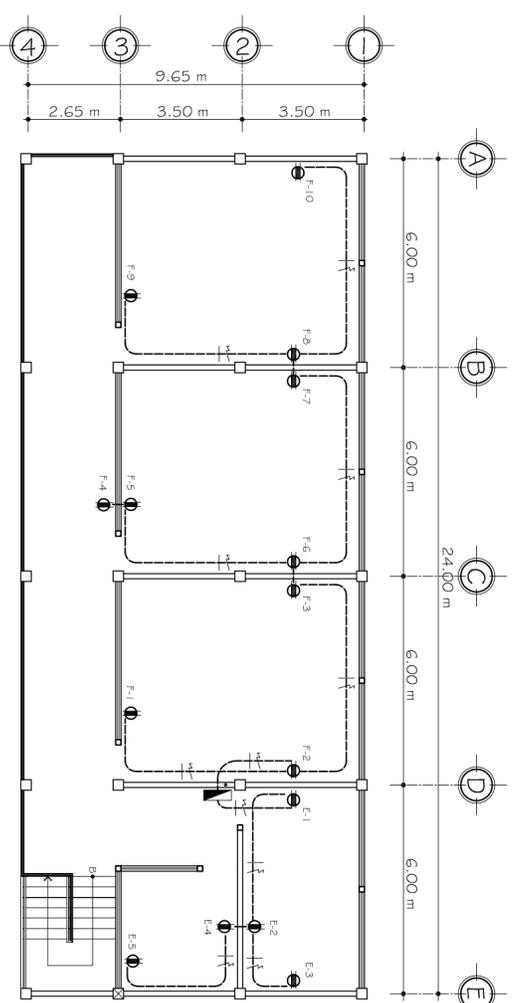
PLANTA INSTALACIÓN ELÉCTRICA
Iluminación 2do. Nivel

ESC. 1:100



PLANTA INSTALACIÓN ELÉCTRICA
Fuerza 1er. Nivel

ESC. 1:100



PLANTA INSTALACIÓN ELÉCTRICA
Fuerza 2do. Nivel

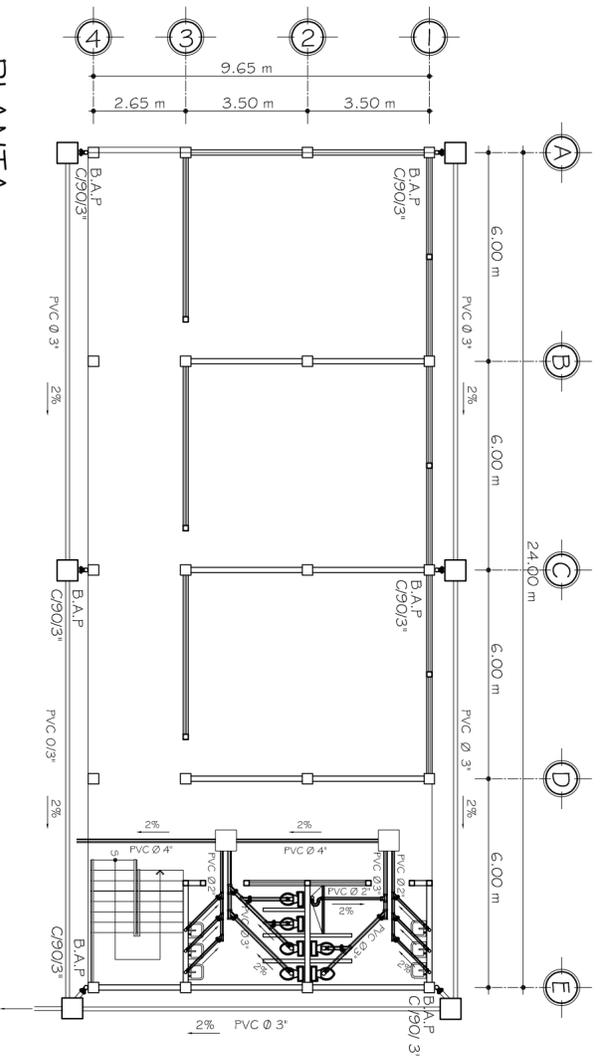
ESC. 1:100



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

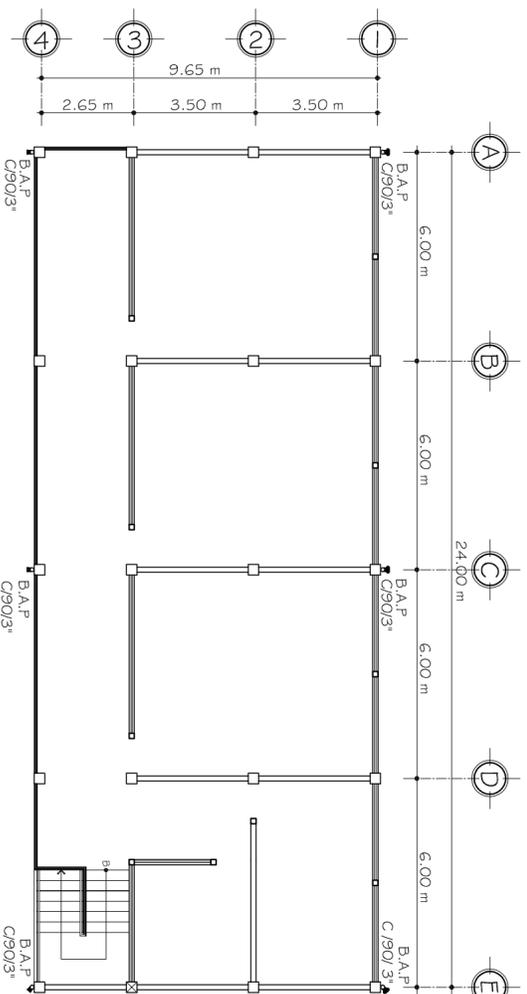
E.P.S. INGENIERIA CIVIL

TORONALIA	ALFARO MÉRIDA	PROYECTO	INSTITUTO	HOJA No.
CACIHO	ALFARO MÉRIDA	ALDEA EL NARANJO, SAN RAFAEL PE DE	LA CUESTA, SAN MARCOS	3
POBLO	ALFARO MÉRIDA	CONTENIDO:		6
ESCALA	INDICADA	ILUMINACIÓN / FUERZA	FECHA:	04-2008



PLANTA
Drenaje 1er. Nivel

ESC. 1:100



PLANTA
Drenaje 2do. Nivel

ESC. 1:100

ESPECIFICACIONES TECNICAS

INSTALACION DE DRENAJE

1. TODA LA INSTALACION DE DRENAJE DEBERA QUEDAR A UNA PROFUNDIDAD MINIMA DE 0.40 mts., DEBAJO DE LA INSTALACION DE PLOMERIA. CON UNA CAPA DE MATERIAL SELECTO DE 0.10 mts. DE ESPESOR.
2. TODA LA TUBERIA DEBERA TENER UN PENDIENTE MINIMA DEL 2%, SALVO OTRA INDICACION.

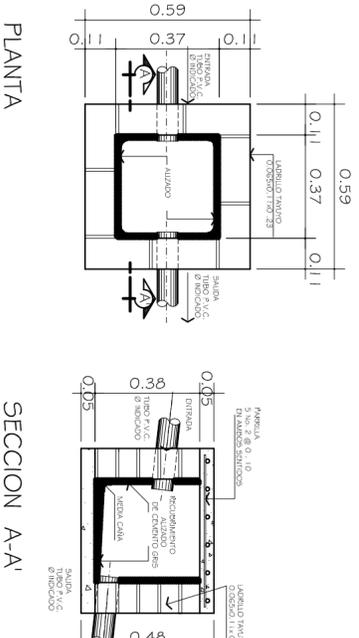
SIMBOLOGIA DRENAJE	
	CAJA DE JUNION
	TUBERIA PVC PARA AGUAS RESIDAS
	TUBERIA PVC PARA AGUA PLUVIAL
	CODO SANITARIO 90° VERTICAL
	TEE SANITARIA REDUCIONA DE 3"-2"
	VEE SANITARIA, DIAMETRO INDICADO

ESPECIFICACIONES TECNICAS

INSTALACION HIDRAULICA

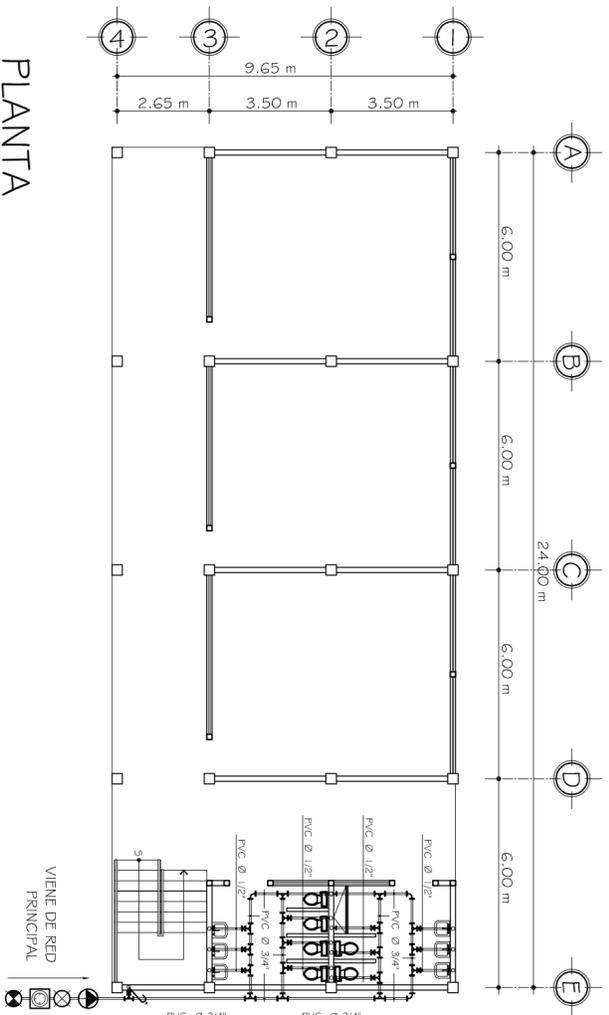
1. TODA LA TUBERIA PVC 11/20 ASTM-D-22-41-00
2. LA TUBERIA DEBERA QUEDAR A UNA PROFUNDIDAD MINIMA DE 0.30 mts., BAJO DEL NIVEL DE PISO TERMINADO.
3. LAS VALVULAS O LLAVES DEBERAN SER COMO MINIMO PARA 125 PSI.
4. TODAS LAS UNIDADES ROSCADAS LLEVARAN CINTA DE TETON.
5. EL CIRCUITO GENERAL SERA DE TUBERIA PVC Ø 3/4" Y LAS ENTRADAS A LOS ARTEFACTOS SERA REDUCIDA A UN Ø 1/2".
6. TODOS LOS ARTEFACTOS LLEVARAN CONTRALLAVE CROMADA Ø 1/2", MARCA INCESA STANDAR O SIMILAR.

SIMBOLOGIA HIDRAULICA	
	VALVULA DE PASO
	VALVULA DE CONTRACCION
	VALVULA DE COMPRESION
	VALVULA DE CHEQUEO
	TUBERIA PVC DIAMETRO INDICADO
	CODO 90° VERTICAL DIAMETRO INDICADO



DETALLE
Caja Unión

ESC. 1:12.5



PLANTA
Instalación Hidráulica 1er. Nivel

ESC. 1:100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
E.P.S. INGENIERIA CIVIL



TORONALIA	ALFARO MÉRIDA	INSTITUTO	HOJA No.
PROYECTO	ALDEA EL NARANJO, SAN RAFAEL PE DE		4
CLIENTE	LA CUESTA, SAN MARCOS		
PROBLEMA	ALFARO MÉRIDA	CONTENIDO:	6
ESCALA	INDICADA	DRENAJE / HIDRAULICA	FECHA
			04-2008

ARQUITECTO SUPERVISOR: ING. JUAN MARCO COS - COLL. 1497
ALCALDE MUNICIPAL

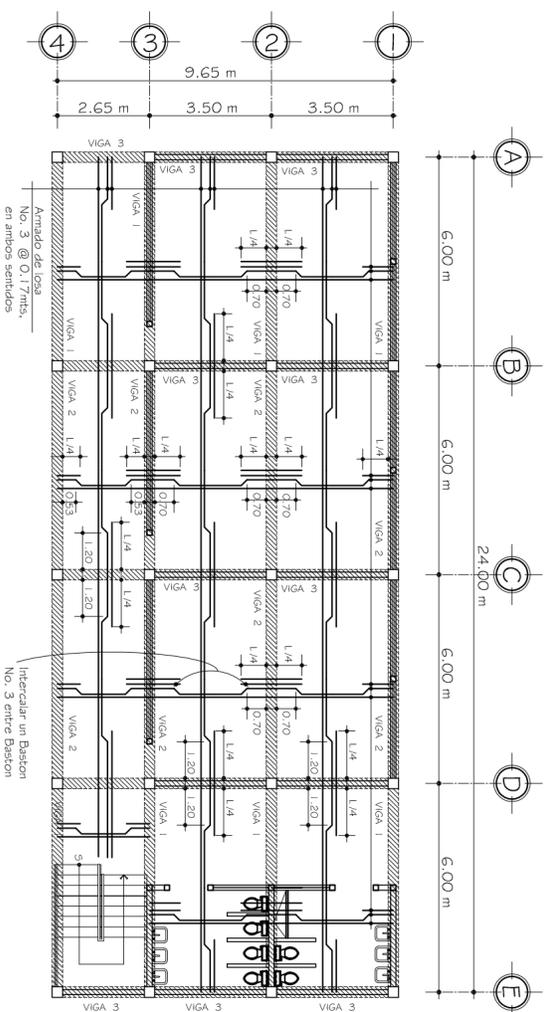
ESPECIFICACIONES TECNICAS DE LOSA

ACERO DE REFUERZO

1. El acero deberá tener un $f_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$
2. Armado de losa:
2do Nivel: Hierro No. 3 @ 0.17 mts. en ambos sentidos
3do Nivel: Hierro No. 3 @ 0.17 mts. en ambos sentidos
4. Cantidad de acero para varillas No.3: 6 diámetros de la varilla
5. Longitud de desarrollo (Ld) de varillas sujetas a tensión y traspases.
No. 3: 0.30 mts.
No. 4: 0.30 mts.
No. 5 y No. 6: 0.36 mts.
6. Longitud de BASTONES = $L/4 + L_d$
7. Longitud de doblar de TENSIONES = $L/5$. Longitud indicada.
8. Todas las varillas se doblarán en frío

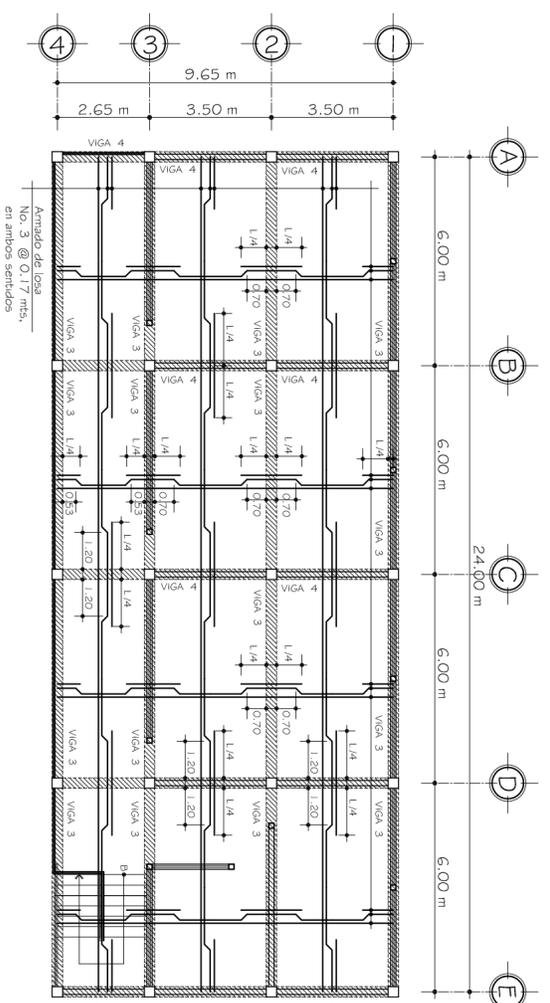
CONCRETO

1. El concreto deberá tener un $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
2. El agregado grueso (pedrón) deberá tener un diámetro de $1/2"$
3. El agregado fino (arena) deberá tener un diámetro de $1/2"$
4. Recomendación para losas 2.5 cms.



PLANTA
Vigas y Losa 1er. Nivel

ESC. 1:100



PLANTA
Vigas y Losa 2do. Nivel

ESC. 1:100



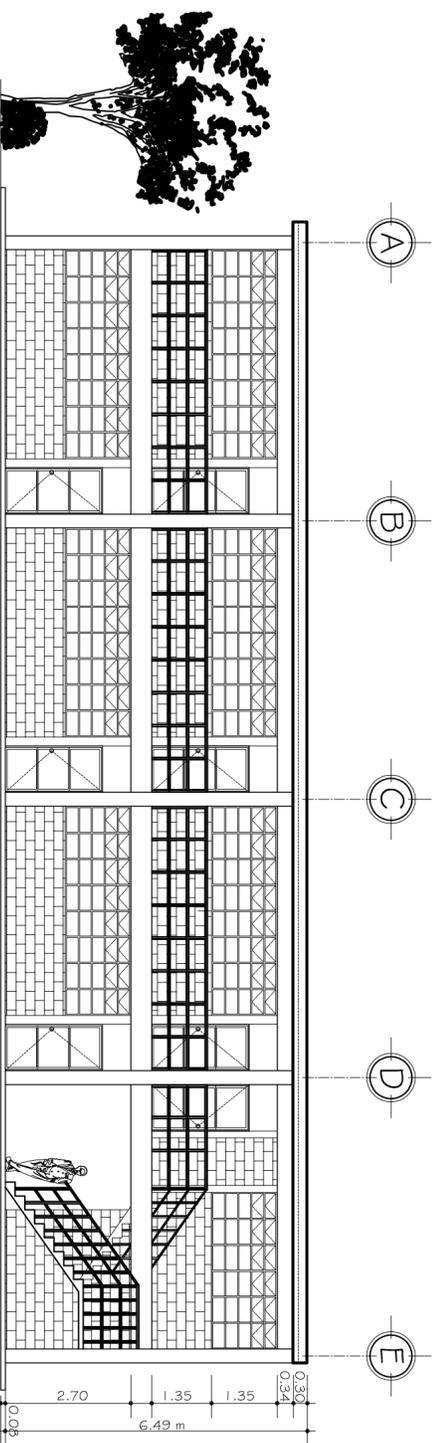
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería

E.P.S. INGENIERIA CIVIL

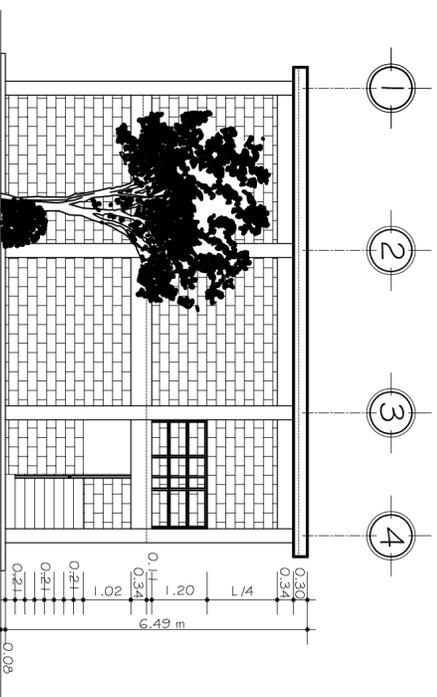
FORMACIÓN:	ALFARO MÉRIDA	PROYECTO:	INSTITUTO	HOJA No.
CURSO:	ALFARO MÉRIDA	ALDEA EL NARANJO, SAN RAFAEL PE DE LA CUESTA, SAN MARCOS		5
PUEBLO:	ALFARO MÉRIDA	CONTENIDO:	VIGAS Y LOSAS	6
ESCALA:	INDICADA	FECHA:	04-2008	

ARQUITECTO SUPERVISOR: ING. JUAN MARCO COS - COLL. 1497
ALCALDE MUNICIPAL:



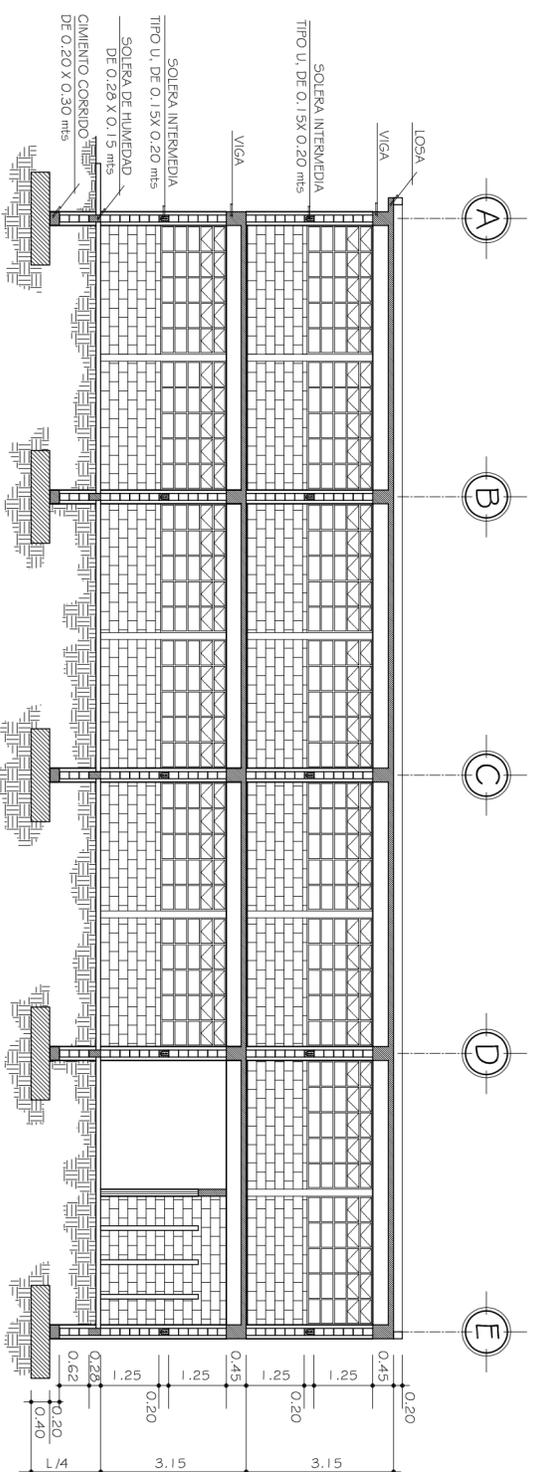
Elevación Frontal

ESC. 1:75



Elevación Lateral

ESC. 1:75



Sección Longitudinal

ESC. 1:75



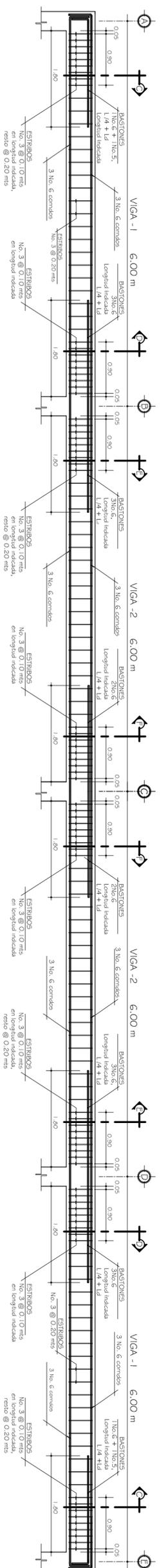
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

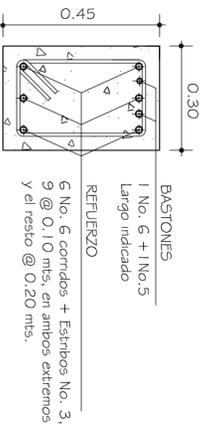
E.P.S. INGENIERIA CIVIL

TOWN/CIUDAD	ALFARO MÉRIDA	PROYECTO	INSTITUTO	HOJA No.
CANTÓN	ALFARO MÉRIDA		ALDEA EL NARANJO, SAN RAFAEL PE DE	6
PUEBLO	ALFARO MÉRIDA	CONTENIDO:	LA CUESTA, SAN MARCOS	6
ESCALA	INDICADA	ELEVACIONES / SECCION		FECHA:
				04-2008

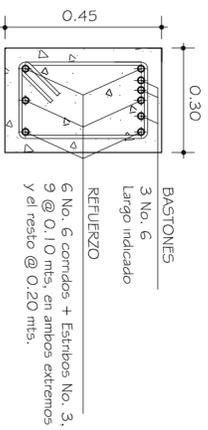
ARQUITECTO SUPERVISOR: ING. JAHN MORALES COL. 1497
ACADEMICO MANEJADOR: ALCIBIR MANCIPAL



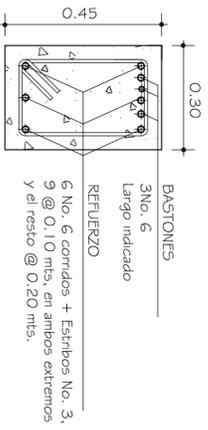
1er. Nivel
Detalle de vigas tipo V-1 y V-2
ESC. 1:35



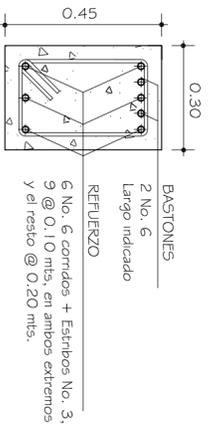
SECCION C
Viga Tipo V-1
ESC. 1:10



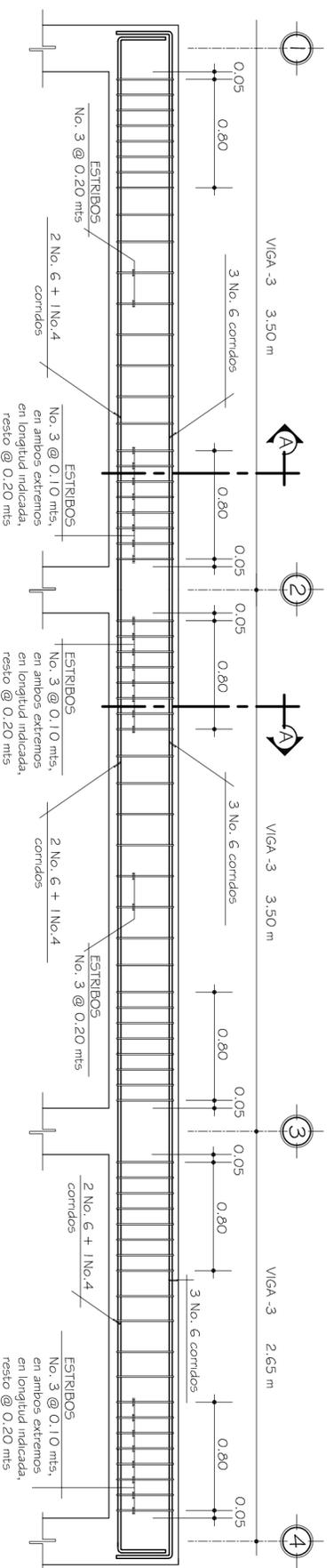
SECCION D
Viga Tipo V-1
ESC. 1:10



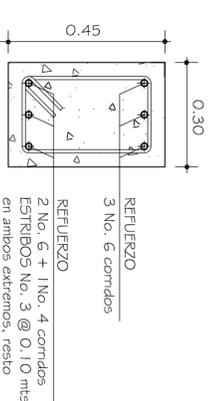
SECCION E
Viga Tipo V-2
ESC. 1:10



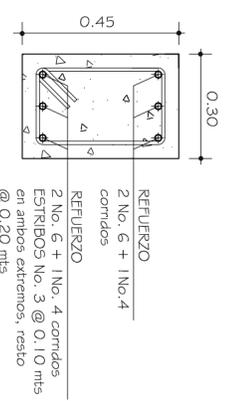
SECCION F
Viga Tipo V-2
ESC. 1:10



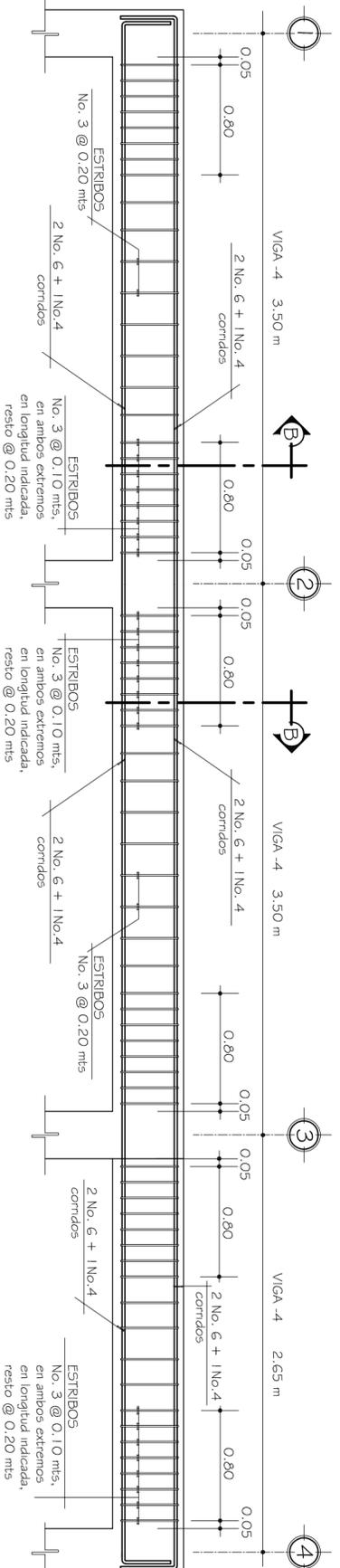
1er. Nivel
Detalle de vigas tipo V-3
ESC. 1:20



SECCION A
Viga Tipo V-3
ESC. 1:10



SECCION B
Viga Tipo V-4
ESC. 1:10



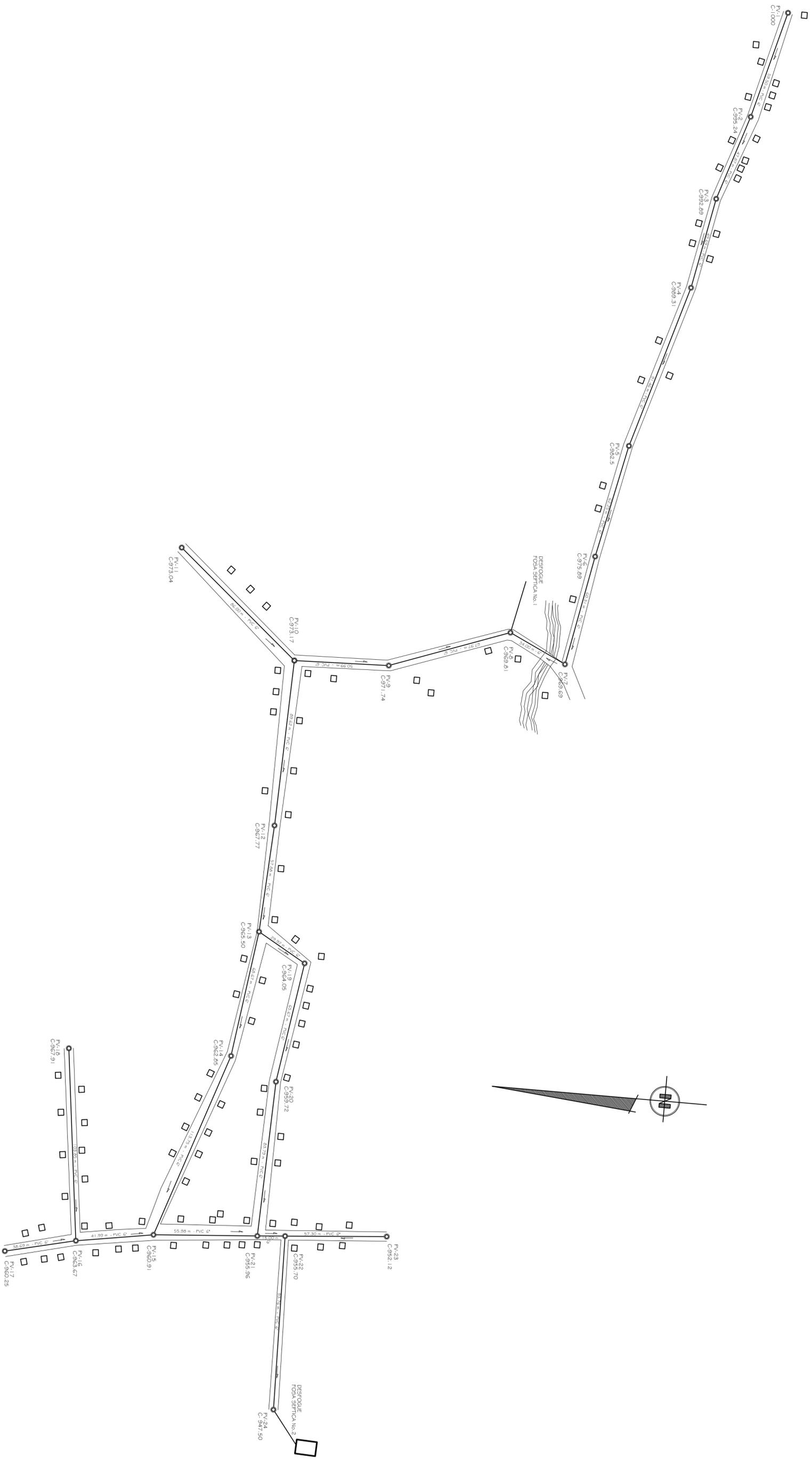
2do. Nivel
Detalle de viga tipo V-4
ESC. 1:20



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

E.P.S. INGENIERIA CIVIL	
TOMOQUILA	INSTITUTO
ALFARO MÉRIDA	ALFARO MÉRIDA
CHICHO	ALFARO MÉRIDA
PUEBLO	ALFARO MÉRIDA
ESCALA	INDICADA
FECHA	04-2008
HOLA No.	2

ASPIRANTE SUPERVISOR
ING. JUAN MARCO COB - COL. 1497
ALCALDE MUNICIPAL



PLANTA GENERAL

ESCALA. 1/1000

NOTA:
TUBERIA DE PVC NORMA ASTM 3034

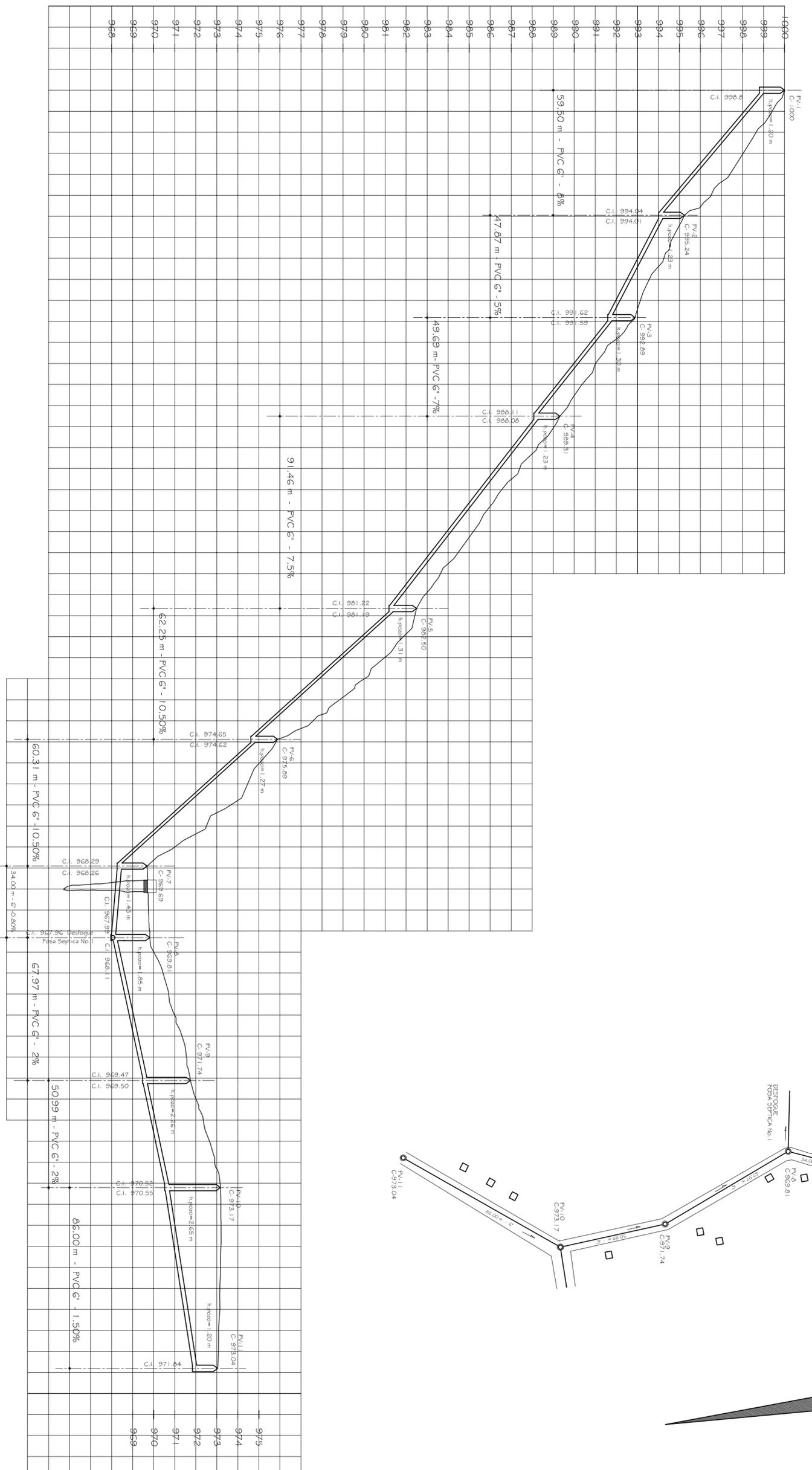
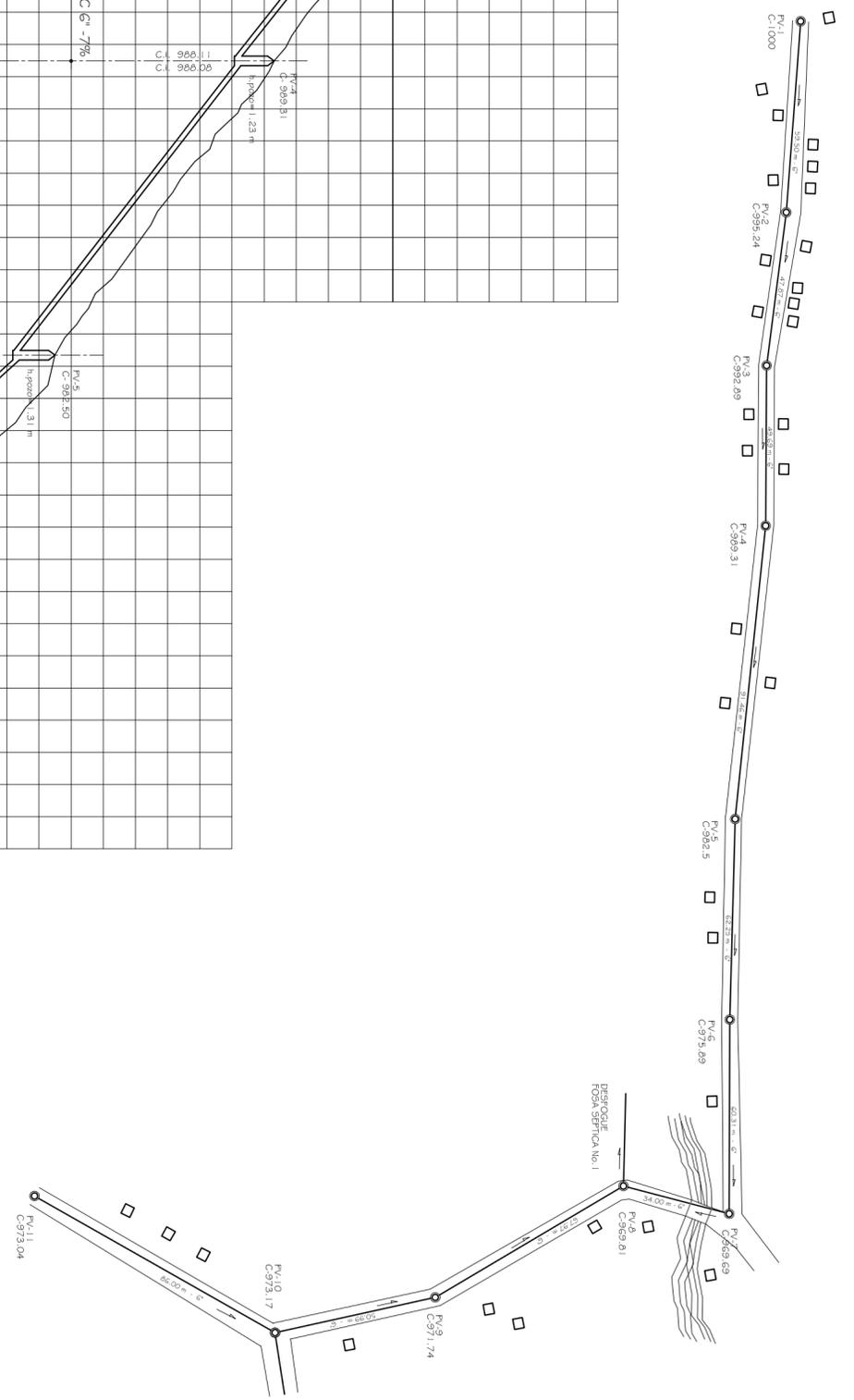
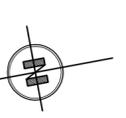


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

E.P.S. INGENIERIA CIVIL

TITULAR/PROYECTISTA	ALFARO MÉRIDA	PROYECTO	ALCANTARILLADO SANITARIO	HOJA No.
DISEÑO	ALFARO MÉRIDA	ALDEA EL NARANJO, SAN RAFAEL, PIE DE LA CUESTA, SAN MARCOS		1
DIBUJO	ALFARO MÉRIDA			4
ESCALA	INDICADA	CONTENIDO	PLANTA GENERAL	FECHA
				04-2006

ASESOR SUPERVISOR: ING. JAVIER MORALES COL. 1.497
ACADEMICO: ALCIDE MORALES



NOTA:
TUBERÍA DE PVC NORMA ASTM 3034

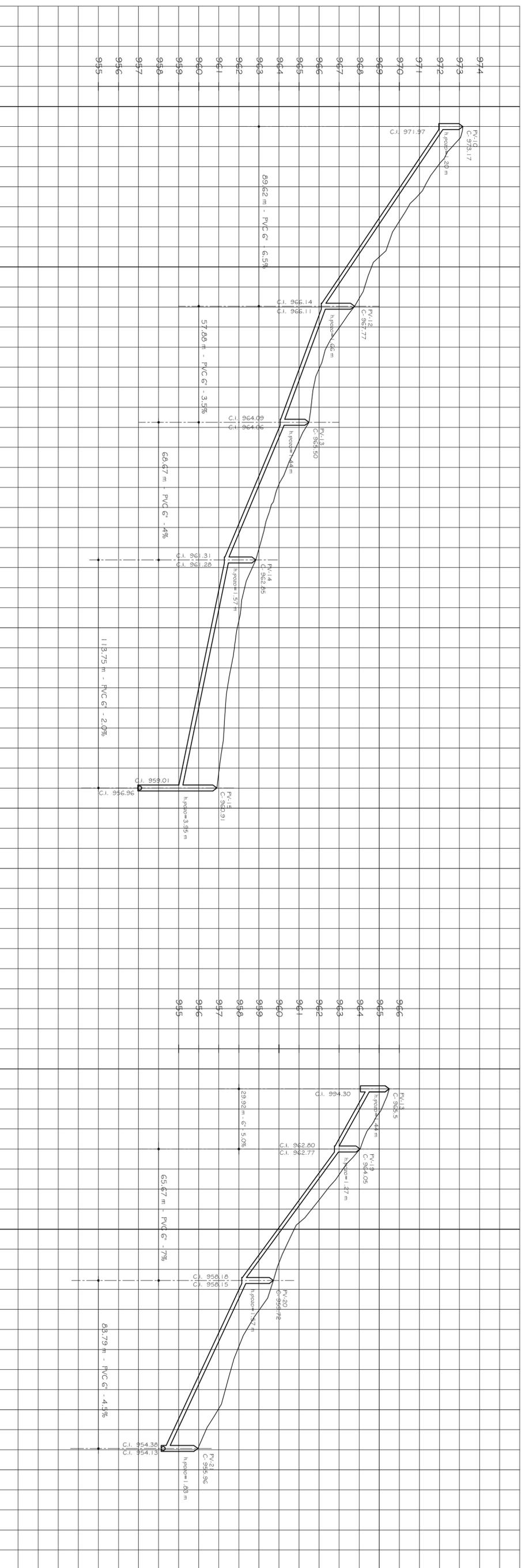
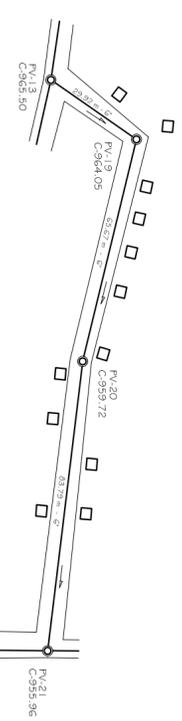
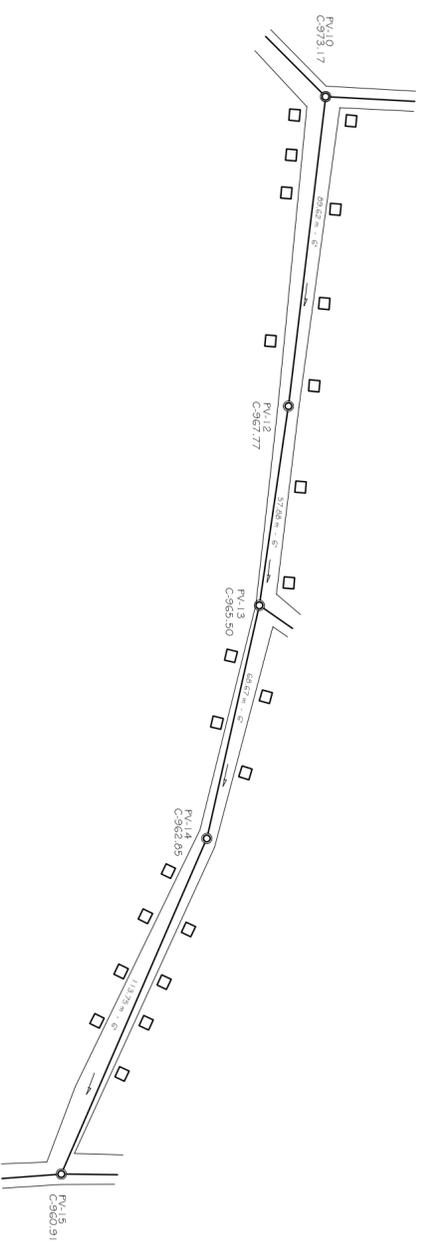
ESCALA. HOR: 1/1000
ESCALA. VERT: 1/100

PLANTA - PERFIL


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
E.P.S. INGENIERIA CIVIL

PROYECTO	ALCANTARILLADO SANTARRO ALDEA EL NAVANILLO, SAN RAFAEL, PIE DE LA CUESTA, SAN MARCOS	HOJA No.	2
DISEÑO	ALFARO MÉRIDA	CONTENIDO	PLANTA-PERFIL
INDICADA		FECHA	04-2006

ASesor SUPERVISOR
 ING. JUAN MARCOS COS - COL. 1.487
 ALCALDE MUNICIPAL



NOTA:
TUBERIA DE PVC NORMA ASTM 3034

PLANTA - PERFIL

ESCALA. HOR: 1/1000
ESCALA. VERT: 1/100

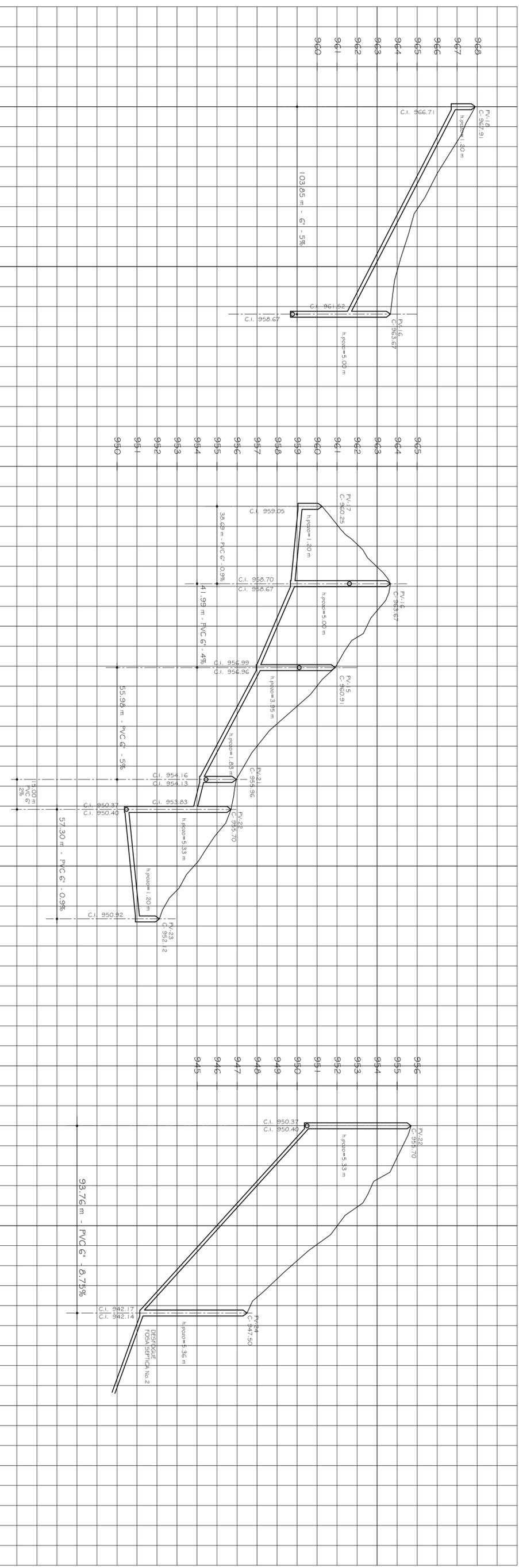
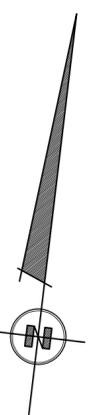
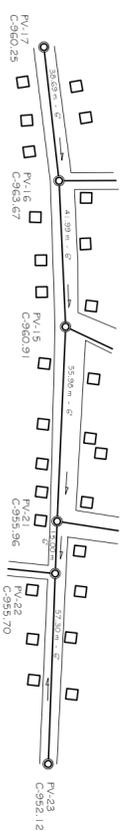
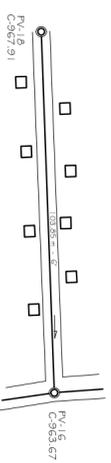


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

E.P.S. INGENIERIA CIVIL

INSTITUCION	ALFARO MÉRIDA	HOJA No.	3
PROYECTO	ALCANTARILLADO SANTUARIO ALDEA EL NARANJO, SAN RAFAEL, PUEBLO LA CUESTA, SAN MARCOS	FECHA	04-2006
CONTENIDO	PLANTA-PERFIL	INDICADA	4

ASESOR SUPERVISOR: ING. JUAN MARCO COS - COL. 1.487
ALCALDE MUNICIPAL:



PLANTA - PERFIL

ESCALA. HOR: 1/1000
ESCALA. VERT: 1/100

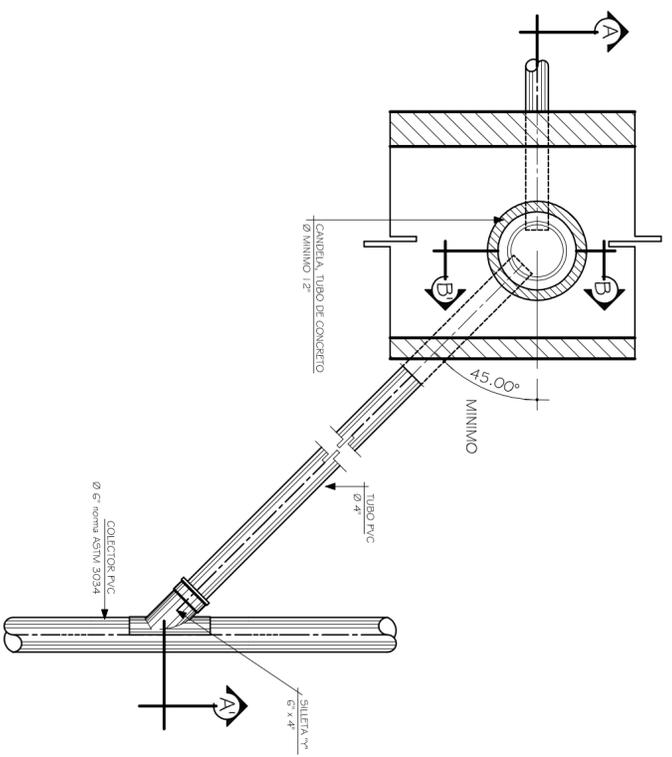
NOTA:
TUBERIA DE PVC NORMA ASTM 3034

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

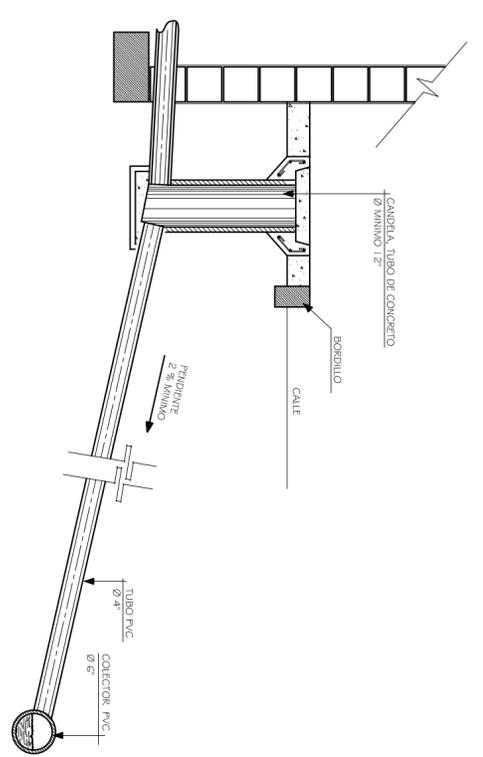
E.P.S INGENIERIA CIVIL

PROYECTO	ALCANTARILLADO SANTUARIO ALDEA EL NARANJO, SAN RAFAEL, PIE DE LA CUESTA, SAN MARCOS	HOLA NO.	4
OBJETO	ALFARO MÉRIDA	CONTENIDO	PLANTA-PERFIL
ESCALA	INDICADA	FECHA	04-2006

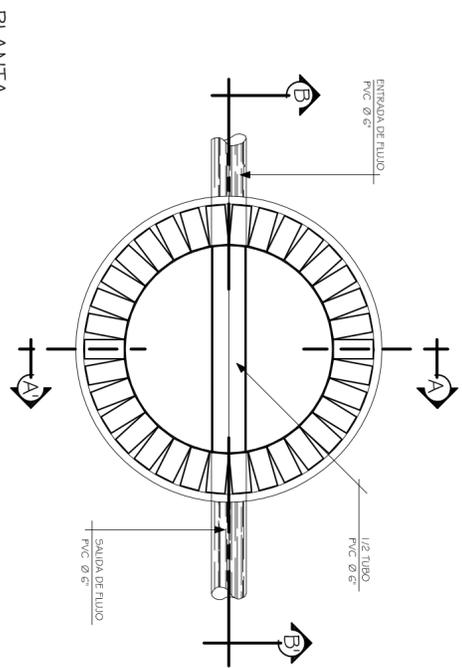
ASESOR SUPERVISOR
ING. JUAN MARCOS COLI, I-497
ACADEMICO



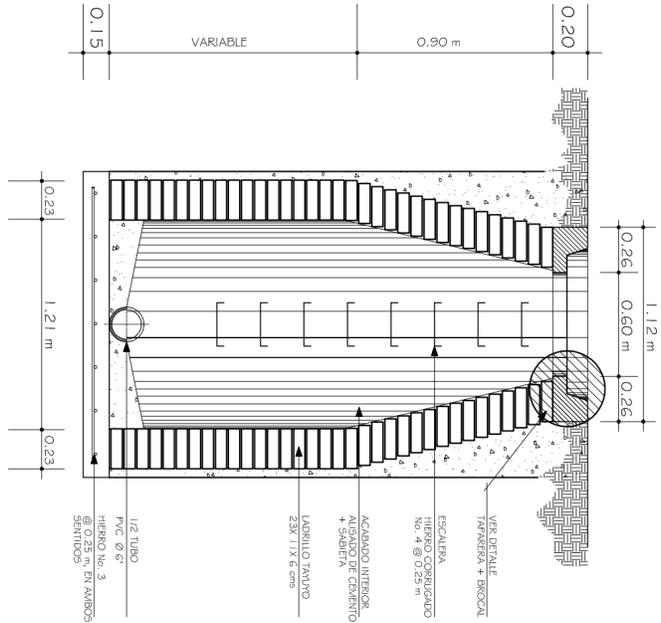
PLANTA
CONECCION DOMICILIAR
ESCALA: 1/20



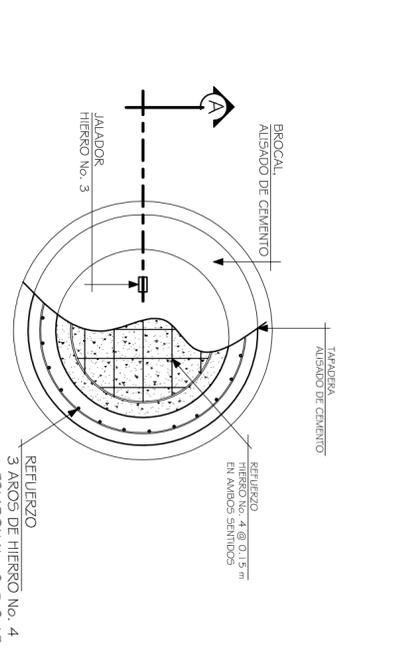
SECCION A-A'
CONECCION DOMICILIAR
ESCALA: 1/20



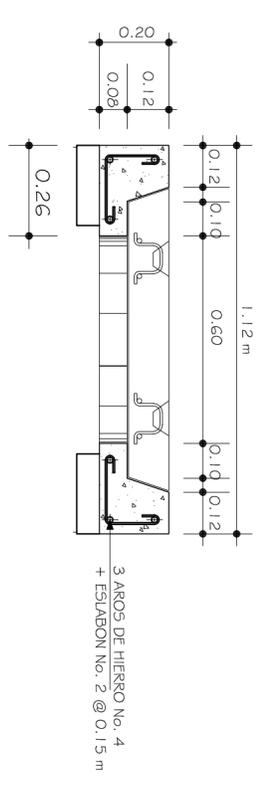
PLANTA
POZO DE VISITA
ESCALA: 1/20



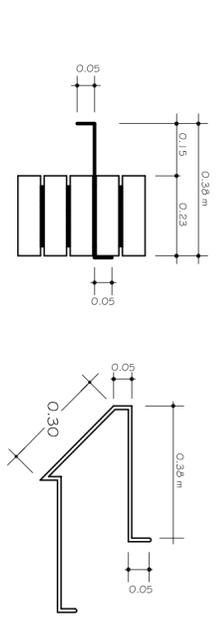
SECCION A-A'
POZO DE VISITA
ESCALA: 1/20



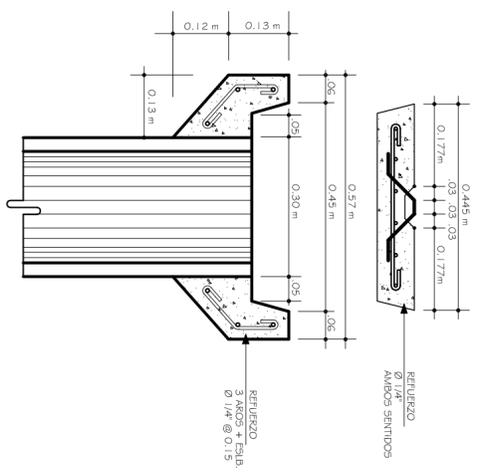
PLANTA
TAPADERA + BROCAL
ESCALA: 1/25



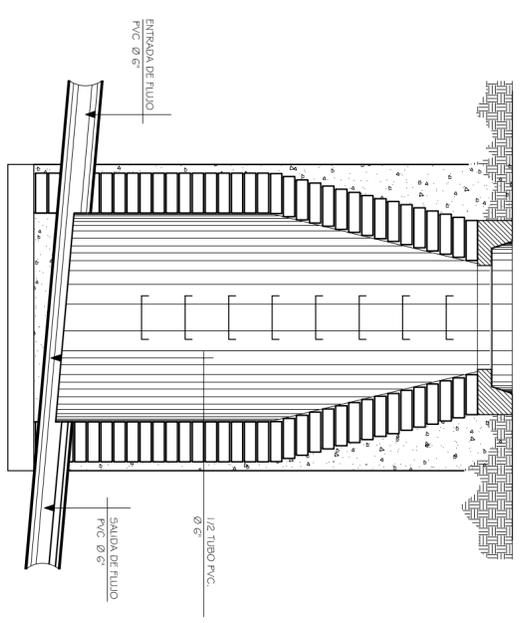
SECCION A
TAPADERA + BROCAL
ESCALA: 1/10



DETALLE DE ESCALON
ESCALA: 1/10



SECCION B-B'
CANDELA
ESCALA: 1/7.5



SECCION B-B'
POZO DE VISITA
ESCALA: 1/20



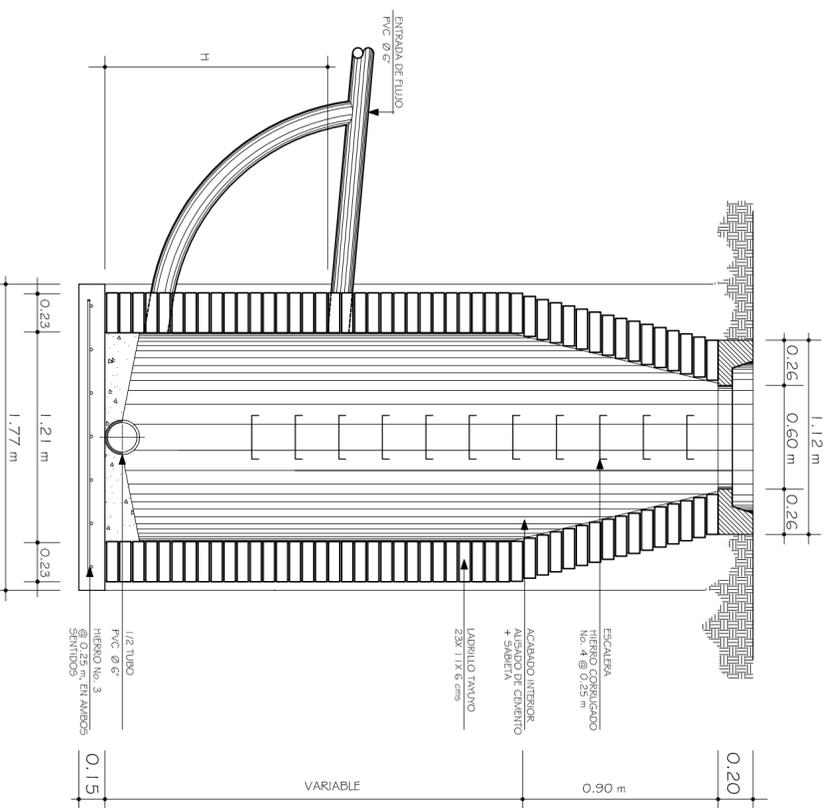
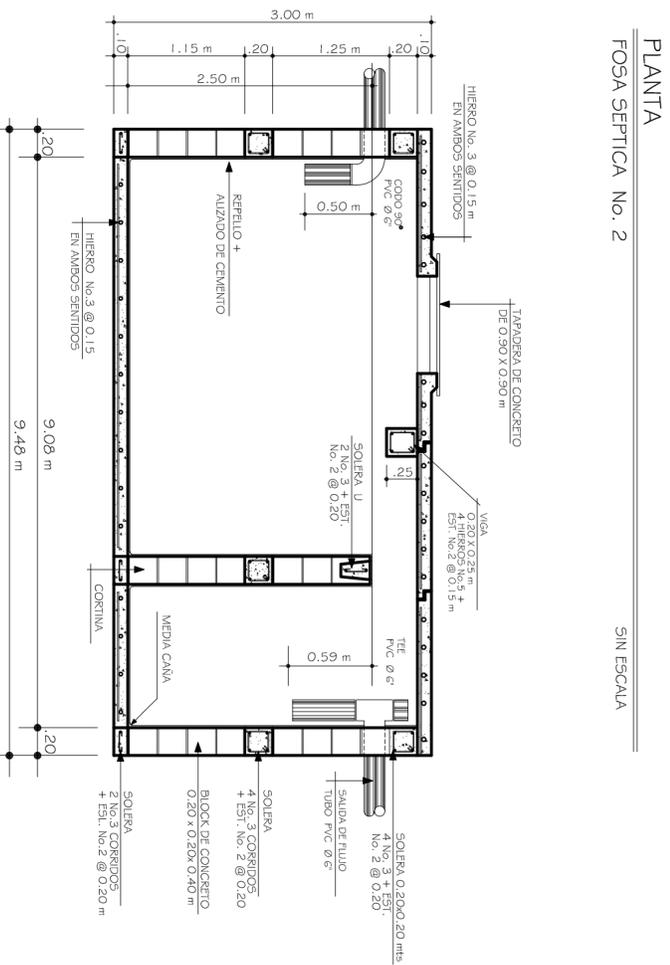
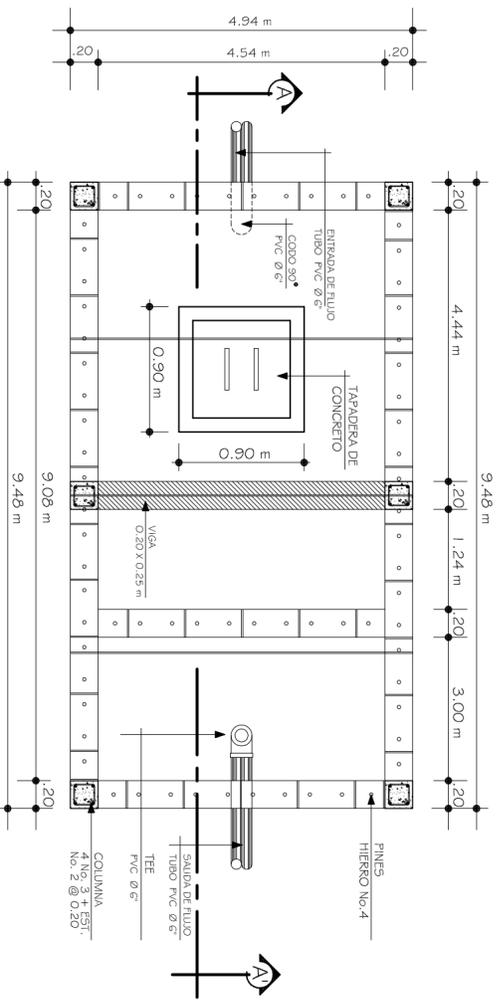
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

E.P.S. INGENIERIA CIVIL

PROYECTANTE	ALFARO MÉRIDA	PROYECTO	ALCANTARILLADO SANITARIO	HOJA No.	1
DISEÑO	ALFARO MÉRIDA	ALDEA	EL NARANJO, SAN RAFAEL, PIE DE LA CUESTA, SAN MARCOS	FECHA	04-2006
OBJETO	ALFARO MÉRIDA	CONTENIDO			2
ESCALA	INDICADA				

DETALLES

ASesor SUPERVISOR
ING. JUAN MARCOS COL. 1.497
ALCALDE MUNICIPAL



ESPECIFICACIONES

- CONCRETO:**
1. El concreto deberá tener un $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
 2. El agregado grueso (pedrín) deberá tener un diámetro mínimo de $1/2"$

- ACERO:**
1. El acero deberá tener un $f_y=2810 \text{ kg/cm}^2$

MAMPONERIA:

1. Se usará ladrillo tayloro de $0.065 \times 0.11 \times 0.20 \text{ mts}$
2. La mampostería será conforme a la norma C-62 de la ASTM
3. El ladrillo tendrá una resistencia de 84 kg/cm^2

MORTERO:

1. Proporción 1:3, una de cemento por tres de arena de río

TUBERIA:

1. Tubera conforme a la norma 3034 de la ASTM, no debe usarse tubera de diámetro menor a la indicada en los planos
2. Toda la tubera se colocará almeada y con la pendiente indicada en los planos

NOTA:

Los brocales y tapaderas deberán curarse según especificaciones ACI, antes de su colocación.

NOTA:
LA FOSA SEPTICA No. 1 SE HARA DE LA MISMA FORMA DE LA FOSA SEPTICA No.2 CON LAS SIGUIENTES DIMENSIONES:
ANCHO: 3.00m
LARGO: 6.00m
ALTO: 2.80m.
ALTURA EFECTIVA: 2.50 m
ESTAS MEDIDAS A ROSTRO INTERNO DE LA FOSA.

ESPECIFICACIONES:

- 1.- ACERO CON $f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$.
- 2.- CONCRETO CON RESISTENCIA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
- 3.- EL AGREGADO GRUESO (PIEDRIN) DEBERA TENER UN DIAMETRO MINIMO DE $1/2"$ Y UN MAXIMO DE $1 1/2"$.
- 4.- MORTERO (GABETA)
- 5.- PROPORCION 1:3, 1 DE CEMENTO + 3 DE ARENA DE RIO.
- 6.- PARED DE LA FOSA: FINADA CON BLOCK DE CONCRETO DE $0.20 \times 0.20 \times 0.40 \text{ m}$, CON RESISTENCIA DE 50 Kg/cm^2 .

SECCION A-A1
FOSA SEPTICA No. 2 SIN ESCALA

SECCION
POZO DE VISITA
CON DISIPADOR DE ENERGIA
ESCALA: 1/20

NOTA:
DISIPADOR DE ENERGIA PARA POZOS CON CAIDAS MAYORES DE 2.00m
 $H > 2.00 \text{ m}$



E.P.S. INGENIERIA CIVIL

PROFESOR	ALFARO MÉRIDA	PROYECTO	ALCANTARILLADO SANITARIO	HOJA No.	2
DISEÑO	ALFARO MÉRIDA	ALDEA EL NARANJO, SAN RAFAEL, PUEBLO LA CUESTA, SAN MARCOS			
ESCALA	INDICADA				
				FECHA:	04-2006