



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

**DISEÑO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL SECTOR COC, CASERÍO
CIPRESALES, CANTÓN XAJAXAC Y EDIFICIO DE LA ESCUELA RURAL, CASERÍO
CHUICACASTE, ALDEA PIXABAJ, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE
SOLOLÁ**

Jennifer Elizabeth López Velásquez

Asesorado por el Ing. Luís Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, julio de 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL SECTOR COC, CASERÍO
CIPRESALES, CANTÓN XAJAXAC Y EDIFICIO DE LA ESCUELA RURAL, CASERÍO
CHUICACASTE, ALDEA PIXABAJ, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE
SOLOLÁ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JENNIFER ELIZABETH LÓPEZ VELÁSQUEZ
ASESORADA POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JULIO DE 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL SECTOR COC, CASERÍO
CIPRESALES, CANTÓN XAJAXAC Y EDIFICIO DE LA ESCUELA RURAL, CASERÍO
CHUICACASTE, ALDEA PIXABAJ, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE
SOLOLÁ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha de 17 de marzo del 2010.


Jennifer Elizabeth López Velásquez



Guatemala 15 de marzo de 2011.
Ref.EPS.DOC.436.03.11.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), de la estudiante universitaria **Jennifer Elizabeth López Velásquez** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200511969**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL SECTOR COC, CASERÍO CIPRESALES, CANTÓN XAJAXAC Y EDIFICIO DE LA ESCUELA RURAL, CASERÍO CHUICACASTE, ALDEA PIXABAJ, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ”**.

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

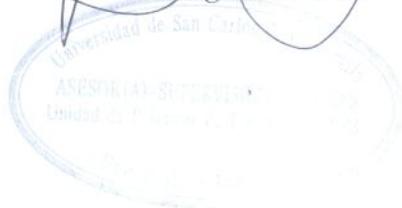
Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
LGAV/ra





Guatemala, 15 de marzo de 2011.
Ref.EPS.D.202.03.11

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL SECTOR COC, CASERÍO CIPRESALES, CANTÓN XAJAXAC Y EDIFICIO DE LA ESCUELA RURAL, CASERÍO CHUICACASTE, ALDEA PIXABAJ, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"** que fue desarrollado por la estudiante universitaria **Jennifer Elizabeth López Velásquez**, quien fue debidamente asesorada y supervisada por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


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

NISZ/ra





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
13 de mayo de 2011

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

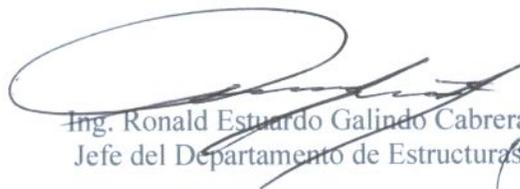
Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL SECTOR COC, CASERÍO CIPRESALES, CANTÓN XAJAXAC Y EDIFICIO DE LA ESCUELA RURAL, CASERÍO CHUICACASTE, ALDEA PIXABAJ, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**, desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil Jennifer Elizabeth López Velásquez, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
31 de marzo de 2011

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL SECTOR COC, CASERÍO CIPRESALES, CANTÓN XAJAXAC Y EDIFICIO DE LA ESCUELA RURAL, CASERÍO CHUICACASTE, ALDEA PIXABAJ, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Jennifer Elizabeth López Velásquez, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmientos Zeceña, al trabajo de graduación de la estudiante Jennifer Elizabeth López Velásquez, titulado DISEÑO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL SECTOR COC, CASERÍO CIPRESALES, CANTÓN XAJAXAC Y EDIFICIO DE LA ESCUELA RURAL, CASERÍO CHUICACASTE, ALDEA PIXABAJ, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, julio de 2011-06-29

/bbdeb.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL SECTOR COC, CASERÍO CIPRESALES, CANTÓN XAJAXAC Y EDIFICIO DE LA ESCUELA RURAL, CASERÍO CHUICACASTE, ALDEA PIXABAJ, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**, presentado por la estudiante universitaria **Jennifer Elizabeth López Velásquez**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, julio de 2011

/cc

ACTO QUE DEDICO A:

Dios y la Virgen	Por el don de la vida y salud para alcanzar este logro.
Mi papá	Ing. Mario Roberto López Pérez, por ser mi ejemplo a seguir en todo momento como ingeniero y persona.
Mi mamá	Julia Elizabeth Velásquez Monroy, porque siempre me alentaste a seguir adelante y me demostraste que con Fe todo es posible. Con todo mi amor para ambos, gracias por amarme tanto y confiar en mí siempre.
Mis hermanos	Michelle, Paulo y Alejandra, son mi orgullo y va con mucho cariño para ustedes.
Mi abuelita	Audelia Monroy Vda. de Velásquez, con mucho cariño.
Mis tíos y primos	Gracias por su apoyo y confianza en mí.
Las familias	Azmitia López, Pérez Ramazzini y Pérez Arias.
Todos mis amigos y compañeros de la U.	Por hacer que mis años en la universidad fueran inolvidables, por compartir conmigo las penas y alegrías.

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios** Por el don de la vida, por permitirme lograr mis éxitos y poner tantos ángeles en mi camino para iluminarme y apoyarme para seguir adelante.
- La Virgen María** Por ser una madre de amor que me acogió cuando sentía que ya no tenía fuerzas para seguir adelante.
- Mis padres** Por su amor y apoyo incondicional, porque sin ustedes nada de esto habría sido posible.
- Mis hermanos** Por compartir alegrías y tristezas conmigo desde el inicio de mi carrera, por creer en mí y alentarme a seguir adelante.
- Otoniel Echeverría** Por ser mi apoyo y compañía en la tesis, juntos lo logramos y este éxito lo comparto con vos.
- Mis amigos** A todos en general desde los inicios de mi carrera y especialmente a aquellos que me acompañaron en la mayor parte de cursos, porque todos han dejado huella en mí y me han ayudado a ser lo que soy.
- Ing. Luis Alfaro** Por la asesoría brindada para el presente proyecto.

**Universidad de
San Carlos**

Especialmente a la Facultad de Ingeniería por brindarme los conocimientos necesarios que me permitieron llegar a ser una profesional.

**La municipalidad de
Sololá**

Por la oportunidad brindada para el desarrollo del EPS.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XV
RESUMEN.....	XIX
OBJETIVOS.....	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
1. MONOGRAFÍA DEL LUGAR	
1.1. Características físicas	1
1.1.1. Localización y colindancias.....	1
1.1.2. Ubicación geográfica	1
1.1.3. Topografía.....	3
1.1.4. Clima.....	3
1.1.5. Tipo de vivienda.....	4
1.1.6. Situación demográfica	5
1.1.7. Población actual.....	5
1.2. Características de infraestructura	6
1.2.1. Vías de acceso	6
1.2.2. Servicios públicos	7
1.3. Características socioeconómicas.....	8
1.3.1. Origen de la comunidad.....	8
1.3.2. Actividad económica	9
1.3.3. Idioma y religión.....	9
1.3.4. Organización de la comunidad.....	10
1.4. Evaluación socio-económica.....	10

1.4.1.	Valor presente neto	10
1.4.2.	Tasa interna de retorno	13
2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	
2.1.	Diseño del alcantarillado sanitario para el sector Coc, caserío Cipresales, cantón Xajaxac	15
2.1.1.	Descripción del proyecto	15
2.1.2.	Levantamiento topográfico	15
2.1.3.	Diseño del drenaje sanitario	16
2.1.3.1.	Bases de diseño....	16
2.1.3.2.	Cálculo de caudales.....	17
2.1.3.3.	Factor de caudal medio.....	19
2.1.3.4.	Ejemplo de tramo.....	19
2.1.3.5.	Diseño hidráulico....	24
2.1.4.	Propuesta de tratamiento	25
2.1.4.1.	Diseño de fosas sépticas....	25
2.1.4.2.	Dimensionamiento de los pozos de absorción.....	29
2.1.5.	Evaluación de impacto ambiental	30
2.1.6.	Presupuesto	32
2.1.7.	Cronograma de ejecución.....	33
2.2.	Diseño del edificio de la escuela rural, caserío Chuicacaste, aldea Pixabaj	34
2.2.1.	Infraestructura para la escuela	34
2.2.1.1.	Localización del terreno....	35
2.2.1.2.	Topografía del terreno.....	35
2.2.1.3.	Evaluación del suelo.....	35
2.2.1.4.	Normas para el diseño.....	38
2.2.1.5.	Criterios generales.....	39

	2.2.1.5.1.	Criterios de conjunto	39
	2.2.1.5.2.	Criterios de iluminación	39
	2.2.1.5.3.	Otros criterios	39
2.2.2.		Diseño de la escuela.....	40
	2.2.2.1.	Diseño arquitectónico.....	40
	2.2.2.2.	Ubicación de la escuela en el terreno....	40
	2.2.2.3.	Distribución de ambientes.....	40
	2.2.2.4.	Altura de edificio.....	41
2.2.3.		Diseño estructural	41
	2.2.3.1.	Predimensionamiento estructural.....	41
	2.2.3.2.	Modelos matemáticos de marcos rígidos.....	44
	2.2.3.3.	Cargas aplicadas a los marcos rígidos....	44
	2.2.3.3.1.	Cargas verticales aplicadas a los marcos rígidos.....	44
	2.2.3.3.2.	Cargas horizontales	46
	2.2.3.4.	Análisis de marcos rígidos método del portal.	54
	2.2.3.4.1.	Ejemplo de marco típico	56
	2.2.3.5.	Análisis de marcos rígidos método Kani. .	64
	2.2.3.5.1.	Ejemplo de marco típico	67
	2.2.3.6.	Momentos últimos por envolvente.....	76
	2.2.3.7.	Diagrama de corte en marcos rígidos típicos.	79
	2.2.3.8.	Resultado de análisis usando ETABS.....	80
	2.2.3.8.1.	Combinación de cargas	82
	2.2.3.9.	Comparación de resultados.....	82
2.2.4.		Diseño estructural	83
	2.2.4.1.	Losas.....	83

2.2.4.2.	Vigas.....	93
2.2.4.2.1.	Ejemplo	94
2.2.4.2.2.	Flexión.....	95
2.2.4.2.3.	Corte.....	98
2.2.4.2.4.	Torsión	100
2.2.4.2.5.	Confinamiento	100
2.2.4.3.	Columnas.....	103
2.2.4.3.1.	Flexocompresión	103
2.2.4.3.1.1.	Efecto de esbeltez....	103
2.2.4.3.1.2.	Magnifica- ción de momentos.	105
2.2.4.3.2.	Corte	108
2.2.4.3.3.	Confinamiento	109
2.2.4.3.4.	Ejemplo	110
2.2.4.4.	Zapatas.....	121
2.2.4.5.	Gradas.....	129
2.2.4.6.	Instalaciones eléctricas.....	129
2.2.5.	Evaluación de impacto ambiental	130
2.2.5.1.	Manejo adecuado de sólidos....	132
2.2.5.2.	Medidas de mitigación....	134
2.2.6.	Presupuesto	138
2.2.7.	Cronograma de ejecución.....	139
2.2.8.	Planos.....	139
CONCLUSIONES.....		141
RECOMENDACIONES.....		143
BIBLIOGRAFÍA.....		145

APÉNDICES	147
ANEXOS.....	149

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ubicación caserío Cipresales, cantón Xajaxac.....	2
2.	Ubicación caserío Chuicacaste, aldea Pixabaj.....	2
3.	Tramo de pozo de visita 1 a pozo de visita 2	23
4.	Planta general escuela	34
5.	Método del portal.....	55
6.	Marco a resolver.....	56
7.	Fuerza lateral actuante nivel 2	56
8.	Diagrama de fuerzas abc, nivel 2	57
9.	Diagrama de fuerzas cdef, nivel 2	58
10.	Diagrama de fuerzas fgghi, nivel 2	58
11.	Diagrama de fuerzas ijk, nivel 2	59
12.	Fuerza lateral actuante nivel 1	59
13.	Diagrama de fuerzas abcd, nivel 1	60
14.	Diagrama de fuerzas cefgh, nivel 1	61
15.	Diagrama de fuerzas hijkl, nivel 1.....	62
16.	Diagrama de fuerzas lmno, nivel 1	63
17.	Fuerza lateral actuante en cimentación.....	63
18.	Diagrama de momento debido a fuerzas horizontales	64
19.	Diagrama de carga muerta.....	67
20.	Diagrama de momento debido a carga muerta	76
21.	Momentos marco 1, eje X, ton-m	77
22.	Momentos marco D, eje Y, ton-m.....	78
23.	Diagrama de corte en marco 1, eje X, kg	79

24.	Diagrama de corte en marco D, eje Y, kg	80
25.	Distribución de losas	84
26.	Factores y momentos en losas	86
27.	Distribución de momentos en losas	87
28.	Balanceo de momentos 1	88
29.	Balanceo de momentos 2	88
30.	Balanceo de momentos 3	89
31.	Balanceo de momentos 4	89
32.	Balanceo de momentos 5	90
33.	Momentos balanceados en losas.....	90
34.	Armado de losa 1	93
35.	Momento flector y fuerza cortante en vigas	95
36.	Convenio de signos del cortante V	99
37.	Diagrama del momento flector y fuerza cortante en vigas	99
38.	Detalle de viga 201 y sección transversal	102
39.	Detalle de columna	120
40.	Detalle de zapata	128

TABLAS

I.	Parámetros del clima	4
II.	Población caserío Cipresales.....	5
III.	Población caserío Chuicacaste.....	6
IV.	Cálculo del Valor Presente Neto	12
V.	Diseño del alcantarillado	24
VI.	Resumen del presupuesto	32
VII.	Cronograma de ejecución, físico y financiero	33
VIII.	Alturas o espesores mínimo de losas en un sentido.....	43
IX.	Ubicación de factores para el corte basal en el UBC 1997	47

X.	Cálculo de rigidez en el eje Y	51
XI.	Cálculo de rigidez en el eje X.....	51
XII.	Cálculo de acero de refuerzo en losa.....	92
XIII.	Chequeo por corte en losa	92
XIV.	Cálculo de espaciamiento de refuerzo en losa.....	92
XV.	Espaciamiento requerido en el refuerzo por corte.....	99
XVI.	Consumo de energía eléctrica.....	129
XVII.	Evaluación inicial de aspectos ambientales	135
XVIII.	Resumen de presupuesto	138
XIX.	Cronograma físico y financiero.....	139

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A	Área
As	Área de acero de refuerzo
As_{min}	Área de acero mínimo permitido
P	Carga aplicada a la columna
CM	Carga muerta
CMU	Carga muerta última
CU	Carga última
CV	Carga viva
CVU	Carga viva última
CG	Centro de gravedad
CM	Centro de masa
CR	Centro de rigidez

Ψ_P	Coeficiente promedio; mide el grado de empotramiento a la rotación
Ψ_B	Coeficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación de una columna, en su extremo inferior
Ψ_A	Coeficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación de una columna, en su extremo superior
V	Cortante
A'	Corte de sección en planta
\emptyset	Diámetro de tubería
S	Espaciamiento del acero de refuerzo
S_{MIN}	Espaciamiento mínimo del acero de refuerzo por cortante
β_d	Factor de flujo plástico del concreto

K	Factor de pandeo en la columna
Φ	Factor de reducción de resistencia
L	Longitud del elemento
δ	Magnificador de momentos
M	Momento
M_b	Momento balanceado
M(-)	Momento negativo
M(+)	Momento positivo
M_x	Momento último actuando en el sentido X
M_y	Momento último actuando en el sentido Y
d	Peralte efectivo del elemento en sección, distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en tensión
H	Peralte total del elemento en sección

ρ_{bal}	Porcentaje de acero en la falla balanceada
ρ_{max}	Porcentaje de acero máximo permitido en un elemento
ρ_{min}	Porcentaje de acero mínimo permitido en un elemento
q_{MAX}	Presión máxima sobre el suelo
q_{MIN}	Presión mínima sobre el suelo
Q	Presión sobre el suelo
ρ_s	Relación volumétrica del volumen de espiral al volumen total del núcleo de la columna
F'_c	Resistencia a la compresión del concreto
F_y	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
R	Rigidez de un elemento

GLOSARIO

Alcantarillado sanitario	Sistema que se utiliza para conducir únicamente aguas negras o servidas.
Altimetría	Procedimiento utilizado para definir las diferencias de nivel, existentes entre puntos distintos de terreno o construcción.
Candela	Receptáculo donde se reciben las aguas negras provenientes del interior de la vivienda, para conducir las al sistema de drenaje.
Caudal	Cantidad de agua que brota de un manantial o cantidad de aguas negras producto del uso humano, por unidad de tiempo.
Caudal de diseño	Elevación de tramo por tramo del sistema sanitario, aplicado en un período de diseño determinado, el cual está integrado por el caudal máximo de origen doméstico, el caudal de infiltración, conexiones ilícitas y aguas de origen comercial e industrial.
Caudal de infiltración	Cantidad de volumen de agua subterránea que se infiltra dentro del sistema de drenajes, debido al nivel de la capa física.

Cimentación	Subestructura destinada a soportar el peso de la construcción que gravita sobre ella, la cual transmite sobre el terreno las cargas correspondientes, en una forma estable y segura.
Colector	Conjunto de tuberías, canales, pozos de visita y obras accesorias que sirven para el desalojo de aguas negras o aguas de lluvia.
Cota invert	Es la parte más baja de un colector, en donde entran una o varias tuberías y sólo una de ellas es de seguimiento.
Dotación	Cantidad de agua que una persona necesita por día para satisfacer sus necesidades; se expresa en litros por habitante por día.
Esfuerzo	Magnitud de una fuerza por unidad de área.
Estructura	Ordenamiento de un conjunto de elementos encargados de resistir los efectos de las fuerzas externas de un cuerpo físico.
Excretas	Residuos de alimento que despiden el cuerpo por el ano, después de ocurrida la digestión.
Factor de retorno	Factor que indica la relación que existe entre la cantidad de agua que consume al día y la dotación destinada para cada persona; puede

variar este factor en función del clima de la región en estudio.

Fluencia

Fenómeno que ocurre cuando un material sufre grandes deformaciones al ser sometido a un esfuerzo constante, antes de producirse la falla.

Fosa séptica

Unidad destinada para el tratamiento primario de las aguas residuales; consiste en una o dos cámaras, convenientemente construidas, para detener las aguas servidas por un período de tiempo establecido.

Período de diseño

Tiempo durante el cual un sistema dará un servicio satisfactorio a la población.

Permeabilidad

Propiedad que tienen los suelos de dejar pasar el agua a través de sus poros.

Peso específico

Se define como el peso por unidad de volumen.

Pozo de absorción

Unidad para la filtración o absorción de agua; permite que el afluente líquido de las otras unidades sea absorbido por el suelo, subterráneamente.

Pozo de visita

Estructura que forma parte de un alcantarillado y tiene por objeto dar inspección, limpieza y ventilación al sistema.

Relaciones hidráulicas

Relación que existe entre cada uno de los parámetros de diseño a sección llena y los parámetros de diseño a sección, parcialmente llena; los cuales deben cumplir con ciertas condiciones para que las tuberías no trabajen a sección llena.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación, contiene la información sobre las actividades realizadas durante el período del Ejercicio Profesional Supervisado, en el municipio de Sololá del departamento de Sololá, en respuesta a la solicitud de apoyo técnico-profesional efectuada a la Universidad de San Carlos de Guatemala, a través de la Facultad de Ingeniería, por parte de la Municipalidad.

En la primera parte se presenta una investigación de tipo monográfico, así como un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de las comunidades, que justifican la realización de los estudios realizados para poder construir en un futuro los proyectos.

La segunda parte contiene todo lo concerniente a la fase del servicio técnico profesional, en la cual se desarrollaron los proyectos: diseño del alcantarillado sanitario para el sector Coc, caserío Cipresales, cantón Xajaxac y del edificio de la escuela rural, caserío Chuicacaste, aldea Pixabaj, los cuales brindarán mejores condiciones de vida de los habitantes de dicha localidad.

Al final se presenta el juego de planos y presupuestos respectivos de cada proyecto.

OBJETIVOS

General

Desarrollar el diseño del sistema de drenaje sanitario para el sector Coc, caserío Cipresales, cantón Xajaxac y de la escuela rural para el caserío Chuicacaste, aldea Pixabaj, municipio de Sololá, departamento de Sololá.

Específicos

1. Realizar un diagnóstico que permita evaluar las necesidades de mayor prioridad en las comunidades, para brindarles proyectos que incidan en el desarrollo y progreso del lugar.
2. Brindar capacitación respecto del uso y mantenimiento adecuado de la red de drenaje, a las personas designadas por la comunidad de Cipresales, para que pueda funcionar adecuadamente y tener una mayor vida útil.

INTRODUCCIÓN

El Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) que realizan los estudiantes de Ingeniería Civil de la Universidad de San Carlos de Guatemala, pretende poner en práctica los conocimientos adquiridos durante el transcurso de la carrera, por medio de la realización de diversos proyectos de infraestructura, priorizados por la municipalidad, con base en las necesidades planteadas por la comunidad.

De acuerdo con las necesidades propuestas por las comunidades, se priorizaron dos proyectos del municipio de Sololá, departamento de Sololá: el diseño del sistema de drenaje sanitario para el sector Coc, caserío Cipresales, cantón Xajaxac y el diseño de la escuela rural para el caserío Chuicacaste, aldea Pixabaj.

El sector Coc no cuenta con un sistema de drenaje sanitario, por lo cual presenta un riesgo para los habitantes el hecho de desechar sus aguas negras hacia las calles en donde transitan; por ello se priorizó el proyecto del sistema de drenaje para evitar las enfermedades que se originan por la falta de saneamiento.

El caserío Chuicacaste tiene una población estudiantil mayor a la que la actual escuela tiene capacidad de recibir; además, la estructura existente está muy dañada pues fue construida hace más de 30 años y no se le ha dado mantenimiento alguno; debido a esto, la comunidad solicitó el diseño de una escuela de dos niveles para que los niños puedan recibir las clases en forma

adecuada; por esto que se priorizó el proyecto del diseño de la escuela rural para dicho caserío.

1. MONOGRAFÍA DEL LUGAR

1.1. Características físicas

1.1.1. Localización y colindancias

El caserío Cipresales pertenece al cantón Xajaxac, del municipio y departamento de Sololá. La comunidad colinda al Norte con el caserío Central; al Este con los caseríos Nueva Esperanza y Vasconcelos; al Oeste con el caserío Xibalbay Chaquijyá y al Sur con el caserío Cooperativa el Tablón.

El caserío Chuicacaste pertenece a la aldea Pixabaj y al municipio y departamento de Sololá. La comunidad colinda al Norte con el caserío Tzanixnam Totoncapán; al Este con el caserío Xelamá; al Oeste con el caserío María Tecún y al Sur con el caserío Central de Pixabaj.

1.1.2. Ubicación geográfica

El caserío Cipresales se sitúa al Norte de la ciudad de Sololá y a una altura aproximada de 2,113.5 metros sobre el nivel del mar, de acuerdo con datos del diagnóstico del municipio de Sololá elaborado por FUNDECE. Sus coordenadas geográficas son: longitud 91°10'45" y latitud 14°49'54".

El caserío Chuicacaste, se sitúa al Norte de la ciudad de Sololá y a una altura aproximada de 2,400 metros sobre el nivel del mar, de acuerdo con datos del diagnóstico del municipio de Sololá elaborado por FUNDECE. Sus coordenadas geográficas son: longitud 14°52'470" N y latitud 91°11'516" W.

1.1.3. Topografía

La topografía tanto del sector Coc del caserío Cipresales como la del caserío Chuicacaste, es bastante irregular debido a que ambos caseríos se encuentran en una región montañosa. El acceso hacia el caserío Chuicacaste es bastante empinado, ya que es una comunidad que se encuentra en la cima de la montaña. Está rodeada de barrancos cuyas tierras son utilizadas para siembras. En el caserío Cipresales existen 2 riachuelos en sus extremos, por lo que hay pendientes predominantes en esos sectores.

1.1.4. Clima

De acuerdo con la ubicación geográfica del caserío Cipresales y por su altitud, el clima que prevalece es frío, los pobladores indican que en los últimos años no ha habido cambios en la temperatura, ni alteración en la época lluviosa.

De acuerdo con la ubicación geográfica del caserío Chuicacaste y por su altitud, el clima que prevalece es frío; indicando que en los últimos años han experimentado cambios en la temperatura al manifestarse mucho calor. También, ha ocurrido alteración en la época lluviosa y en el volumen de las lluvias causando problemas de sequía o de inundaciones con las consecuentes pérdidas de las siembras.

Tabla I. **Parámetros del clima**

Estación metereológica El Tablón	
Temperatura media	15.0 °C
Temperatura máxima absoluta	26.5 °C
Temperatura mínima absoluta	0.0 °C
Lluvia	1668.8 mm
Humedad relativa	77%
Brillo Solar	175.1 horas
Velocidad del viento	5.9 Km/hora

Fuente: Estaciones metereológicas en Guatemala, INSIVUMEH.

1.1.5. Tipo de vivienda

En Cipresales, de acuerdo con el diagnóstico realizado, se pudo observar que la mayoría de viviendas están hechas de paredes de mampostería de adobes sin refuerzo, con techo de artesón de madera cubierto de lámina galvanizada y piso de tierra apisonada; según mencionan los comunitarios, existen 15 viviendas que están construidas con paredes de mampostería de bloques de piedra pómez, techo de terraza y piso de cemento; las cuales en la actualidad están incrementándose debido a que varios de los habitantes han hecho el esfuerzo por realizar nuevas construcciones. Normalmente cada vivienda cuenta con su cocina que también es usada como comedor.

Los vecinos del caserío de Chuicacaste manifiestan que de 100 viviendas que existen en la comunidad, el 99% de ellas están hechas de adobe, con techo de lámina galvanizada y piso de tierra y solamente el 1% de las mismas, están construidas con paredes de block, techo de lámina y piso de cemento. También en estas viviendas la cocina es usada como comedor.

1.1.6. Situación demográfica

La situación demográfica del caserío Cipresales consiste en un promedio de 7.76 habitantes por vivienda; para el caserío Chuicacaste el promedio de habitantes por vivienda es de 7.44. La población de ambos caseríos es de ascendencia 100% maya kaqchikel.

1.1.7. Población actual

Los censos existentes más recientes fueron realizados durante 2006 al 2007, para el informe del Plan de mejoras de agua y saneamiento del municipio de Sololá.

En la comunidad de Cipresales se diagnosticaron 172 viviendas, existiendo una población conformada por 1,334 habitantes, entre hombres mujeres y niños, distribuidos de la siguiente manera:

Tabla II. **Población caserío Cipresales**

Edad	Mujeres	Hombres	TOTAL
De 0 a 5 años	89	112	201
De 6 a 17 años	270	266	536
Mayores de 18 años	313	284	597
TOTAL	672	662	1334
Promedio de	7,76	hab/ viv	

Fuente: Plan municipal de agua y saneamiento, Sololá.

En la comunidad de Chuicacaste se diagnosticaron 59 viviendas, existiendo una población conformada por 439 habitantes, entre hombres mujeres y niños, distribuidos de la siguiente manera:

Tabla III. Población caserío Chuicacaste

Edad	Mujeres	Hombres	TOTAL
De 0 a 5 años	33	36	69
De 6 a 17 años	82	65	147
Mayores de 18 años	118	105	223
TOTAL	233	206	439
Promedio de	7,44	hab/viv	

Fuente: Plan municipal de agua y saneamiento, Sololá.

1.2. Características de infraestructura

1.2.1. Vías de acceso

El caserío Cipresales se encuentra a 8 kilómetros de Sololá y a 137 kilómetros de la ciudad capital. La vía de acceso es por la carretera Interamericana que conduce hacia Los Encuentros, y luego hacia el municipio de Sololá. El caserío es atravesado por la carretera principal, por lo que todo el tramo se encuentra en buen estado. Internamente, las calles son de terracería con algunos tramos empedrados.

El caserío Chuicacaste se encuentra a 24 kilómetros Sololá y a 140 kilómetros de la ciudad capital. La vía de acceso es por la carretera Interamericana hasta Los Encuentros, en donde está el cruce hacia la aldea Pixabaj, la que conduce hacia el caserío; en el trayecto existen tramos asfaltados, empedrados, adoquinados y de terracería, pues los habitantes de los distintos caseríos han conseguido que por tramos se vaya mejorando el acceso hacia sus viviendas, ya que es difícil conseguir que se realice en un solo proyecto por la gran distancia que esto abarca.

1.2.2. Servicios públicos

Los vecinos del caserío Cipresales cuentan con los siguientes servicios: un establecimiento educativo de nivel Pre-primario y Primario, que proporciona educación desde párvulos hasta sexto grado, atendido por 11 maestros. La escuela se conoce con el nombre de Escuela Oficial Rural Mixta Los Cipresales.

Cuentan con un Puesto de Salud y comadronas que prestan los servicios de salud a la población, normalmente las personas acuden a dicho Puesto de Salud para que les diagnostiquen su enfermedad y les receten medicina química para su curación; en tanto las comadronas prestan sus servicios a las mujeres embarazadas para la asistencia prenatal, en el parto y post natal. La comunidad no cuenta con alumbrado público, pero en el caso del servicio eléctrico domiciliario, el 100% de las viviendas lo poseen, el cual es brindado por la empresa DEOCSA.

Los vecinos del caserío Chuicacaste cuentan con un establecimiento educativo de nivel primario; los habitantes que desean continuar estudios básicos y de diversificado se trasladan hacia el instituto del caserío Central ubicado en Pixabaj o en el municipio de Sololá. En la comunidad existen dos promotores de salud, dos comadronas y curanderas quienes se encargan de la salud de los habitantes y acuden a ellos para buscar curación de los males que los aqueja.

En el caserío Chuicacaste, funciona un centro de convergencia del Sistema Integrado de Asistencia en Salud, SIAS, el cual provee a la comunidad de medicamentos químicos a precios módicos, además desarrolla campañas de vacunación bajo la dirección del Ministerio de Salud y mensualmente brinda

consulta médica. La comunidad no cuenta con alumbrado público, pero en el caso del servicio eléctrico domiciliario, el 100% de las viviendas lo poseen; dicho servicio es brindado por la empresa DEOCSA.

1.3. Características socioeconómicas

1.3.1. Origen de la comunidad

Antiguamente la comunidad era identificada como cantón Xajaxac; en aquella época se llevaban a cabo reuniones en el centro del Cantón y eso causaba dificultad a los comunitarios que vivían en lugares lejanos. Además, con el inicio de la temporada peligrosa (conflicto armado), en 1973 se dividió el cantón Xajaxac en 6 caseríos, esto debido principalmente a la distancia que existía entre la escuela y la vivienda de los niños y/o estudiantes, entonces los dirigentes comunitarios establecieron una escuela en el lugar donde existía un rodal de Cipreses y lo llamaron Escuela de Cipresales; no obstante, las otras comunidades ya lo conocían con el nombre de Jotzobaj Pakisis.

En 1970 llegaron los primeros habitantes a Chuicacaste. Su nombre proviene de los vecinos de Tzan Ixnam, que hace muchos años pasaban por el lugar, traían consigo mercadería de barro que la transportaban en un cacaste. Dicho instrumento consistía en un cajón en forma de silla, envuelto con petates, dentro del cual traían parte de la mercancía y otra parte fuera del cacaste, amarrada con cintas de cuero. En el idioma Kaqchikel “Chui” significa arriba y “Coc” significa Cacaste, o sea que traducido literalmente significa arriba del Cacaste, pero los comunitarios determinaron denominarlo con el nombre de Chuicacaste, en honor a aquellas personas.

1.3.2. Actividad económica

En el caserío Cipresales, tradicionalmente, es el hombre el responsable de conseguir el recurso económico para el gasto de la familia. Muchas personas trabajan en su comunidad como jornaleros y otros en cambio dejan a su familia para conseguir trabajo en la ciudad capital o en otro departamento. Los que trabajan en el campo tienen ingresos mensuales de aproximadamente Q.200.00, lo que traducido a un año asciende a la cantidad de Q. Q2400.00. Quienes trabajan fuera de la comunidad obtienen ingresos un poco más altos que los anteriores. Las mujeres también contribuyen a la economía familiar al vender parte de los productos artesanales que elaboran, al vender animales domésticos y los productos derivados de estos.

En Chuicacaste Pixabaj, el hombre es el responsable de conseguir los ingresos económicos para la familia, sin embargo la mujer también contribuye con la economía familiar.

Los ingresos familiares normalmente se obtienen de las jornadas diarias de trabajo de campo, cuyo ingreso mensual oscila entre Q.200.00 a Q.900.00, que en un año suman la cantidad mínima de Q.2400.00. Aducen que las personas que trabajan fuera de la comunidad obtienen ingresos superiores a los anteriormente indicados.

1.3.3. Idioma y religión

La mayor parte de la población de Chuicacaste y Cipresales es monolingüe siendo el kaqchikel su idioma materno y son pocas las personas que hablan el castellano como segundo idioma. Existen 2 iglesias, una católica

y una evangélica, a las cuales asisten los habitantes que en su mayoría pertenecen a dichas religiones.

1.3.4. Organización de la comunidad

Ambos caseríos se organizan en Consejos Comunitarios de Desarrollos o COCODES, lo que permite que las mujeres y hombres de la comunidad analicen su realidad y se pongan de acuerdo para definir qué hacer por mejorarla. Adicionalmente al COCODE, existen comités de agua, que velan específicamente por nuevos proyectos o por el mantenimiento del existente.

1.4. Evaluación socioeconómica

1.4.1. Valor presente neto

El valor presente neto (VPN) es el método más conocido a la hora de evaluar proyectos de inversión a largo plazo. El valor presente neto permite determinar si una inversión cumple con el objetivo básico financiero: MAXIMIZAR la inversión, así mismo, el valor presente neto permite determinar si dicha inversión puede incrementar o reducir el valor de las PyMES. Ese cambio en el valor estimado puede ser positivo, negativo o continuar igual. Si es positivo significará que el valor de la firma tendrá un incremento equivalente al valor del valor presente neto. Si es negativo quiere decir que la firma reducirá su riqueza según el valor que arroje el VPN. Si el resultado del VPN es cero, la empresa no modificará el monto de su valor.

$$\text{VPN} < 0; \quad \text{VPN} = 0; \quad \text{VPN} > 0$$

Esta es una alternativa para toma de decisiones en inversión, lo cual permite determinar de antemano si una inversión vale la pena o no, evitando así malas inversiones que provoquen pérdidas en un futuro.

Cuando el VPN<0, y el resultado es un valor negativo muy grande alejado de cero, está alertando que el proyecto no es rentable. Cuando el VPN=0, indica que exactamente se está generando el porcentaje de utilidad que se desea, y cuando el VPN>0, asegura que la opción es rentable y que inclusive podría incrementarse el % de utilidad.

Las fórmulas del VPN son:

$$P = F \left[\frac{1}{(1+i)^n} \right]$$

$$P = A \left[\frac{(1+i)^n - 1}{(1+i)^n} \right]$$

P = Valor de pago único en el valor inicial a la operación, o valor presente.

F = Valor de pago único al final del período de la operación, o valor de pago futuro.

A = Valor de pago uniforme en un período determinado o valor de pago constante o renta, de ingreso o egreso.

i = Tasa de interés de cobro por la operación, o tasa de utilidad por la inversión a una solución.

n = Período de tiempo que se pretende dure la operación.

A continuación se presenta la tabla del cálculo del VPN del presente proyecto, en un período de tiempo de 20 años y una estimación de Q1000000.00 para la planta de tratamiento que se construirá antes del desemboque de las aguas.

1.4.2. Tasa interna de retorno

Es la tasa máxima de utilidad que puede pagarse u obtenerse en la evaluación de una alternativa. Lo que se pretende encontrar es un dato que sea menor al dato buscado y otro que sea mayor, de tal forma que se pueda interpolar de la manera siguiente:

Tasa 1	VPN (+)
TIR	VPN = 0
Tasa 2	VPN (-)

$$TIR = \left[\frac{(Tasa\ 1 - Tasa\ 2)(0 - VPN(-))}{(VPN(+)) - (VPN(-))} \right] + Tasa\ 2$$

El valor de la tasa interna de retorno no aplica para el presente drenaje, ya que se considera una evaluación financiera sin recuperación de costos de inversión, debido a que el financiamiento se pretende obtener por medio de una donación hacia la comunidad, para que sea esta la que se encargue únicamente del mantenimiento del sistema.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO - PROFESIONAL

2.1. Diseño del alcantarillado sanitario para el sector Coc, caserío Cipresales, cantón Xajaxac

2.1.1. Descripción del proyecto

El diseño de la red del alcantarillado sanitario del sector Coc, del caserío Cipresales, se realizó dando un enfoque a las necesidades de la comunidad, pretendiendo por medio de este proyecto, dar una mejor calidad de vida a sus habitantes.

Inicialmente, se realizó una visita preliminar al proyecto para conocer la situación actual de la comunidad. Con acompañamiento de los habitantes del caserío se realizaron diversas visitas en donde se pudo conocer las necesidades básicas de la comunidad y un estudio para realizar el levantamiento topográfico. El levantamiento se hizo tomando en cuenta las características topográficas del lugar, así como el desfogue para el drenaje. Del cual es importante señalar que la comunidad ya cuenta con un predio para la planta de tratamiento. Después de terminado el trabajo de campo, se procedió a procesar la información y realizar el diseño del alcantarillado sanitario.

2.1.2. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico fue realizado para lograr la mayor precisión del lugar, tomando puntos en los siguientes casos:

- a) En todos los cruces de calles
- b) A distancias no mayores de 20 metros
- c) En todos los puntos en que haya cambio de dirección
- d) En todos los puntos en que haya cambio de pendiente del terreno
- e) En todos los lechos de quebradas, puntos salientes del terreno y depresiones
- f) En las alturas máximas y mínimas del agua en el caudal o cuerpo de agua en el que se tenga proyectado efectuar la descarga

Los datos del levantamiento están consignados en la libreta de campo.

2.1.3. Diseño del drenaje sanitario

2.1.3.1. Bases de diseño

Período de diseño: es el período de funcionamiento eficiente del sistema; pasado este período, es necesario rehabilitar el mismo. Los sistemas de alcantarillado serán proyectados para llenar adecuadamente su función durante 20, 30 a 40 años a partir de la fecha de su construcción. Para el efecto se tomó un período de 31 años.

Población tributaria: se obtuvo con el número de casas localizadas en cada tramo, multiplicándolo por el número de habitantes por vivienda. La densidad de habitantes por vivienda para el caserío Cipresales es de 5.67 hab/viv.

Dotación: los factores que se consideran en la dotación son el clima, nivel de vida, actividad productiva, abastecimiento privado, servicios comunales o

públicos, facilidad de drenaje, calidad de agua, medición, administración del sistema y presión del mismo.

La dotación para el caserío Cipresales es de 200 lts/hab/día.

Factor de retorno al sistema: se considera que el 75% al 90% del consumo de agua de una población retorna al alcantarillado. En este caso se tomó un factor de retorno al sistema de 80%.

2.1.3.2. Cálculo de caudales

Caudal máximo de origen doméstico: será calculado para cada tramo con base en el número de conexiones futuras que contribuyan al tramo, el que expresado en litros por segundo será:

- a) Para tramos que tengan una contribución de menos de 100 conexiones futuras, se determinará según la fórmula:

$$q=0.45*\sqrt{(n-1)}$$

Siendo: q= caudal máximo (lts/s)

n= número de conexiones

- b) Para tramos que tengan contribución de 100 a 1000 conexiones futuras, se determinará según la fórmula:

$$q=75\% \text{ del caudal medio} * \left[\frac{18+\sqrt{p}}{4+\sqrt{p}} \right]$$

Siendo: q= caudal máximo (lts/s)

P= población tributaria en miles de habitantes.

- c) Para tramos que tengan contribución de más de 1000 conexiones se usará el caudal de hora máxima:

$$q = \frac{n \cdot 6 \cdot 200 \cdot 2.5}{86400}$$

Caudal de infiltración: para la estimación del caudal de infiltración que entra a las alcantarillas, se tomará en cuenta la profundidad del nivel freático del agua subterránea en relación con la profundidad y el tipo de tubería. Los caudales por cada kilómetro de tubería que contribuyan al tramo, se estimarán calculando los tubos centrales y los de conexión domiciliar, en litros por segundo, de la siguiente manera:

- Para tuberías que quedarán sobre el nivel freático
 - tuberías de cemento: $q_i = 0.025 \cdot \text{diámetro en pulgadas}$
 - tuberías de pvc $q_i = 0.01 \cdot \text{diámetro en pulgadas}$

- Para tuberías que quedarán bajo el nivel freático
 - tuberías de cemento: $q_i = 0.15 \cdot \text{diámetro en pulgadas}$
 - tuberías de pvc $q_i = 0.02 \cdot \text{diámetro en pulgadas}$

- Coeficiente de rugosidad (n):
 - n: 0.009 tubería Novafort según manual del fabricante
 - n: 0.010 tubería PVC
 - n: 0.009 tubería de cemento

2.1.3.3. Caudal de diseño

El caudal con que se diseñará cada tramo del sistema sanitario será la suma de:

- a) Caudal máximo de origen doméstico
- b) Caudal de infiltración
- c) Caudal ilegal por aguas de lluvia que se conecten en patios o bajadas de techo por error; por este concepto se agregará un 10% del caudal doméstico.

2.1.3.4. Ejemplo de tramo

Población actual: 255 habitantes

Población futura: $Pf = Po(1+r)^n$

Donde $r = 3.17\%$ (Según Plan Municipal de Agua y Saneamiento, Sololá)

$n = 31$ años

$$Pf = 255(1+0.0317)^{31}$$

$$Pf = 671 \text{ hab}$$

Número de viviendas actuales: 45

Densidad de vivienda:

$$\frac{\text{hab}}{\text{viv}} = \frac{255}{45} = 5.67 \text{ hab/viv}$$

→ Tramo 1

PV1 – PV2

Cota de terreno PV1: 999.928

Cota de terreno PV2: 1000.108

DH: 35.39 m

$$S = \frac{(999.928 - 1000.108)}{35.396} = -0.00509$$

Viviendas actuales: 2

No. habitantes actuales: $(2)(5.67) = 11$

No. habitantes futuros: $11(1 + 0.0317)^{31} = 29$

Viviendas futuras:

$$\frac{29}{5.67} = 5$$

Diámetro propuesto: 6"

Caudal doméstico (lts/s): actual $0.45 * \sqrt{(2-1)} = 0.45$

Futuro $0.45 * \sqrt{(5-1)} = 0.90$

Caudal de infiltración (lts/s): actual $0.01 * (6") = 0.06$

futuro $0.01 * (6") = 0.06$

Caudal ilícito (lts/s): actual $0.1 * 0.045 = 0.045$

futuro $0.1 * 0.09 = 0.09$

Caudal de diseño (lts/s): actual $0.45 + 0.06 + 0.045 = 0.56$

futuro $0.90 + 0.06 + 0.09 = 1.05$

La pendiente mínima es la que permite la velocidad mínima, la pendiente propuesta es: 1.5%

Velocidad:

$$\frac{0.03429*(0.015)^{1/2}*(6)^{2/3}}{0.009} = 1.541$$

Caudal a sección llena:

$$Q = \frac{\pi}{4} * 0.0254^2 * 6^2 * 1.541 * 1000 = 28.11$$

Relaciones hidráulicas:

Actuales:

$$q/Q = 0.01992$$

$$v/V = 0.393$$

$$d/D = 0.097$$

Futuras:

$$q/Q = 0.037359$$

$$v/V = 0.478$$

$$d/D = 0.132$$

Velocidad actual:

$$(1.54077)(0.393) = 0.6055$$

$$(1.54077)(0.478) = 0.736$$

→ Optimización

Optimizando los resultados se prueba con pendientes menores que permitan llegar a la velocidad mínima que es 0.6.

Pendiente optima: 1.47%

Velocidad

$$\frac{0.03429*(0.0147)^{1/2}*(6)^{2/3}}{0.009} = 1.525$$

Caudal a sección llena:

$$Q = \frac{\pi}{4} * 0.0254^2 * 6^2 * 1.525 * 1000 = 27.91$$

→ Relaciones hidráulicas:

Actuales:

$$q/Q = 0.01992$$

$$v/V = 0.393$$

$$d/D = 0.097$$

Futuras:

$$q/Q = 0.0418$$

$$v/V = 0.493$$

$$d/D = 0.132$$

Velocidad actual:

$$(1.525)(0.393) = 0.60$$

$$(1.525)(0.478) = 0.75$$

→ Cotas invert

Altura mínima de pozo de visita: 1.20 m

Cota invert de salida: Cota de terreno – Altura mínima
999.928 – 1.20
998.73

Cota invert de entrada: Cota invert de salida – (%s * d)
998.73 – (0.0147 * 35.396)
998.21

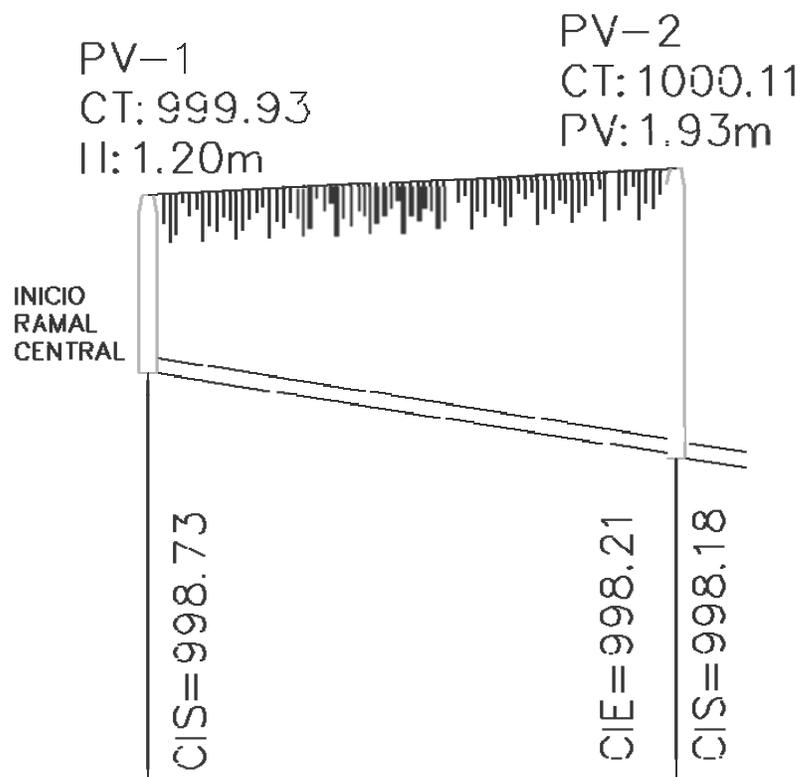
→ Alturas de pozos

H pozoi: Cota de terreno – Cota invert de salida

H pozoi: 999.928 – 998.73
1.20

H pozof: Cota de terreno – Cota invert de entrada
1000.108 – 998.21
1.90

Figura 3. Tramo de pozo de visita 1 a pozo de visita 2



Fuente: elaboración propia.

2.1.3.5. Diseño hidráulico

DE	A	DH	S terreno	LONG.	VW AQUM	CAUDAL DISEÑO (ps)		Ø TUB.	% TUBO	Coeff	SECCION LLENA			INICO		FINAL		VELOCIDAD (fps)		COJAS INVERT		ALTURA ROZO				
						ACT.	FUT.				ACTUAL	FUTURO	Q	V	Qd/Q	VV	d/D	Qd/Q	VV	d/D	ACTUAL	FUTURO	INICO	FINAL	ACTUAL	FUTURO
i	PV-1	PV-2	35.40	-0.51%	35.40	2	6	0.56	1.17	6	1.47%	0.009	1.53	27.91	0.0199	0.393	0.097	0.0418	0.493	0.139	0.60	0.75	998.73	998.21	1.20	1.90
		PV-3	19.32	5.19%	54.71	3	9	0.76	1.46	6	1.40%	0.009	1.49	27.18	0.0280	0.436	0.114	0.0537	0.531	0.157	0.65	0.79	998.18	997.91	1.93	1.20
		PV-4	39.40	-0.70%	94.11	3	9	0.76	1.46	6	1.10%	0.009	1.32	24.08	0.0316	0.452	0.121	0.0606	0.552	0.167	0.60	0.73	997.88	997.44	1.23	1.94
		PV-6	49.08	0.29%	143.19	3	9	0.76	1.46	6	1.13%	0.009	1.34	24.44	0.0311	0.450	0.120	0.0597	0.548	0.165	0.60	0.73	997.41	996.86	1.97	2.38
i	PV-5	PV-6	33.63	0.45%	33.63	2	6	0.56	1.17	6	1.48%	0.009	1.53	27.91	0.0199	0.393	0.097	0.0418	0.493	0.139	0.60	0.75	998.19	997.69	1.20	1.54
		PV-7	18.68	5.77%	195.50	6	18	1.17	2.10	6	0.77%	0.009	1.10	20.07	0.0582	0.544	0.163	0.1047	0.647	0.218	0.60	0.71	996.83	996.69	2.41	1.47
		PV-8	21.19	8.27%	216.68	7	21	1.27	2.27	6	6.85%	0.009	3.29	60.01	0.0212	0.401	0.100	0.0379	0.478	0.132	1.32	1.57	996.66	995.20	1.50	1.20
		PV-9	52.03	7.05%	288.71	9	27	1.46	2.58	6	6.97%	0.009	3.32	60.56	0.0241	0.419	0.107	0.0427	0.495	0.140	1.39	1.64	995.17	991.55	1.23	1.20
		PV-9	39.23	-0.82%	307.94	12	35	1.70	2.95	6	0.86%	0.009	0.94	17.15	0.0982	0.637	0.212	0.1718	0.747	0.280	0.60	0.70	991.52	991.30	1.23	1.77
		PV-10	54.62	-0.87%	362.66	15	43	1.91	3.27	6	0.50%	0.009	0.89	16.23	0.1178	0.669	0.231	0.2013	0.782	0.304	0.60	0.70	991.27	991.00	1.80	2.54
i	PV-15	PV-14	61.73	5.12%	61.73	2	6	0.56	1.17	6	5.12%	0.009	2.85	51.99	0.0107	0.325	0.072	0.0224	0.409	0.103	0.93	1.16	999.07	995.91	1.20	1.20
		PV-14	48.68	7.20%	110.41	4	12	0.92	1.70	6	7.13%	0.009	3.36	61.29	0.0150	0.362	0.085	0.0278	0.436	0.114	1.22	1.46	995.88	992.41	1.23	1.20
		PV-13	33.27	0.59%	143.68	4	12	0.92	1.70	6	0.95%	0.009	1.23	22.44	0.0409	0.489	0.137	0.0758	0.589	0.186	0.60	0.72	992.38	992.06	1.23	1.35
		PV-12	29.94	-0.42%	173.62	5	15	1.05	1.91	6	0.85%	0.009	1.16	21.16	0.0466	0.519	0.151	0.0904	0.621	0.203	0.60	0.72	992.03	991.78	1.38	1.76
		PV-20	37.28	2.40%	573.46	22	64	2.33	3.99	6	0.44%	0.009	0.83	15.14	0.1538	0.724	0.265	0.2635	0.843	0.350	0.60	0.70	990.97	990.80	2.57	1.84
i	PV-15	PV-16	38.72	9.91%	38.72	2	6	0.56	1.17	6	9.90%	0.009	3.96	72.23	0.0077	0.295	0.062	0.0162	0.370	0.088	1.17	1.46	999.07	995.24	1.20	1.20
		PV-16	36.72	0.25%	77.44	5	14	1.05	1.84	6	0.85%	0.009	1.16	21.16	0.0466	0.519	0.151	0.0872	0.613	0.199	0.60	0.71	995.21	994.88	1.23	1.46
		PV-17	50.17	7.05%	127.61	8	22	1.37	2.33	6	6.48%	0.009	3.20	58.37	0.0235	0.414	0.105	0.0399	0.466	0.136	1.32	1.56	994.85	991.60	1.49	1.20
		PV-18	10.02	2.69%	137.63	8	22	1.37	2.33	6	2.40%	0.009	1.95	35.57	0.0385	0.482	0.134	0.0655	0.564	0.173	0.94	1.10	991.57	991.33	1.23	1.20
		PV-19	41.99	-0.28%	179.62	10	28	1.55	2.63	6	0.62%	0.009	0.99	18.06	0.0656	0.610	0.197	0.1458	0.712	0.257	0.60	0.70	991.30	991.04	1.23	1.61
i	PV-22	PV-21	22.00	1.86%	22.00	1	3	0.06	0.76	6	10.00%	0.009	3.98	72.60	0.0008	0.150	0.022	0.0105	0.325	0.072	0.60	1.29	996.06	993.86	1.20	2.99
		PV-20	48.10	8.74%	70.10	4	11	0.92	1.63	6	4.95%	0.009	2.80	51.07	0.0180	0.383	0.093	0.0318	0.455	0.122	1.07	1.27	993.83	991.44	3.02	1.20
		PV-23	26.23	6.64%	849.41	36	103	2.99	5.06	6	4.08%	0.009	2.54	46.33	0.0645	0.562	0.172	0.1092	0.666	0.223	1.43	1.67	990.77	989.70	1.87	1.20
		PV-24	25.46	-0.50%	874.87	36	103	2.99	5.06	6	0.96%	0.009	0.75	13.68	0.2184	0.800	0.317	0.3698	0.924	0.420	0.60	0.69	989.67	989.58	1.23	1.45
		PV-25	14.52	7.47%	889.39	36	103	2.99	5.06	6	5.55%	0.009	2.96	53.99	0.0563	0.536	0.159	0.0937	0.626	0.206	1.59	1.85	989.55	988.74	1.48	1.20
i	PV-27	PV-26	53.91	11.73%	53.91	3	8	0.76	1.37	6	11.73%	0.009	4.31	78.62	0.0097	0.316	0.069	0.0174	0.378	0.091	1.36	1.63	999.83	993.50	1.20	1.20
		PV-25	44.98	10.58%	98.90	7	19	1.27	2.16	6	10.50%	0.009	4.08	74.42	0.0171	0.375	0.090	0.0290	0.443	0.117	1.53	1.81	993.47	988.75	1.23	1.20
		PV-31	44.36	5.30%	1032.64	43	122	3.27	5.51	6	5.23%	0.009	2.88	52.53	0.0622	0.556	0.169	0.1048	0.647	0.218	1.60	1.86	988.72	986.40	1.23	1.20
i	PV-27	PV-28	71.63	9.31%	71.63	1	3	0.06	0.76	6	9.94%	0.009	3.97	72.42	0.0008	0.150	0.022	0.0105	0.325	0.072	0.60	1.29	999.83	992.71	1.20	1.65
		PV-28	40.10	2.75%	111.72	2	6	0.56	1.17	6	1.55%	0.009	1.57	28.64	0.0184	0.391	0.096	0.0407	0.489	0.137	0.61	0.77	992.68	992.06	1.68	1.20
i	PV-30	PV-29	42.59	7.97%	154.31	1	3	0.06	0.76	6	9.94%	0.009	3.97	72.42	0.0008	0.150	0.022	0.0105	0.325	0.072	0.60	1.29	995.46	991.23	1.20	2.04
		PV-31	53.64	10.57%	319.67	3	9.00	0.76	1.46	6	10.51%	0.009	4.08	74.42	0.0102	0.322	0.071	0.0196	0.393	0.097	1.32	1.61	991.20	985.56	2.07	2.04

Fuente: elaboración propia.

2.1.4. Propuesta de tratamiento

2.1.4.1. Diseño de fosas sépticas

Una fosa séptica es un contenedor hermético cerrado en donde se acumulan las aguas negras y donde se les da un tratamiento primario, separando los sólidos de las aguas negras. Se eliminan los sólidos al acumular las aguas negras en el tanque y permitir que parte de los sólidos se asienten en el fondo del tanque, mientras que los sólidos que flotan (aceites y grasas) suben a la parte superior.

Para darles tiempo a los sólidos a asentarse, el tanque debe retener las aguas negras por lo menos 24 horas. Algunos de los sólidos se eliminan del agua, otros se digieren o se quedan en el tanque. Hasta un 50 por ciento de los sólidos que se acumulan en el tanque se descomponen; el resto se acumula como lodo en el fondo y debe bombearse periódicamente del tanque.

En el diseño de un tanque séptico es necesario determinar los siguientes aspectos:

→ Tiempo de retención hidráulica del volumen de sedimentación

Será calculado mediante la siguiente fórmula:

$$Pr = 1.5 - 0.3 * \log(P * q)$$

Donde:

Pr = Tiempo promedio de retención hidráulica en días

P = Población servida

Q = Caudal de aporte unitario de aguas residuales en lt/hab/día

En ningún caso, el tiempo de retención hidráulica de diseño deberá ser menor a seis horas.

→ Volumen de sedimentación

$$V_s = 10^{-3} * (P * q) Pr$$

Donde:

Vs = Volumen de sedimentación en m³.

→ Volumen de almacenamiento de lodos

$$V_d = G * P * N * 10^{-3}$$

Donde:

Vd = Volumen de almacenamiento de lodos en m³

G = Volumen de lodos producido por persona y por años en lt.

N = Intervalo de limpieza o retiro de lodos en años

→ Volumen de lodos producidos:

La cantidad de lodos producidos por habitante y por año depende de la temperatura ambiental y de la descarga de residuos de cocina. Los valores que deben considerarse son:

Clima cálido 50litros/habitante-año

Clima frío 40litros/habitante-año

En caso de descargas de los lavaderos, lavaplatos u otros aparatos sanitarios instalados en restaurantes, cocinas de hoteles, hospitales y similares; donde exista el peligro de introducir cantidad suficiente de grasa que afecte el

buen funcionamiento del sistema de la evacuación de las aguas residuales, a los valores anteriores se les adicionará un valor de 20 litros/habitante-año.

→ Volumen de natas

Como valor normal se considerará un volumen mínimo de 0.70 metros cúbicos.

→ Espacio de seguridad

La distancia entre la parte inferior del ramal de la tee de salida y la superficie inferior de la capa de natas no deberá ser menor a 0.10 metros.

→ Profundidad de sedimentación:

Se optará por el valor resultante de la división entre el volumen de sedimentación (V_s) y el área superficial del tanque séptico (A). En ningún caso, la profundidad de sedimentación será menor a 0.30 metros.

→ Profundidad de nata y almacenamiento de lodos

La determinación de las profundidades correspondientes al volumen de natas y de lodos se efectuará dividiendo el volumen de natas y el de almacenamiento de lodos, entre el área superficial del tanque séptico.

→ Profundidad neta del tanque séptico

La profundidad neta del tanque séptico se obtendrá a partir de la suma de las profundidades de natas, sedimentación, almacenamiento de lodos y del espacio de seguridad.

→ Localización de la fosa séptica

Deberá estar a 15 metros de otras edificaciones como mínimo; no debe estar en zonas pantanosas y se debe tomar en cuenta el proceso de limpieza que deberá realizarse.

→ Recomendaciones adicionales:

- Cuando el caudal promedio oscile entre 1900 y 5700 lts/día, $1900 < Q_p < 5,700$ lts/día el volumen útil será igual a:

$$\text{Vol} = 1.5 * Q_p$$

- Cuando el caudal promedio oscile entre 5700 y 37800 lts/día, $5700 < Q_p < 37,800$ lts/día el volumen útil será igual a:

$$\text{Vol} = 4260 + 0.75 * Q_p$$

- Altura mínima de 0.75 a 1.50 metros.
- Volumen mínimo de 1900 lts/seg.

2.1.4.2. Dimensionamiento de las zanjas de absorción

Pueden sustituir o ser complementarios al campo de oxidación. Consisten en excavaciones de más o menos un diámetro y profundidad variable. En éstos el agua se infiltra por paredes y piso que deberán ser permeables; se recomienda llenar de grava a la altura aproximada de 1m para lograr una buena distribución de agua en el fondo.

El campo de absorción permite el tratamiento final y la distribución de las aguas negras. Un sistema convencional consiste en tuberías perforadas rodeadas de materiales, tales como grava y pedazos de llanta cubiertos de tela geotextil y suelo arcilloso. Para tratar las aguas negras, este sistema depende mucho del suelo donde los microorganismos ayudan a eliminar la materia orgánica, los sólidos y los nutrientes que permanecen en el agua.

Mientras que el efluente fluye continuamente hacia el suelo, los microbios que digieren los componentes de las aguas negras forman una capa biológica. La capa reduce el movimiento del agua por el suelo y ayuda a evitar que el área debajo de la capa se sature. El agua debe correr por el suelo que no esté saturado para que los microbios que se encuentran allí y en la capa puedan ingerir los desperdicios y los nutrientes del efluente. El césped que cubre el sistema de campo de absorción también usa los nutrientes y el agua para crecer.

Las características que deben considerarse para el dimensionamiento de una zanja de absorción son:

- La relación largo-ancho del área superficial del tanque séptico deberá estar comprendida entre 2:1 a 5:1;

- El espacio libre entre la capa superior de nata y la parte inferior de la losa de techo del tanque no será menor a 0.30 m;
- El ancho de la zanja séptica no deberá ser menor a 0.60 m. y la profundidad neta no menor a 0.75 m;
- El diámetro mínimo de las tuberías de entrada y salida del tanque séptico será de 100 mm (4") y 75 mm (3");
- El nivel de tubería de salida del tanque séptico deberá estar situado a 0.05 metros por debajo de la tubería de entrada del tanque séptico;
- El fondo de los tanques sépticos tendrá una pendiente de 2% orientada hacia el punto de ingreso de los líquidos;
- En los casos en que el terreno lo permita, se colocará una tubería de 150 mm de diámetro para el drenaje de lodos, cuyo extremo se ubicará a 0.10 metros por encima de la sección más profunda del tanque séptico. La tubería estará provista de válvula de tipo compuerta y la carga de agua sobre el mismo no deberá ser menor a 1.80 m;
- El techo de los tanques sépticos deberá estar dotado de losas de inspección. Las losas removibles se colocarán sobre los dispositivos de entrada, salida e interconexión y deberán ser no menor a 0.60 x 0.60 m.

2.1.5. Evaluación de impacto ambiental

El impacto ambiental: (IA) es la alteración, modificación o cambio en el ambiente, o en alguno de sus componentes de cierta magnitud y complejidad

originado o producido por los efectos de la acción o actividad humana. Esta acción puede ser un proyecto de ingeniería, un programa, un plan, o una disposición administrativo-jurídica con implicaciones ambientales. Debe quedar explícito; sin embargo, que el término impacto no implica negatividad, ya que éste puede ser tanto positivo como negativo.

→ Salud

- Impacto negativo: habrá un impacto relativamente pequeño en la salud durante la etapa de construcción, debido al movimiento de tierras se producirá polvo en las sucesivas etapas del proyecto, lesiones menores ocasionadas por accidentes; el impacto es positivo.
- Medida de mitigación: para evitar el polvo producido por el zanjeo o por otro tipo de actividades, será necesario programar adecuadamente el horario de las labores de zanjeo, las que deberán llevarse en el tiempo más corto posible, o al personal que está laborando se le implementará mascarillas; la compactación se hará con una humedad óptima para que el viento no arrastre las partículas. Se le dará instrucciones al equipo trabajador para el manejo correcto de las herramientas, y se les indicará los lugares de alto riesgo para evitar accidentes.

→ El agua

- Impacto negativo: al momento de la excavación para introducir la tubería de drenaje podrían quebrarse los tubos existentes de agua potable, ya que no existen planos de la red, por lo que podría

contaminarse o existir desperdicio de agua, ocasionando un impacto negativo.

- Medida de mitigación: en las excavaciones deberá tenerse el cuidado necesario para evitar los daños a la tubería de agua potable con el fin de no dañarla.

2.1.6. Presupuesto

Tabla VI. Resumen del presupuesto

No	REGLÓN / DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO TOTAL MATERIALES (Q)	COSTO TOTAL MANO DE OBRA (Q)	COSTO TOTAL (Q)
1	REPLANTEO	1207.4	ml		1267.77	1267.77
2	PRELIMINARES	1415.76	ml		5071.08	5071.08
3	LEVANTADO DE EMPEDRADO	401.8	m ²		23625.84	23625.84
4	EXCAVACIÓN	1519.37	m ³		95720.05	95720.05
5	COLECTOR DE PVC Ø 6"	1207.4	ml	95465.52	3803.31	99268.83
6	POZOS DE VISITA Ø 1.20 m	31	Unidad	3410.10	1597.79	5007.89
7	CONEXIONES DOMICILIARES CONDICIÓN NORMAL	17	Unidad	11592.29	105.02	11697.31
8	CONEXIONES DOMICILIARES CONDICIÓN PROFUNDA	14	Unidad	886.07	412.07	1298.14
9	CAÍDAS MAYORES DE 0.70m	3	Unidad	941.70	78.31	1020.01
10	RELLENO COMPACTADO	1206.49	m ³		101345.38	101345.38
11	COLOCACIÓN EMPEDRADO	401.8	m ²	16410.00	29532.30	45942.30
12	RETIRO DE SOBRENTE	356.76	m ³		63681.90	63681.90
13	TRANSPORTE	1	global			5000.00
	SUBTOTAL			128705.68	326240.83	
	COSTO TOTAL PROYECTO					459946.51

Fuente: elaboración propia.

2.1.7. Cronograma de ejecución

Tabla VII. Cronograma de ejecución, físico y financiero

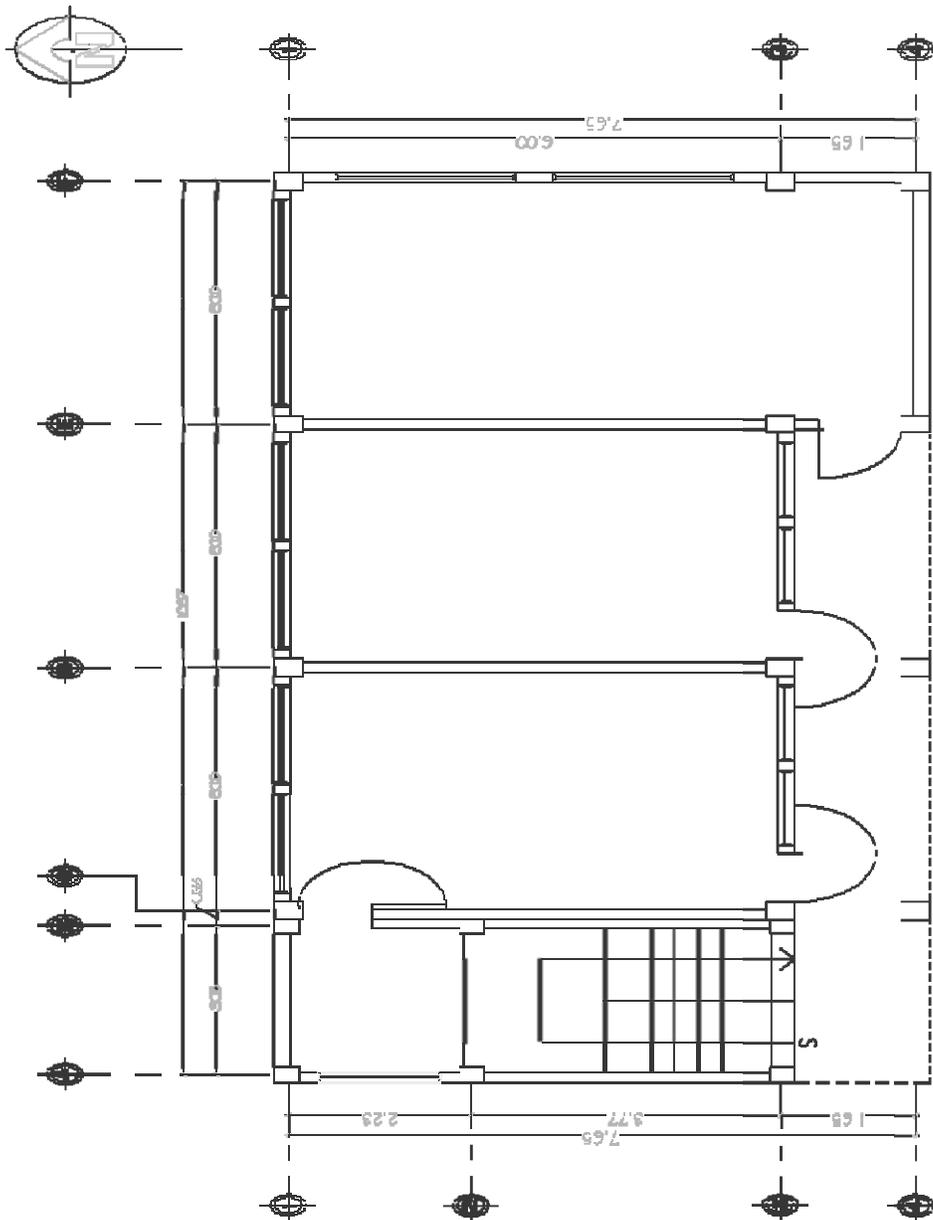
No.	DESCRIPCIÓN	MESES/semanas					TOTALES (Quetzales)	F.P.	
		1	2	3	4	5			
1	REPLANTEO 1207.4 mL	P							
		Q	1267.77					1267.77	0%
2	PRELIMINARES 1415.76 mL	P							
		Q	5071.08					5071.08	1%
3	LEVANTADO DE EMPEDRADO 401.8 m2	P							
		Q	23625.84					23625.84	5%
4	EXCAVACIÓN 1519.36 m3	P							
		Q	10635.56	42542.25	42542.25			95720.05	21%
5	COLECTOR DE PVC Ø 6" 1207.4 mL	P							
		Q		33089.61	44119.48	22059.74		99268.83	22%
6	POZOS DE VISITA Ø 1.20 m 31 Unidades	P							
		Q		1669.30	3338.60			5007.89	1%
7	CONEXIONES DOMICILIARES CONDICIÓN NORMAL 17 Unidades	P							
		Q		1949.55	7798.21	1949.55		11697.31	3%
8	CONEXIONES DOMICILIARES CONDICIÓN PROFUNDA 14 Unidades	P							
		Q			1038.51	259.63		1298.14	0%
9	CAIDAS MAYORES DE 0.70m 3 Unidades	P							
		Q			340.00	1360.01		1020.01	0%
10	RELLENO COMPACTADO 1206.49 m3	P							
		Q		23387.40	31183.19	31183.19	15591.60	101345.38	22%
11	COLOCACIÓN EMPEDRADO 401.8 m2	P							
		Q				11485.58	34456.73	45942.30	10%
12	RETIRO DE SOBRENTE 356.76 m3	P							
		Q		9097.41	18194.83	18194.83	18194.83	63681.90	14%
13	TRANSPORTE 356.76 m3	P							
		Q	294.12	1176.47	1176.47	1176.47	1176.47	5000.00	1%
TOTAL DEL PROYECTO			40894.37	112911.99	149731.54	87669.00	69419.62	459946.51	100%
F.P.=			9%	25%	33%	19%	15%		100%

Fuente: elaboración propia.

2.2. Diseño del edificio de la escuela rural, caserío Chuicacaste, aldea Pixabaj

2.2.1. Infraestructura para la escuela

Figura 4. Planta general escuela



Fuente: elaboración propia.

2.2.1.1. Localización del terreno

El terreno para la construcción de la escuela rural se encuentra ubicado en el caserío Chuicacaste, en la parte central en donde actualmente ya existen 3 edificios, de los cuales uno es el que se necesita demoler para construir la nueva edificación.

2.2.1.2. Topografía del terreno

La topografía del terreno se encuentra nivelada en su mayoría, debido a que ya hay instalaciones; por lo tanto no es necesario hacer un movimiento de tierras para la construcción.

2.2.1.3. Evaluación del suelo

La evaluación del suelo fue realizada en noviembre del 2009, con ayuda de los comunitarios se extrajo una muestra de un pie cúbico la cual fue llevada al Centro de Investigaciones de Ingeniería, en donde se procedió a realizar los ensayos de compresión axial y límites de Atterberg. Con base en los resultados entregados por el laboratorio se hicieron los cálculos necesarios para determinar la carga admisible del suelo, los cuales son:

→ DATOS

Altura del edificio:	6 metros
Profundidad de excavación para la muestra:	2 metros
Volumen de la muestra:	1 ft ³
Ángulo de fricción interno:	13.46°
Cohesión:	3.50 ton/m ²

Descripción del suelo:	limo arcilloso arenoso color café
Densidad seca:	0.65 ton/m ³
Densidad húmeda:	1.25 ton/m ³
Base:	1 metro

Tomando como base los anteriores datos se pueden calcular las capacidades de carga y valor soporte del suelo:

$$13.46^{\circ} * \frac{\pi \text{ rad}}{180^{\circ}} = 0.235 \text{ rad}$$

$$q_u = C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) (e^{\pi \tan \phi})$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{13.46}{2} \right) (e^{\pi \tan 13.46})$$

$$N_q = 3.408$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_c = (3.408 - 1) \cot 13.46$$

$$N_c = 10.061$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

$$N_{\gamma} = 2(3.408 + 1) \tan 13.46$$

$$N_{\gamma} = 2.11003$$

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} * \frac{N_q}{N_c}$$

$$F_{cs} = 1 + \frac{1}{1} * \frac{3.408}{10.061}$$

$$F_{cs} = 1.3387$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{1}{1} \tan 13.46$$

$$F_{qs} = 1.239$$

$$F_{ys} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

$$F_{ys} = 1 - 0.4 \frac{1}{1}$$

$$F_{ys} = 0.6$$

$$\frac{D_f}{B} = \frac{2}{1}$$

$$2 > 1$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} (2)$$

$$F_{cd} = 1.44$$

$$F_{yd} = 1$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan 13.46 (1 - \sin 13.46)^2 \tan^{-1} (2)$$

$$F_{qd} = 1.2214$$

$$q_u = 3.5(10.061)(1.3387)(1.44)(1) + (2 \cdot 1.25)(3.408)(1.239)(1.2214)(1) + 1/2(1.25)(1)(2.11)(0.6)$$

$$q_u = 81.5703$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_s}$$

$$q_{adm} = \frac{81.5703}{3}$$

$$q_{adm} = 27.19 \text{ ton/m}^2$$

2.2.1.4. Normas para el diseño

Para poder realizar un diseño estructural satisfactorio es necesario regirse a ciertas normas de la ingeniería que permiten tener seguridad de que ante un sismo, la estructura será capaz de resistir lo suficiente, de modo que no hayan pérdidas humanas ni riesgos de colapso o hundimiento.

Las normas de apoyo utilizadas para el diseño de la escuela en el caserío Chuicacaste son las siguientes

- ACI 318-05
- UBC 1997
- AGIES
- COGUANOR

2.2.1.5. Criterios generales

2.2.1.5.1. Criterios de conjunto

El conjunto de instalaciones se realizó de modo que se acoplase a la estructura existente de la escuela, a sus colindancias y espacio disponible.

2.2.1.5.2. Criterios de iluminación

La iluminación que penetra a un local no solo depende de la cantidad de luz exterior, sino del número, tamaño y altura de las ventanas; así por ejemplo para una misma área de ventanas, el promedio de iluminación será mayor y la distribución de la luz será mejor, cuanto más altas se encuentren localizadas las mismas.

Por esta razón, se procuró instalar la mayor cantidad de ventanas posibles que permitan una buena iluminación natural para los alumnos, quedando las ventanas a una altura de 1.20 metros para que no distraigan su atención de la clase con mucha facilidad.

2.2.1.5.3. Otros criterios

Las escuelas son estructuras fundamentales que se deben proteger contra las amenazas naturales, porque la mayoría de sus ocupantes son niños que representan el futuro de la región. Las escuelas deben ser seguras desde el punto de vista estructural y funcional.

2.2.2. Diseño de la escuela

2.2.2.1. Diseño arquitectónico

Se realizó con base en la estructura existente, debido al limitado espacio, se procuró diseñar una estructura que satisfaga las necesidades planteadas por la comunidad, en cuanto a construir aulas más espaciosas en el primer y segundo nivel y una bodega en el primer nivel para el almacenamiento de utensilios propios de la escuela.

2.2.2.2. Ubicación de la escuela en el terreno

La comunidad ya tiene determinada la ubicación del edificio dentro de las instalaciones existentes, siendo ésta donde actualmente se encuentra un antiguo edificio en malas condiciones, el cual deberá demolerse para construir la nueva propuesta.

Se considera que la ubicación de la escuela cumple con la recomendación de situarse dentro de la zona de residencia a la cual sirve, entendiéndose por estar cerca del 70% de su alumnado como un mínimo, considerando las proyecciones futuras de desarrollo habitacional.

2.2.2.3. Distribución de ambientes

La distribución de ambientes fue realizada de acuerdo con el espaciamiento mínimo requerido para pasillos y gradas, de modo que permitiera que el espacio de las aulas fuera el máximo que permita una cómoda estadía para los alumnos dentro de las instalaciones.

2.2.2.4. Altura de edificio

La altura del edificio para cada nivel será de 3 metros, de esa manera se logrará una mayor iluminación y ventilación; por tanto son 6 metros en total. La cimentación tiene una profundidad de 2 metros adicionales.

2.2.3. Diseño estructural

2.2.3.1. Predimensionamiento estructural

Predimensionar la estructura es darle medidas preliminares a elementos que la componen, es decir, los que serán utilizados para soportar cargas aplicadas. Para esto, se puede recurrir a la experiencia en obras similares y/o utilizar métodos analíticos cortos. En este caso se aplican los métodos siguientes:

→ Predimensionamiento de losas

Se predimensiona el peralte o grosor de la losa. El método usa como variables las dimensiones de la superficie de la losa y el tipo de apoyos que tiene. En este caso se tienen dos tamaños de losas; por tanto, se toma la crítica y el peralte resultante.

Sentido de las losas:

Losa I

$$\frac{a}{b} = \frac{1.65}{5.00} = 0.33$$

Losa en 1 sentido

Losa II

$$\frac{a}{b} = \frac{5.00}{6.00} = 0.833$$

Losa en 2 sentidos

Espesor de las losas:

$$h = \frac{l}{21}$$

$$h = \frac{1.65}{21} = 0.079 = 8 \text{ cm}$$

$$t = \frac{P}{180} = \frac{(2*5.00) + (2*6.00)}{180}$$
$$t = 0.122 = 12 \text{ cm}$$

Se considerará el espesor más crítico que es el de 12 cm, dándole un factor de seguridad de 10 % en la construcción.

$$t = 0.12 * 1.1 = 0.13 = 13 \text{ cm}$$

El espesor de losa a considerar es de 13 cm.

→ Predimensionamiento de vigas

El ACI en el capítulo 21 indica que b_w debe ser mayor que el menor entre 0.3 h y 250 mm.

$$b_w = 0.3(h) = 0.3(3) = 0.90 \text{ m}$$

Por tanto b_w tendrá que ser mayor o igual a 250 mm.

Tabla VIII. **Alturas o espesores mínimos de losas en un sentido**

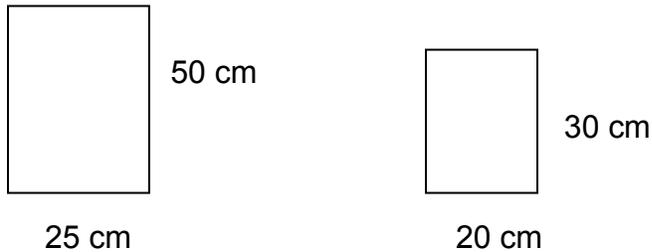
	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Fuente: tabla 9.5(a) ACI 318-05.

$$I = \frac{6}{18.5} = 0.32$$

$$b = \frac{l}{2} = \frac{0.32}{2} = 0.16$$

Donde $160 < 250$ mm, por tanto la sección asumida para las vigas será de 25 x 50 cm.

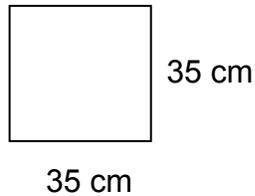


Las vigas del eje 3 al eje 4 serán de menor dimensión, ya que por el corto tramo de luz su tendencia será a absorber esfuerzos, lo que las puede volver muy rígidas.

→ Predimensionamiento de columnas:

Debido a que la estructura del presente diseño no es de gran tamaño, se demostró en las vigas que las dimensiones mínimas determinadas por el ACI

son mayores que las requeridas por la estructura, por tanto el predimensionamiento se hará de acuerdo con lo indicado en el capítulo 21 del ACI, donde por factores de seguridad se hará 5 mm mayor.



2.2.3.2. Modelos matemáticos de marcos rígidos

El modelo matemático de un marco rígido es una gráfica que representa tanto la forma como las cargas que soporta el marco, y sirve para hacer el análisis estructural del mismo.

En este caso, por la similitud de los marcos rígidos, en geometría y en las cargas aplicadas, se analizan únicamente los críticos en los sentidos X y Y.

2.2.3.3. Cargas aplicadas a los marcos rígidos

Las estructuras están sometidas a cargas de diferente índole, para clasificarlas existen varios criterios, aquí se hace una distinción de acuerdo con la dirección de su aplicación.

2.2.3.3.1. Cargas verticales en marcos rígidos

Para determinar las cargas verticales asignadas a cada marco se procede a realizar una integración de cargas:

→ Segundo nivel:

Cargas muertas:

Peso del concreto: $2,400 \text{ kg/m}^3 = 149.63 \text{ lb/ft}^3$

$$W_{\text{pañuelo}} = 0.9348 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} * 49.2\text{ft} * 25.092\text{ft} = 1154.04 \text{ lb}$$

$$W_{\text{losa}} = 149.63 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} * 0.4264\text{ft} * 49.2\text{ft} * 25.092\text{ft} = 78,765.50 \text{ lb}$$

$$W_{\text{vigas}} = 149.63 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} * ((0.82\text{ft} * 1.64\text{ft} * 177.12\text{ft}) \\ + (0.656\text{ft} * 0.984\text{ft} * 70.85\text{ft})) = 42,482.90 \text{ lb}$$

$$W_{\text{columnas}} = 149.63 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} * 1.15\text{ft} * 1.15\text{ft} * 12 * 4.92\text{ft} = 11,642.40 \text{ lb}$$

$$W_{\text{muros}} = 45 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} * 4.264\text{ft} * 187.94\text{ft} = 36,066.50 \text{ lb}$$

$$W_{\text{inst.elec.}} = 11.25 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} * 49.2\text{ft} * 25.092\text{ft} = 13,888.40 \text{ lb}$$

$$W_{\text{acabados}} = 16 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} * 187.94\text{ft}^2 = 3,007.10 \text{ lb}$$

$$W_{\text{nivel2}} = 187,006.84 \text{ lb}$$

Utilizando el mismo procedimiento para el primer nivel, se tiene un peso de:

$$W_{\text{nivel1}}=282,926.49 \text{ lb}$$

Cargas vivas:

$$CV_{n2}=20\text{lb/ft}^2 (49.2 \text{ ft} \cdot 25.092\text{ft})=24,690.50 \text{ lb}$$

$$CV_{n1}=\frac{40\text{lb}}{\text{ft}^2} (19.68 \text{ ft} \cdot 49.2\text{ft})$$

$$+100\text{lb/ft}^2 (5.412\text{ft} \cdot 49.2\text{ft})=65,357.30 \text{ lb}$$

Peso total de la estructura:

$$W_{\text{total}}=CM+0.25CV$$

$$W_{\text{total}}=282,926.49+0.25(65,357.30)=492,445.28 \text{ lb}$$

2.2.3.3.2. Cargas horizontales

Por ser Guatemala un país con alto riesgo sísmico, se diseñan los edificios tomando en cuenta este fenómeno. Para encontrar las fuerzas sísmicas aplicadas al edificio se utiliza:

→ Corte basal (V):

Que es la fuerza sísmica que el suelo transmite al edificio en la base. Para obtener su valor se usa la fórmula del UBC del año 1997:

(30-4)

$$V_B=\frac{C_u \cdot I}{R \cdot T} W$$

(30-5) puede no exceder:

$$V_B = \frac{2.5 * C_a * I}{R} W$$

(30-6) no puede ser menor que:

$$V_B = 0.11 * C_a * I * W$$

(30-7) en tipo de zona 4:

$$V_B = \frac{2.5 * C_a * I}{R} W$$

Donde:

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

$$T = 0.03 (25.92)^{3/4} = 0.3446 \text{ seg}$$

Tabla IX. **Ubicación de factores para el corte basal en el UBC 1997**

FACTOR	TABLA UBC '97	VALOR
C_v	16-R	$0.96 N_v$
I	16-K	1.25
R	16-N	8.5
C_a	16-Q	$0.36 N_a$
S	16-J	S_E
Z	16-I	0.4
N_v	16-T	1.2

Fuente: elaboración propia.

$$(30-4) V_B = \frac{(0.96 * 1.2) * (1.25)}{(8.5 * 0.3446)} (492.45) = 242.10 \text{ klb}$$

$$(30-5)V_B = \frac{2.5*(0.36*1)*(1.25)}{(8.5)} (492.45) = 65.178 \text{ klb}$$

$$(30-6)V_B = 0.11(0.36*1)(1.25)(492.45) = 24.376 \text{ klb}$$

$$V_B = \frac{2.5(0.36*1)(1.25)}{0.50} (492.45) = 27.809 \text{ klb}$$

El corte basal que se adoptará es el de la ecuación 30-5, $V_B = 65.18 \text{ klb}$.

La fuerza horizontal distribuida está dada por la ecuación:

$$F_x = \frac{(V-F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_t h_i}$$

$$w_2 h_2 = (26.24 \text{ ft})(193,179.47 \text{ lb}) = 5,069,029.16 \text{ lb-ft}$$

$$w_1 h_1 = (16.4 \text{ ft})(299,265.82 \text{ lb}) = 4,907,959.37 \text{ lb-ft}$$

$$\sum_{i=1}^n W_i h_i = 9,976,988.53 \text{ lb-ft}$$

→ Fuerza por nivel

$$F_{\text{Nivel } 2} = \frac{(65.178 \text{ klb})(5,069.03 \text{ klb-ft})}{9,976.99 \text{ klb-ft}} = 33.12 \text{ klb}$$

$$F_{\text{Nivel } 1} = \frac{(65.178 \text{ klb})(4,907.96 \text{ klb-ft})}{9,976.99 \text{ klb-ft}} = 32.06 \text{ klb}$$

Eje X marcos C, D, E, F

$$F_{\text{Nivel 2}} = \frac{33.12 \text{ kip}}{3} = 11.04 \text{ kip}$$

$$F_{\text{Nivel 2}} = 5.02 \text{ ton}$$

$$F_{\text{Nivel 1}} = \frac{32.06 \text{ kip}}{3} = 10.69 \text{ kip}$$

$$F_{\text{Nivel 1}} = 4.86 \text{ ton}$$

Eje Y marcos 1, 3, 4

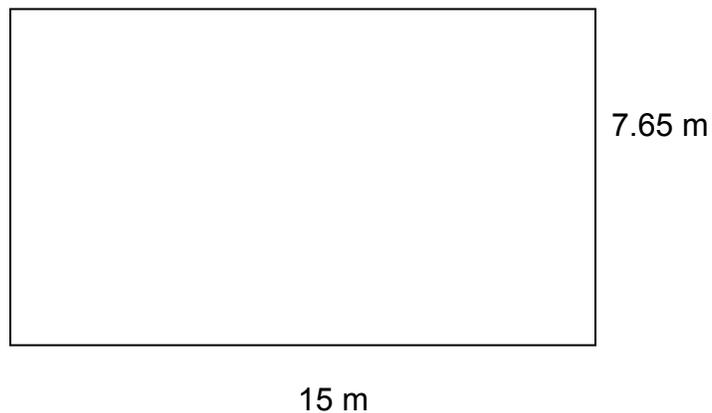
$$F_{\text{Nivel 2}} = \frac{33.12 \text{ kip}}{4} = 8.28 \text{ kip}$$

$$F_{\text{Nivel 2}} = 3.76 \text{ ton}$$

$$F_{\text{Nivel 1}} = \frac{32.06 \text{ kip}}{4} = 8.02 \text{ kip}$$

$$F_{\text{Nivel 1}} = 3.65 \text{ ton}$$

→ Cálculo del centro de masa:



$$X = \frac{\left(\frac{15}{2}\right) (15 \cdot 7.65)}{(15 \cdot 7.65)} = 7.50 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\left(\frac{7.65}{2}\right)(15 \cdot 7.65)}{(15 \cdot 7.65)} = 3.825 \text{ m}$$

Centro de masa: (x, y) = (7.50 m, 3.825 m)

→ Cálculo de rigideces:

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{3EI} + \frac{1.2Ph}{AG}}$$

$P_{\text{asumido}}: 10,000$

$H: 300 \text{ cm}$

$E: 15100 \sqrt{f'c}$

$F'c: 280 \text{ kg/cm}^2$

$G: 0.4E$

$I: 1/12 bh^3$

$$E = 15100 \sqrt{280} = 252671.33$$

$$G = 0.4(252671.33) = 101068.531$$

$$I = \frac{1}{12} (35)(35)^3 = 125052.08$$

$$A = (35)(35) = 1225$$

$$K = \frac{1}{\frac{(10000)(300)^3}{3(252671.33)(125052.08)} + \frac{1.2(10000)(300)}{(1225)(101068.53)}} = 0.35 \text{ kg/cm}$$

Donde K es igual para todas las columnas, pues todas tienen las mismas dimensiones.

Rigideces para eje Y:

$$K=4K$$

$$K=4(0.35)=1.40 \text{ kg/cm}$$

Para nivel 2 y nivel 1:

Tabla X. **Cálculo de rigidez en eje y**

MARCO	K	L	K*L
1	1.4	0	0
3	1.4	1.65	2.31
4	1.4	7.65	10.71
	4.2		13.02

Fuente: elaboración propia.

Centro de rigidez eje Y:

$$CR_y = \frac{13.02}{4.20} = 3.10$$

Rigideces para eje X:

$$K=3K$$

$$K=3(0.35)=1.05 \text{ kg/cm}$$

Para nivel 2 y nivel 1:

Tabla XI. **Cálculo de rigidez en eje x**

MARCO	K	L	K*L
C	1.05	0	0
D	1.05	5	5.25
E	1.05	10	10.5
F	1.05	15	15.75
	4.2		31.5

Fuente: elaboración propia.

Centro de rigidez eje X:

$$CR_x = \frac{31.50}{4.20} = 7.50$$

→ Excentricidades:

$$e_{\text{real}} = X_{\text{cm}} - X_{\text{cr}}, Y_{\text{cm}} - Y_{\text{cr}}$$

$$e_{\text{real } X} = 7.50 - 7.50 = 0$$

$$e_{\text{real } Y} = 3.825 - 3.10 = 0.725$$

Excentricidad de diseño:

$$e_{\text{diseño}} = 1.5e_{\text{real}} + 10\%B$$

$$e_{\text{diseño } X} = 1.5(0) + 10\%(15) = 1.5 \text{ m}$$

$$e_{\text{diseño } Y} = 1.5(0.725) + 10\%(7.65) = 1.85 \text{ m}$$

→ Torsión:

$$T = V_x * e_{\text{dis } y} + V_y * e_{\text{dis } x}$$

De esta fórmula se hará la combinación más crítica entre el 30% y 100%

$$T = 100\%V_x * e_{\text{dis } y} + 30\%V_y * e_{\text{dis } x}$$

$$T = 30\%V_x * e_{\text{dis } y} + 100\%V_y * e_{\text{dis } x}$$

Nivel 2:

$$T = 100\%(5.02)(1.85) + 30\%(3.76)(1.50) = 10.98 \text{ ton-m}$$

$$T = 30\%(5.02)(1.85) + 100\%(3.76)(1.50) = 8.43 \text{ ton-m}$$

Nivel 1:

$$T = 100\%(4.86)(1.85) + 30\%(3.65)(1.50) = 10.63 \text{ ton-m}$$

$$T = 30\%(4.86)(1.85) + 100\%(3.65)(1.50) = 8.17 \text{ ton-m}$$

→ Momento polar:

$$J = \sum (K_y * X_{CR}^2 + K_x * Y_{CR}^2)$$

$$J = (1.40)(2.5)^2 + (1.40)(7.5)^2 + (1.40)(2.5)^2 + (1.40)(7.5)^2 + (1.05)(3.825)^2 + (1.05)(2.175)^2 + (1.05)(3.825)^2 = 210.69 \text{ kg} \cdot \text{m}^2 / \text{cm}$$

→ Incremento por corte:

$$\Delta V = \frac{T * X_i * K_y}{J}$$

Nivel 2:

$$\Delta V_x = \frac{(10,980)(7.50)(1.40)}{(210.69)} = 547.20 \text{ kg}$$

$$\Delta V_y = \frac{(10,980)(3.825)(1.05)}{(210.69)} = 209.31 \text{ kg}$$

Nivel 1:

$$\Delta V_x = \frac{(10,630)(7.50)(1.40)}{(210.69)} = 529.76 \text{ kg}$$

$$\Delta V_y = \frac{(10,630)(3.825)(1.05)}{(210.69)} = 202.63 \text{ kg}$$

→ Cortante actuante:

V=corte transversal+corte torsional

$$V_{n2x} = 5.02 + 0.55 = 5.57 \text{ ton}$$

$$V_{n2y} = 3.76 + 0.21 = 3.97 \text{ ton}$$

$$V_{n1x} = 4.86 + 0.53 = 5.39 \text{ ton}$$

$$V_{n1y} = 3.65 + 0.20 = 3.85 \text{ ton}$$

2.2.3.4. Análisis de marcos rígidos método del Portal

Análisis estructural es el estudio al cual se somete una estructura para conocer el comportamiento de cada uno de sus miembros. El análisis es uno de los pasos básicos del desarrollo de proyectos de ingeniería, en porcentaje alto, depende de éste la economía de la estructura.

Este método es utilizado para evaluar fuerzas internas generadas en un pórtico ocasionadas por cargas horizontales. Se asume que el cortante en todos los pisos que se genera en las columnas intermedias es igual al doble del cortante de las columnas externas. Por tanto se aplica la ecuación 1 $K_v=2.0$ [Hibbeler, 1997].

$$KV_i = \frac{V(ext)_i}{V(int)_i}$$

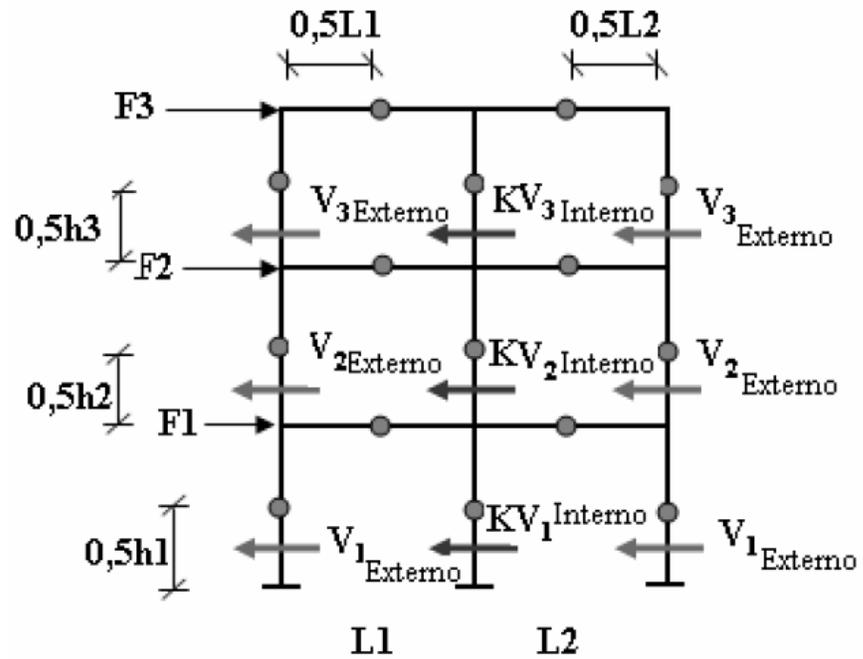
Donde:

KV_i = Coeficiente de cortante para columnas intermedias en el nivel de análisis i

$V(ext)_i$ = Cortante de piso exterior en el piso de análisis i ; $V(int)_i$ = cortante de piso interior en el piso de análisis.

En la Figura 4 se observan las consideraciones del método del portal tradicional. Los puntos de inflexión tanto en vigas como en columnas se encuentran localizados a la mitad de los elementos.

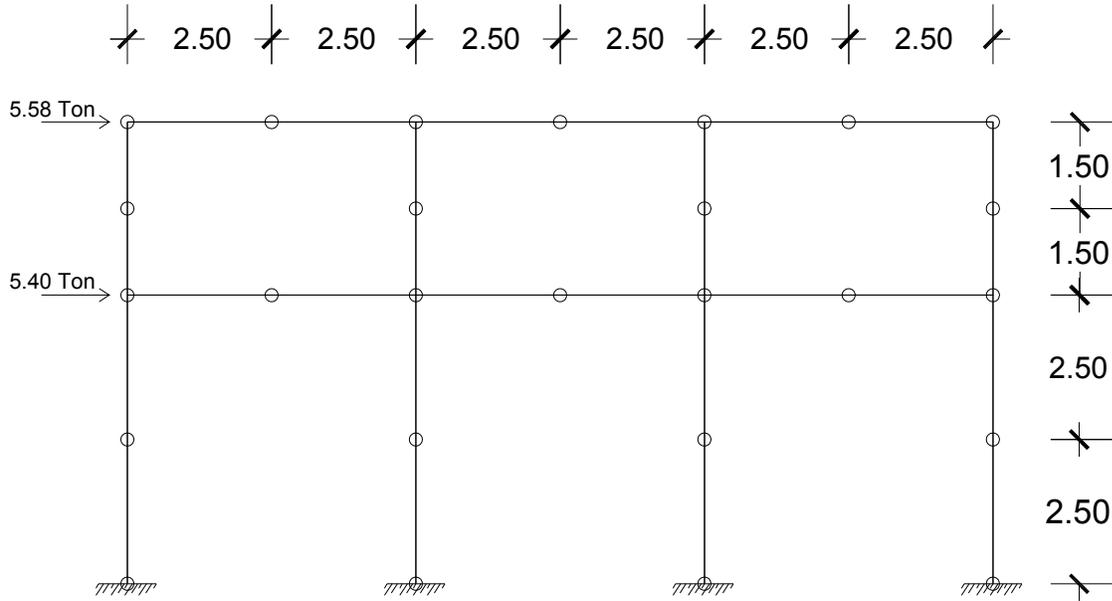
Figura 5. Método del Portal



Fuente: figura 2, Validación de los métodos aproximados comúnmente utilizados en análisis estructural, Dr. Salinas & J.C. Reyes.

2.2.3.4.1. Ejemplo de marco típico

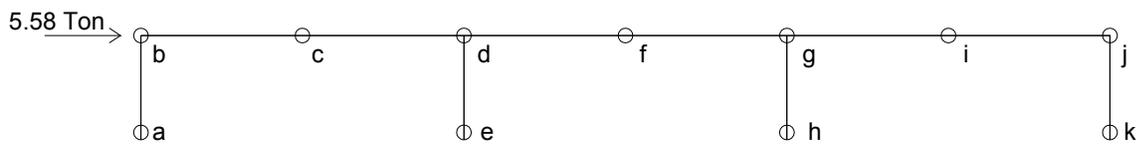
Figura 6. Marco a resolver



Fuente: elaboración propia.

Teniendo el marco seleccionado a analizar, iniciamos desde la parte superior del mismo:

Figura 7. Fuerza lateral actuante nivel 2



Fuente: elaboración propia.

Las columnas interiores resisten el doble de las columnas exteriores, por lo tanto:

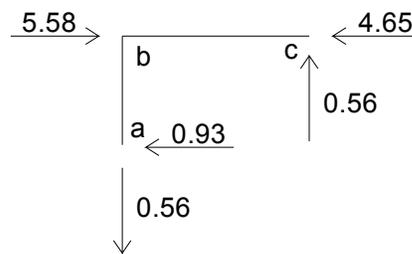
$$F2 = 2 F1$$

Haciendo sumatoria de fuerzas horizontales igual a cero se tiene que:

$$5.58 \text{ ton} = F1 + 2 F1 + 2 F1 + F1$$

$$5.58 \text{ ton} = 6 F1 \rightarrow F1 = \frac{5.58 \text{ ton}}{6} = 0.93 \text{ ton}$$

Figura 8. **Diagrama de fuerzas abc, nivel 2**



Fuente: elaboración propia.

$$\sum F_x = 0$$

$$5.58 \text{ ton} - 0.93 \text{ ton} = V_c$$

$$V_c = 4.65 \text{ ton}$$

$$\sum M_c = 0$$

$$0.93 \text{ ton}(1.50 \text{ m}) - N_a(2.50 \text{ m}) = 0$$

$$N_a = \frac{0.93 \text{ ton} \cdot 1.50 \text{ m}}{2.50 \text{ m}}$$

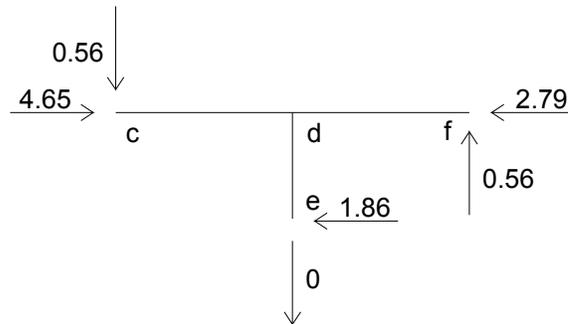
$$N_a = 0.56 \text{ ton}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$0.56 \text{ ton} - N_c = 0$$

$$N_c = 4.65 \text{ ton}$$

Figura 9. Diagrama de fuerzas cdef, nivel 2



Fuente: elaboración propia.

$$\sum F_x = 0$$

$$4.65 \text{ ton} - 1.86 \text{ ton} = V_f$$

$$V_f = 2.79 \text{ ton}$$

$$\sum M_f = 0$$

$$-0.56 \text{ ton}(5 \text{ m}) + 1.86 \text{ ton}(1.50 \text{ m}) + N_e(2.50 \text{ m}) = 0$$

$$N_e = \frac{-0.56 \text{ ton}(5 \text{ m}) + 1.86 \text{ ton}(1.50 \text{ m})}{2.50 \text{ m}}$$

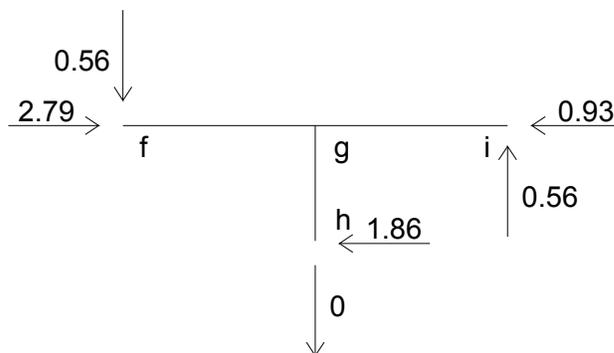
$$N_e = 0 \text{ ton}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$N_f - 0.56 \text{ ton} - 0 = 0$$

$$N_f = 0.56 \text{ ton}$$

Figura 10. Diagrama de fuerzas fghi, nivel 2

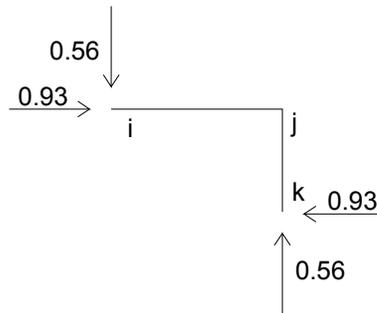


Fuente: elaboración propia.

$$\begin{aligned} \sum F_x &= 0 \\ 2.79 \text{ ton} - 1.86 \text{ ton} &= V_i \\ V_i &= 0.93 \text{ ton} \\ \sum M_i &= 0 \\ -0.56 \text{ ton}(5\text{m}) + 1.86 \text{ ton}(1.50 \text{ m}) \\ + N_h(2.50 \text{ m}) &= 0 \\ N_h &= \frac{-0.56 \text{ ton}(5\text{m}) + 1.86 \text{ ton}(1.50 \text{ m})}{2.50 \text{ m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_h &= 0 \text{ ton} \\ \sum F_y &= 0 \\ N_i - 0.56 \text{ ton} - 0 &= 0 \\ N_i &= 0.56 \text{ ton} \end{aligned}$$

Figura 11. Diagrama de fuerzas ijk, nivel 2

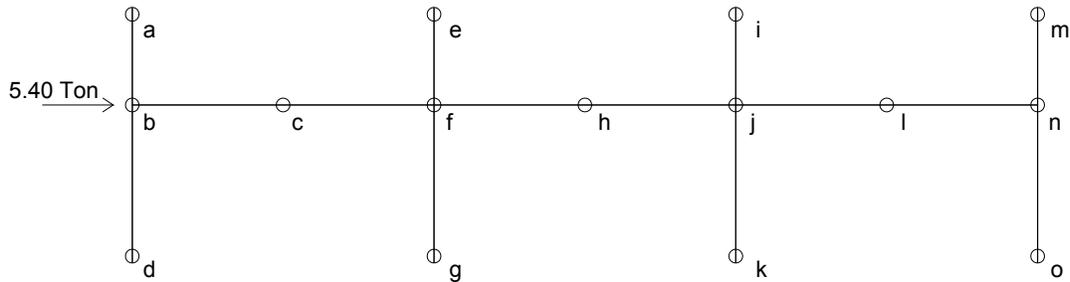


Fuente: elaboración propia.

$$\begin{aligned} \sum F_x &= 0 \\ 0.93 \text{ ton} - 0.93 \text{ ton} &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum F_y &= 0 \\ N_k - 0.56 \text{ ton} &= 0 \\ N_k &= 0.56 \text{ ton} \end{aligned}$$

Figura 12. Fuerza lateral actuante nivel 1



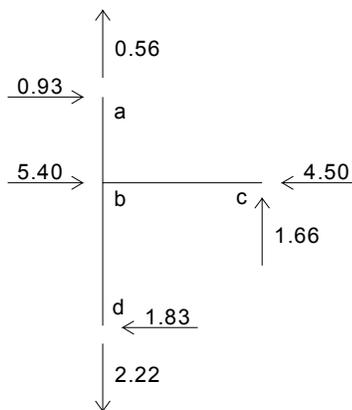
Fuente: elaboración propia.

Haciendo sumatoria de fuerzas horizontales igual a cero, se tiene:

$$10.98 \text{ ton} = F_1 + 2 F_1 + 2 F_1 + F_1$$

$$10.98 \text{ ton} = 6 F_1 \rightarrow F_1 = \frac{10.98 \text{ ton}}{6} = 1.83 \text{ ton}$$

Figura 13. Diagrama de fuerzas abcd, nivel 1



Fuente: elaboración propia.

$$\sum F_x=0$$

$$0.93 \text{ ton}+5.40 \text{ ton}-1.83 \text{ ton}=N_c$$

$$N_c=4.50 \text{ ton}$$

$$\sum M_d=0$$

$$0.93 \text{ ton}(1.5 \text{ m})+0.56 \text{ ton}(2.5 \text{ m})+1.83 \text{ ton}(1.5\text{m})-N_c(2.5 \text{ m})=0$$

$$N_c=\frac{1.40 \text{ t/m}+1.40 \text{ t/m}+2.75\text{t/m}}{2.50\text{m}}$$

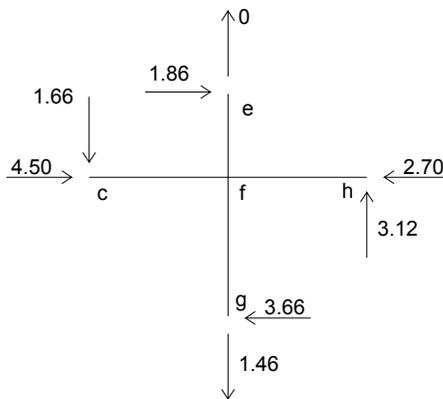
$$N_c=2.22\text{ton}$$

$$\sum F_y=0$$

$$-N_d+2.22 \text{ ton}-0.56 \text{ ton}=0$$

$$N_d=1.66 \text{ ton}$$

Figura 14. Diagrama de fuerzas cefgh, nivel 1



Fuente: elaboración propia.

$$\sum F_x=0$$

$$4.5\text{ton}+1.86\text{ton}-3.66\text{ton}=N_h$$

$$N_h=2.70\text{ton}$$

$$\sum M_h=0$$

$$-1.66\text{t}(5\text{m})+1.86\text{t}(1.5\text{m})+3.66\text{t}(2.5\text{m})-N_g(2.5\text{m})=0$$

$$N_g=\frac{-8.3 \text{ t/m}+2.79 \text{ t/m}+9.15\text{t/m}}{2.50\text{m}}$$

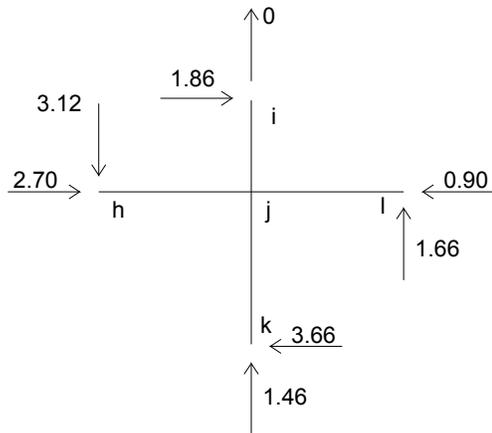
$$N_g=1.46\text{ton}$$

$$\sum F_y=0$$

$$-V_h+1.66\text{ton}+1.46\text{ton}=0$$

$$V_h=3.12\text{ton}$$

Figura 15. Diagrama de fuerzas hijl, nivel 1



Fuente: elaboración propia.

$$\sum F_x=0$$

$$2.70\text{ton}+1.86\text{ton}-3.66\text{ton}=N_I$$

$$N_I=0.90\text{ton}$$

$$\sum M_I=0$$

$$-3.12\text{t}(5\text{m})+1.86\text{t}(1.5\text{m})+3.66\text{t}(2.5\text{m})$$

$$+N_k(2.5\text{m})=0$$

$$N_k=\frac{15.6\text{ t/m}-2.79\text{ t/m}-9.15\text{t/m}}{2.50\text{m}}$$

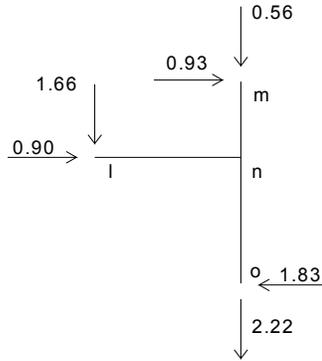
$$N_k=1.46\text{ton}$$

$$\sum F_y=0$$

$$-V_I+3.12\text{ton}-1.46\text{ton}=0$$

$$V_I=1.66\text{ton}$$

Figura 16. **Diagrama de fuerzas Imno, nivel 1**



Fuente: elaboración propia.

$$\sum F_x=0$$

$$0.90\text{ton}+0.93\text{ton}-1.83\text{ton}=0$$

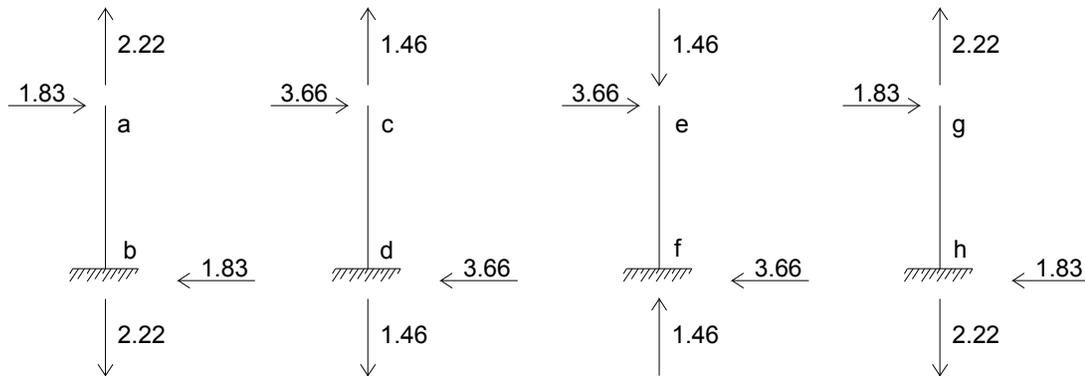
$$\sum F_y=0$$

$$N_o-0.56\text{ton}-1.66\text{ton}=0$$

$$N_o=2.22\text{ton}$$

El procedimiento de sumatoria de fuerzas se repite para este tramo, donde los diagramas de fuerza quedan de la siguiente forma:

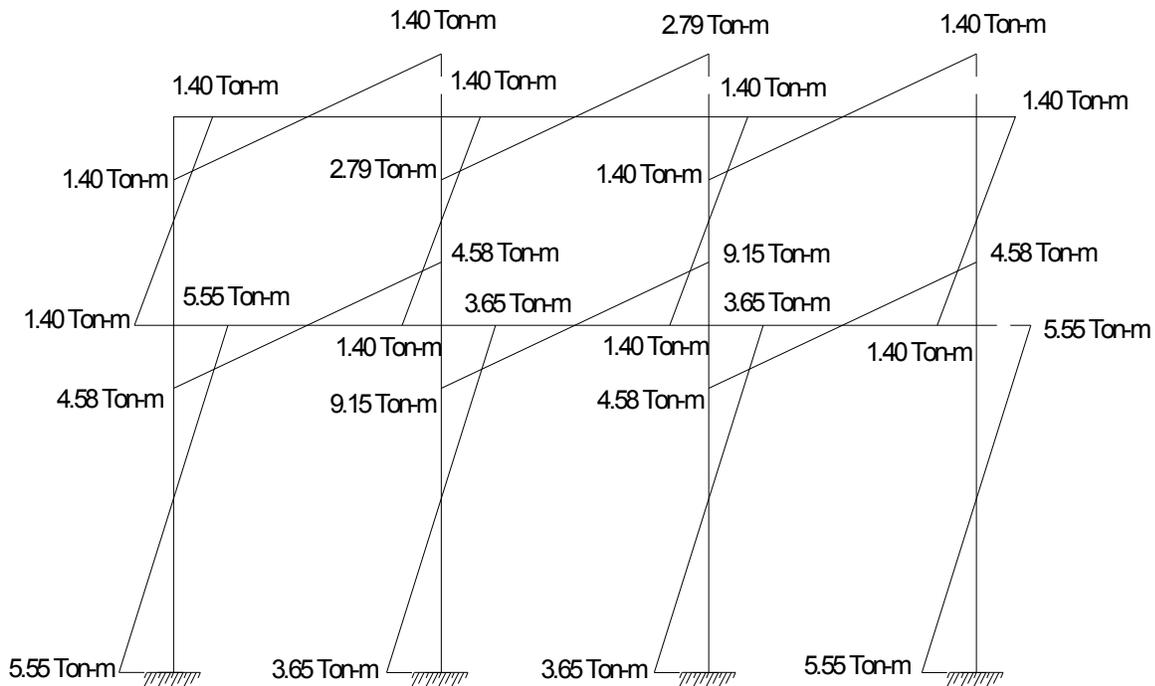
Figura 17. **Fuerza lateral actuante en cimentación**



Fuente: elaboración propia.

De los diagramas de sumatorias de fuerzas se obtiene el diagrama de momentos debido a fuerzas horizontales:

Figura 18. **Diagrama de momento debido a fuerzas horizontales**



Fuente: elaboración propia.

2.2.3.5. Análisis de marcos rígidos método Kani

Después de obtener la magnitud de las cargas que afectarán la estructura, es necesario analizar su comportamiento estructural. Para ello se recurre a un método exacto y correctivo: el método Kani, puesto que automáticamente elimina los errores de cálculo que se cometen en el proceso iterativo.

El método de Kani se basa en las características generales de la elástica. La ventaja de este método sobre otros de aproximaciones sucesivas, es que en

forma directa se toma el efecto del desplazamiento de los miembros, evitándose el planeamiento y solución de ecuaciones simultáneas.

La comprobación de resultados puede hacerse en cualquier nudo, utilizando únicamente los valores finales, sin que sea necesario revisar todo el desarrollo de cálculo.

El método de Kani es una variante del método de Cross, en este método se produce una eliminación prácticamente automática de los errores ocasionales.

→ Resumen general del método de Kani

El siguiente resumen se aplica únicamente para miembros de sección constante, además, no incluye los casos cuando existen columnas de diferente altura en un mismo piso, o cuando hay articulaciones en los apoyos de las columnas.

- Cálculo de momentos fijos (MF_{ik}): éstos se calculan cuando existen cargas verticales;
- Cálculo de momentos de sujeción (M_s): éstos se calculan cuando hay cargas verticales;

$$M_s = \sum MF_{ik}$$

- Determinación de fuerzas de sujeción (H): éstas se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido. $H = FMNIVELn$ (fuerza por marco del nivel n, tomada del análisis sísmico);

- Cálculo de la fuerza cortante en el piso (Q_n): se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido;

$$Q_n = \Sigma H$$

- Cálculo de momentos de piso (M_n): éstos se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales, aplicadas al marco rígido;

$$M_n = \frac{(Q_n * h_n)}{3 \text{ hn altura del piso "n"}}$$

- Cálculo de rigideces de los elementos (K_{ik});

$$K_{ik} = \frac{I}{L_{iK}}$$

I inercia del elemento

L longitud del elemento

- Cálculo de factores de giro o coeficientes de reparto (μ_{ik});

$$\mu_{ik} = -1/2 (K_{ik} / \Sigma i_n)$$

- Cálculo de factores de corrimiento (v_{ik}): éstos se calculan cuando hay ladeo causado por asimetría en la estructura o cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas el marco rígido;

$$v = -3/2 (K_{ik} / \Sigma K_{in})$$

- Cálculo de iteraciones, influencias de giro (M'_{ik});

$$M'_{ik} = \mu_{ik} (M_s + \Sigma M'_{ni}) \text{ sin ladeo}$$

$$M'_{ik} = \mu_{ik} (M_s + \Sigma (M'_{ni} + M''_{in})) \text{ con ladeo}$$

→ Cálculo de momentos fijos (MF_{ik})

Para cargas distribuidas uniformemente se utiliza:

$$MF = \mp \frac{WL^2}{12}$$

$$MF_{IJ} = MF_{JK} = MF_{KL} = -\frac{1.44\text{ton} (5.00 \text{ mt})^2}{12} = -3.00 \text{ ton-mt}$$

$$MF_{JI} = MF_{KJ} = MF_{LK} = 3.00\text{ton-mt}$$

$$MF_{EF} = MF_{FG} = MF_{GH} = -\frac{2.17\text{ton} (5.00 \text{ mt})^2}{12} = -4.52 \text{ ton-mt}$$

$$MF_{FE} = MF_{GF} = MF_{HG} = 4.52\text{ton-mt}$$

→ Cálculo de momentos de sujeción (M_s)

$$M_s = \sum MF_{ik}$$

$$\text{Nudo I} = -3.00\text{ton-m} + 0 = -3.00 \text{ ton-mt}$$

$$\text{Nudo J} = 3.00\text{ton-mt} - 3.00\text{ton-mt} = 0$$

$$\text{Nudo K} = 3.00\text{ton-mt} - 3.00\text{ton-mt} = 0$$

$$\text{Nudo L} = 3.00\text{ton-m} + 0 = 3.00 \text{ ton-mt}$$

$$\text{Nudo E} = -4.52\text{ton-m} + 0 = -4.52 \text{ ton-mt}$$

$$\text{Nudo F} = -4.52\text{ton-m} + 4.52\text{ton-m} = 0$$

$$\text{Nudo G} = -4.52\text{ton-m} + 4.52\text{ton-m} = 0$$

$$\text{Nudo H} = 4.52\text{ton-m} + 0 = 4.52 \text{ ton-mt}$$

→ Cálculo de rigidez de los elementos (K_{ik})

$$K_{ik} = \frac{I}{L_{ik}}$$

→ Inercia de elementos rectangulares:

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Donde:

I = inercia

b = base del elemento

h = altura del elemento

$$I_{\text{viga}} = \frac{0.20\text{mt} (0.5\text{mt})^3}{12} = 0.00208\text{mt}^4$$

$$I_{\text{col}} = \frac{0.30\text{mt} (0.30\text{mt})^3}{12} = 0.00068\text{mt}^4$$

Para facilidad de cálculos se usará la inercia de la columna igual a 1, y la de la viga, 0.5.

$$K_{AE} = K_{BF} = K_{CG} = K_{DH} = \frac{1}{5} = 0.2$$

$$K_{EI} = K_{FJ} = K_{GK} = K_{HL} = \frac{1}{3} = 0.33$$

$$K_{IJ} = K_{JK} = K_{KL} = K_{EF} = K_{FG} = K_{GH} = \frac{0.50}{5.00} = 0.10$$

→ Cálculo de factores de giro (μ_{ik})

$$\mu_{ik} = -1/2 \left(K_{ik} / \sum K_{in} \right)$$

Nudo A:

$$\mu_{AE} = -\frac{1}{2} \left(\frac{K_{AB}}{K_{SUELO} + K_{AB}} \right) = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.2}{\infty + 0.2} \right) = 0$$

$$\mu_{AE} = \mu_{BF} = \mu_{CG} = \mu_{HD} = 0$$

Nudo E:

$$\mu_{EA} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.2}{0.2 + 0.33 + 0.10} \right) = -0.159$$

$$\mu_{EF} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.10}{0.2 + 0.33 + 0.10} \right) = -0.079$$

$$\mu_{EI} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{0.2 + 0.33 + 0.10} \right) = -0.262$$

Nudo F:

$$\mu_{FE} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.10}{0.10 + 0.20 + 0.10 + 0.33} \right) = -0.068$$

$$\mu_{FB} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.20}{0.10 + 0.20 + 0.10 + 0.33} \right) = -0.137$$

$$\mu_{FG} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.10}{0.10 + 0.20 + 0.10 + 0.33} \right) = -0.068$$

$$\mu_{FJ} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{0.10 + 0.20 + 0.10 + 0.33} \right) = -0.226$$

Nudo G:

$$\mu_{GF} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.10}{0.10 + 0.20 + 0.10 + 0.33} \right) = -0.068$$

$$\mu_{GC} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.20}{0.10 + 0.20 + 0.10 + 0.33} \right) = -0.137$$

$$\mu_{GH} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.10}{0.10 + 0.20 + 0.10 + 0.33} \right) = -0.068$$

$$\mu_{GK} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{0.10 + 0.20 + 0.10 + 0.33} \right) = -0.226$$

Nudo H:

$$\mu_{HD} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.2}{0.2+0.33+0.10} \right) = -0.159$$

$$\mu_{HG} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.10}{0.2+0.33+0.10} \right) = -0.079$$

$$\mu_{HL} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{0.2+0.33+0.10} \right) = -0.262$$

Nudo I:

$$\mu_{IE} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{0.33+0.10} \right) = -0.384$$

$$\mu_{IJ} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.10}{0.33+0.10} \right) = -0.116$$

Nudo J:

$$\mu_{JI} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.10}{0.10+0.33+0.10} \right) = -0.094$$

$$\mu_{JF} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{0.10+0.33+0.10} \right) = -0.311$$

$$\mu_{JK} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.10}{0.10+0.33+0.10} \right) = -0.094$$

Nudo K:

$$\mu_{KJ} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.10}{0.10+0.33+0.10} \right) = -0.094$$

$$\mu_{KG} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{0.10+0.33+0.10} \right) = -0.311$$

$$\mu_{KL} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.10}{0.10+0.33+0.10} \right) = -0.094$$

Nudo L:

$$\mu_{LH} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.33}{0.33+0.10} \right) = -0.384$$

$$\mu_{LK} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.10}{0.33+0.10} \right) = -0.116$$

→ Cálculo de factores de corrimiento (μ_{ik})

$$v_{ik} = -\frac{3}{2} \left(\frac{K_{ik}}{\sum K_{in}} \right)$$

Nivel 2

$$v_{IE} = -\frac{3}{2} \left(\frac{0.33}{0.33+0.33+0.33+0.33} \right) = -0.375$$

$$v_{IE} = v_{JF} = v_{KG} = v_{LH}$$

Nivel 1

$$v_{EA} = -\frac{3}{2} \left(\frac{0.20}{0.20+0.20+0.20+0.20} \right) = -0.375$$

$$v_{EA} = v_{FB} = v_{GC} = v_{HD}$$

→ Influencias de giro (M'_{ik})

$$M'_{ik} = \mu_{ik} \left(Ms + \sum M'_{ki} + M''_{ik} \right)$$

Para la primera iteración los valores de M'_{ki} y M''_{ik} se tomarán igual a cero.
La ruta de trabajo será: AEFGLKJI

- Primera iteración

Nudo E:

$$M'_{EA} = -0.159 * (-4.52 + 0 + 0 + 0) = 0.719 \text{ ton-mt}$$

$$M'_{EF} = -0.079 * (-4.52 + 0 + 0 + 0) = 0.357 \text{ ton-mt}$$

$$M'_{EI} = -0.262 * (-4.52 + 0 + 0 + 0) = 1.184 \text{ ton-mt}$$

Nudo F:

$$M'_{FE} = -0.068 * (0 + 0.357) = -0.024 \text{ ton-mt}$$

$$M'_{FB} = -0.137 * (0 + 0.357) = -0.049 \text{ ton-mt}$$

$$M'_{FG} = -0.068 * (0 + 0.357) = -0.024 \text{ ton-mt}$$

$$M'_{FJ} = -0.226 * (0 + 0.357) = -0.081 \text{ ton-mt}$$

Nudo G:

$$M'_{GF} = -0.068 * (0 + 0.024) = 0.002 \text{ ton-mt}$$

$$M'_{GC} = -0.137 * (0 + 0.024) = 0.003 \text{ ton-mt}$$

$$M'_{GH} = -0.068 * (0 + 0.024) = 0.002 \text{ ton-mt}$$

$$M'_{GK} = -0.226 * (0 + 0.024) = 0.081 \text{ ton-mt}$$

Nudo H:

$$M'_{HG} = -0.079 * (4.52 + 0.002) = -0.357 \text{ ton-mt}$$

$$M'_{HD} = -0.159 * (4.52 + 0.002) = -0.719 \text{ ton-mt}$$

$$M'_{HL} = -0.262 * (4.52 + 0.002) = -1.185 \text{ ton-mt}$$

Nudo L:

$$M'_{LH} = -0.384 * (4.52 - 1.185) = -1.281 \text{ ton-mt}$$

$$M'_{LK} = -0.116 * (4.52 - 1.185) = -0.387 \text{ ton-mt}$$

Nudo K:

$$M'_{KJ} = -0.094*(0-0.387+0.005) = 0.036 \text{ ton-mt}$$

$$M'_{KG} = -0.311*(0-0.387+0.005) = 0.119 \text{ ton-mt}$$

$$M'_{KL} = -0.094*(0-0.387+0.005) = 0.036 \text{ ton-mt}$$

Nudo J:

$$M'_{JI} = -0.094*(0+0.036-0.081) = -0.004 \text{ ton-mt}$$

$$M'_{JF} = -0.311*(0+0.036-0.081) = -0.014 \text{ ton-mt}$$

$$M'_{JK} = -0.094*(0+0.036-0.081) = -0.004 \text{ ton-mt}$$

Nudo I:

$$M'_{IE} = -0.384*(-4.52+1.184+0.004) = 1.279 \text{ ton-mt}$$

$$M'_{IJ} = -0.116*(-4.52+1.184+0.004) = 0.387 \text{ ton-mt}$$

→ Influencias de desplazamiento (M''_{ik})

$$M''_{ik} = v_{ik} \left(\sum (M'_{ik} + M'_{ki}) \right)$$

Nivel 2:

$$M''_{EI} = -0.375(1.279+1.184+0.014-0.081+0.019+0.005-1.281-1.185)$$

$$M''_{EI} = M''_{FJ} = M''_{GK} = M''_{HL} = -0.971 \text{ ton-mt}$$

Nivel 1:

$$M''_{AE} = -0.375(0.719-0.049+0.003-0.719)$$

$$M''_{AE} = M''_{BF} = M''_{CG} = M''_{DH} = 0.017 \text{ ton-mt}$$

Las iteraciones continúan hasta que los valores de momentos comienzan a ser repetitivos, o hay variaciones mínimas. Los momentos finales se obtienen con la siguiente fórmula:

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''$$

Nudo A

$$M_{AE} = 0 + 2(0) + 0.389 + 0.079 = 0.468 \text{ ton-mt}$$

Nudo B

$$M_{BF} = 0 + 2(0) - 0.046 + 0.079 = 0.033 \text{ ton-mt}$$

Nudo C

$$M_{CG} = 0 + 2(0) - 0.018 + 0.079 = 0.061 \text{ ton-mt}$$

Nudo D

$$M_{DH} = 0 + 2(0) - 0.538 - 0.079 = -0.459 \text{ ton-mt}$$

Nudo E

$$M_{EA} = 0 + 2(0.389) + 0 - 0.021 = 0.799 \text{ ton-mt}$$

$$M_{EF} = -4.52 + 2(0.195) - 0.021 = -4.151 \text{ ton-mt}$$

$$M_{EI} = 0 + 2(0.647) + 1.842 - 0.525 = 2.611 \text{ ton-mt}$$

Nudo F

$$M_{FE} = 4.52 + 2(-0.021) + 0.195 = 4.673 \text{ ton-mt}$$

$$M_{FB} = 0 + 2(-0.046) + 0.079 = -0.013 \text{ ton-mt}$$

$$M_{FG} = -4.52 + 2(-0.021) - 0.007 = -4.569 \text{ ton-mt}$$

$$M_{FJ} = 0 + 2(0.124) + 0.060 - 0.525 = -0.217 \text{ ton-mt}$$

Nudo G

$$M_{GF} = 4.52+2(-0.021)+0.195 = 4.485 \text{ ton-mt}$$

$$M_{GC} = 0+2(-0.018)+0.079 = 0.043 \text{ ton-mt}$$

$$M_{GH} = -4.52+2(-0.007)-0.266 = -4.80 \text{ ton-mt}$$

$$M_{GK} = 0+2(0.171)+0.372-0.525 = 0.189 \text{ ton-mt}$$

Nudo H

$$M_{HG} = 4.52+2(-0.266)+0.007 = 3.981 \text{ ton-mt}$$

$$M_{HD} = 0+2(-0.538)+0.079 = -0.997 \text{ ton-mt}$$

$$M_{HL} = 0+2(-0.655)-1.162-0.525 = -2.997 \text{ ton-mt}$$

Nudo I

$$M_{IE} = 0+2(1.842) + 0.617-0.525 = 3.776 \text{ ton-mt}$$

$$M_{IJ} = -3.0+2(0.456)-0.662 = -2.750 \text{ ton-mt}$$

Nudo J

$$M_{JI} = 3.00+2(-0.662)+0.456 = 2.132 \text{ ton-mt}$$

$$M_{JF} = 0+2(0.060)+0.124-0.525 = -0.281 \text{ ton-mt}$$

$$M_{JK} = -3.00+2(-0.062)+0.031 = -3.093 \text{ ton-mt}$$

Nudo K

$$M_{KJ} = 3.00+2(0.031)-0.062 = 3.00 \text{ ton-mt}$$

$$M_{KG} = 0+2(0.372)+0.171-0.525 = 0.390 \text{ ton-mt}$$

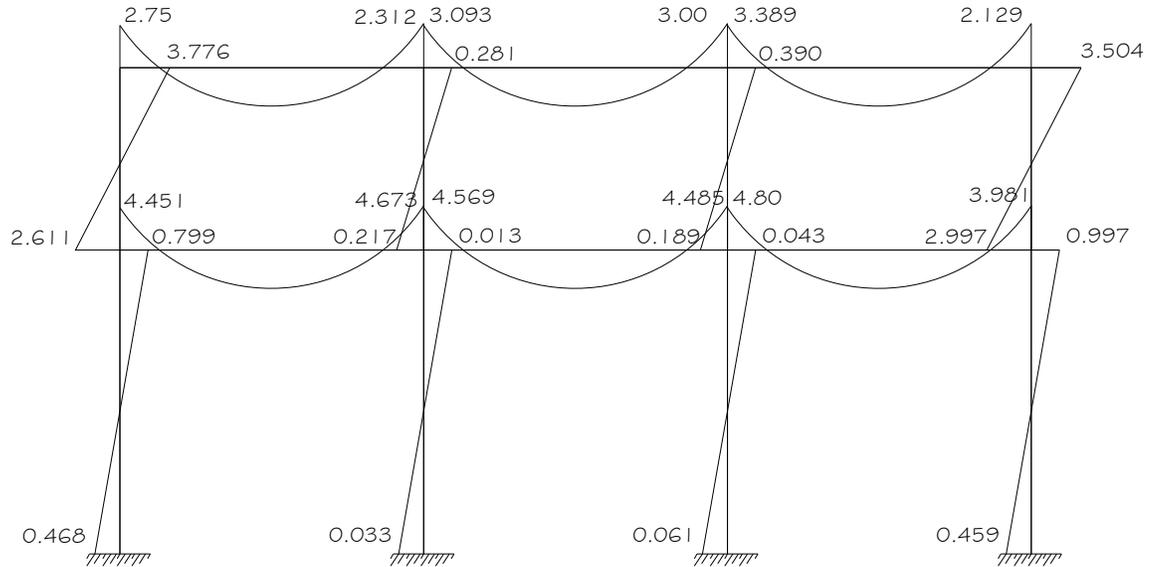
$$M_{KL} = -3.00+2(0.031)-0.451 = -3.389 \text{ ton-mt}$$

Nudo L

$$M_{LH} = 0+2(-1.162)-0.655-0.525 = -3.504 \text{ ton-mt}$$

$$M_{LK} = 3.00+2(-0.451)+0.031 = 2.129 \text{ ton-mt}$$

Figura 20. Diagrama de momento debido a carga muerta ton-mt

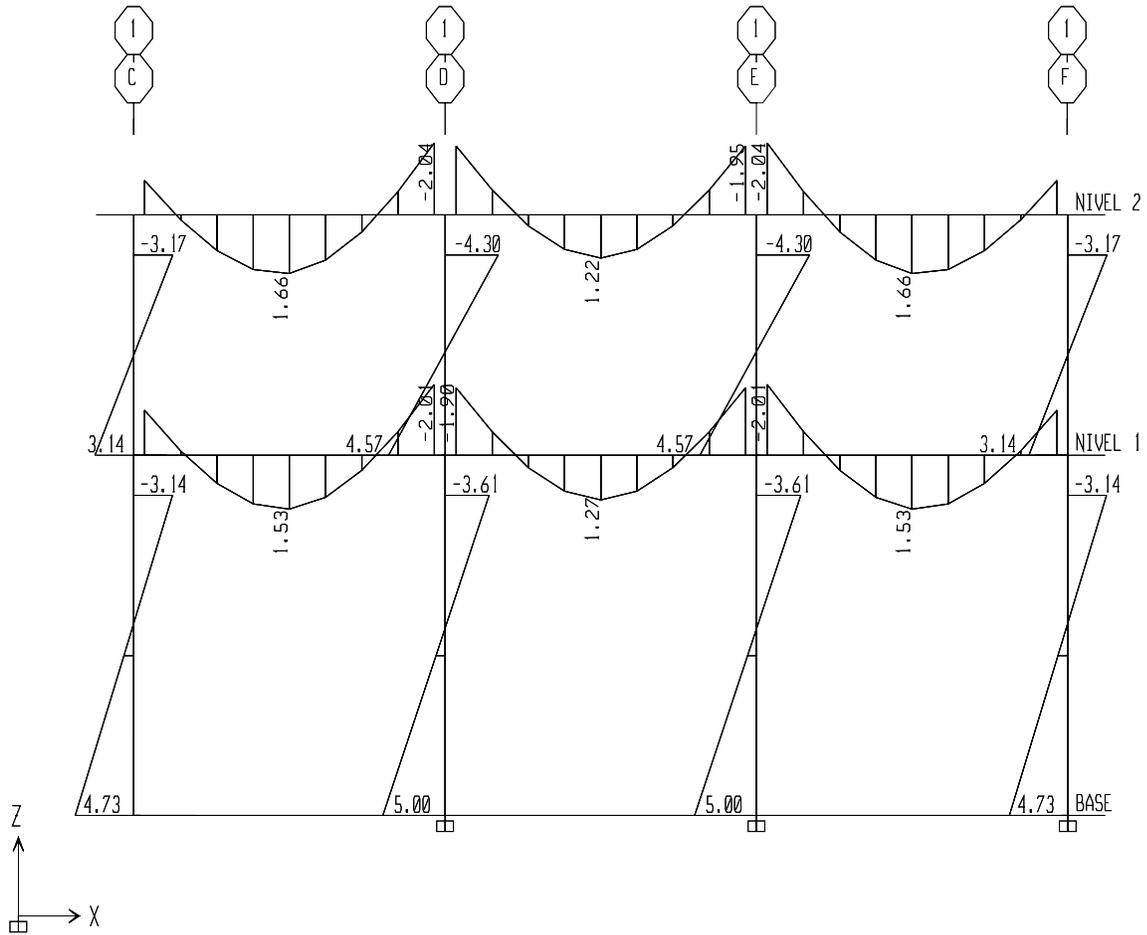


Fuente: elaboración propia

2.2.3.6. Momentos últimos por envolvente

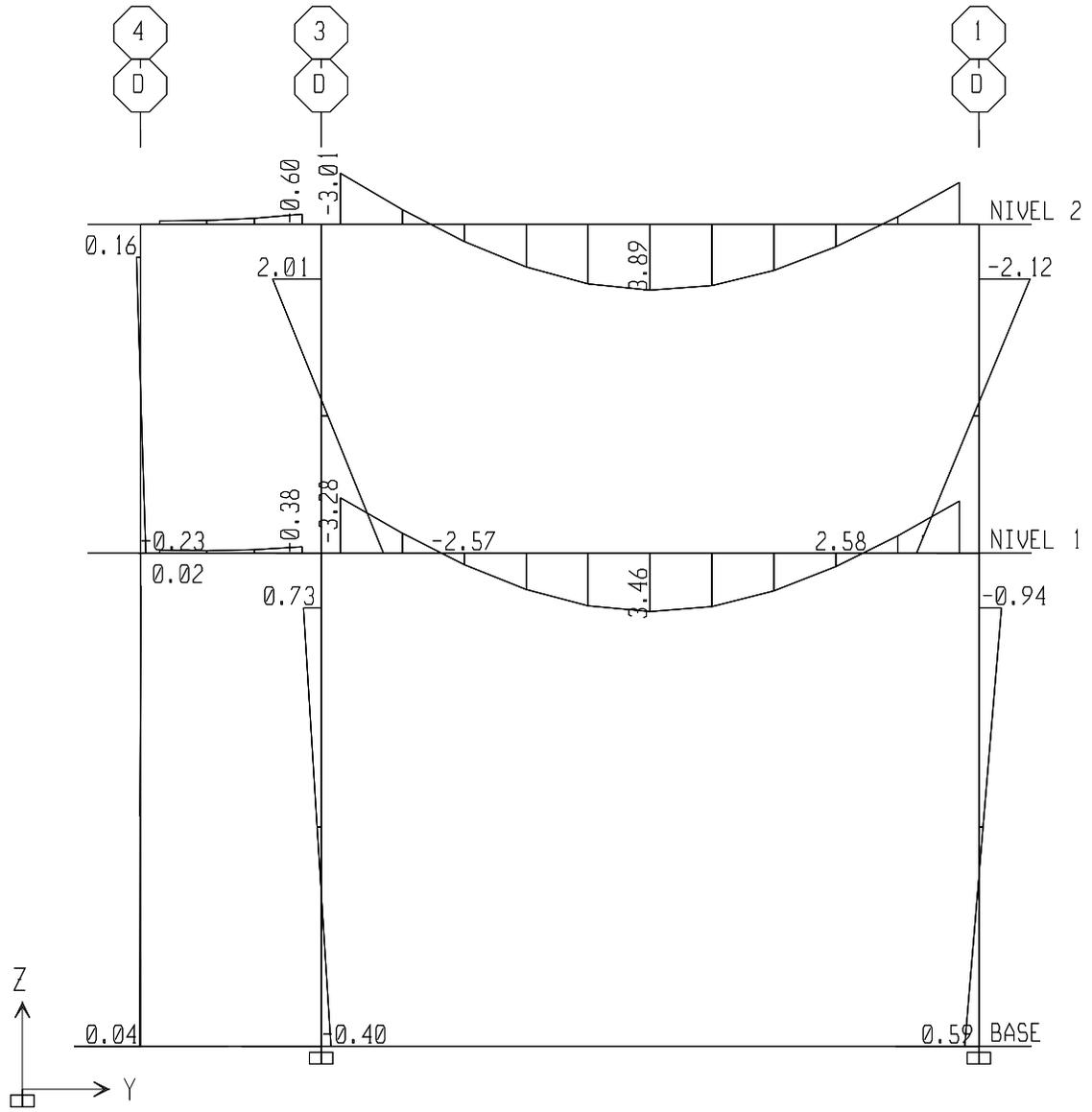
La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos que pueden ocurrir al superponer los efectos de carga muerta, carga viva y fuerza sísmica, tanto en vigas como en columnas.

Figura 21. Momentos marco 1, eje X, ton-m



Fuente: elaboración propia.

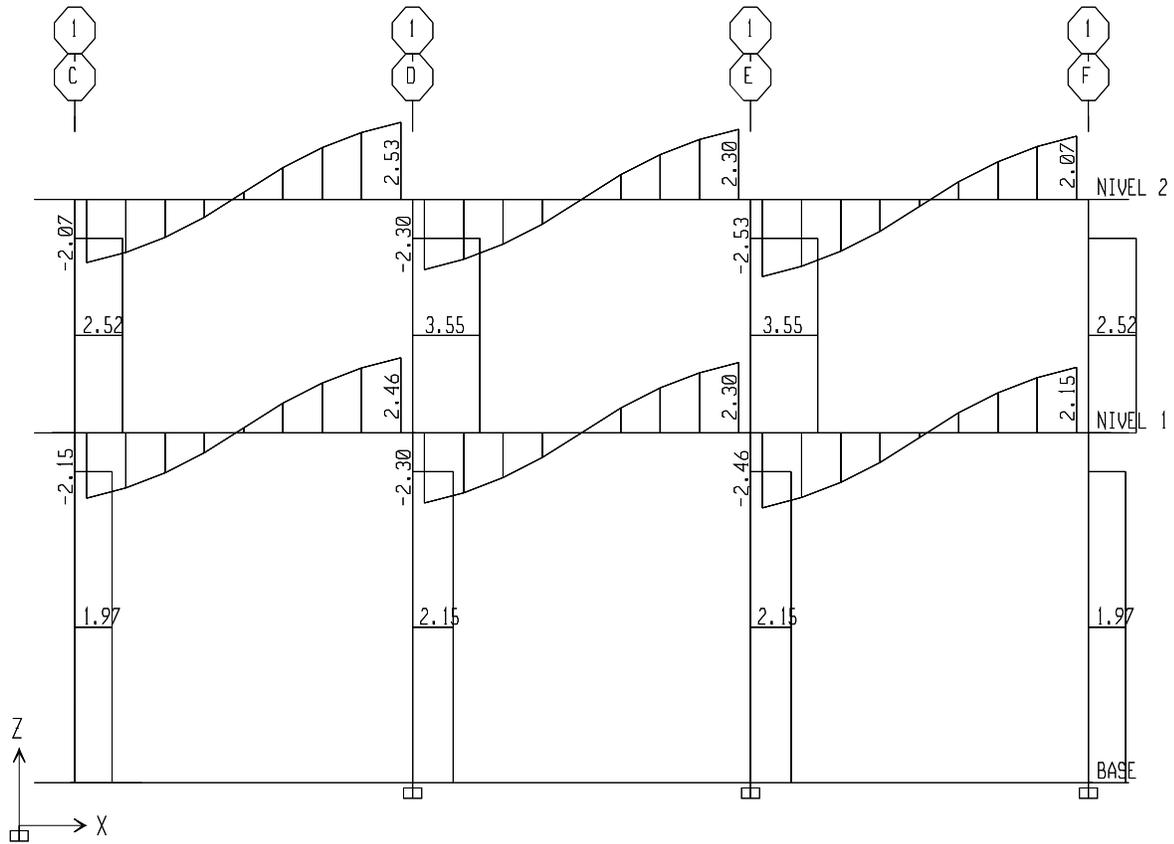
Figura 22. Momentos marco D, eje Y, ton-m



Fuente: elaboración propia.

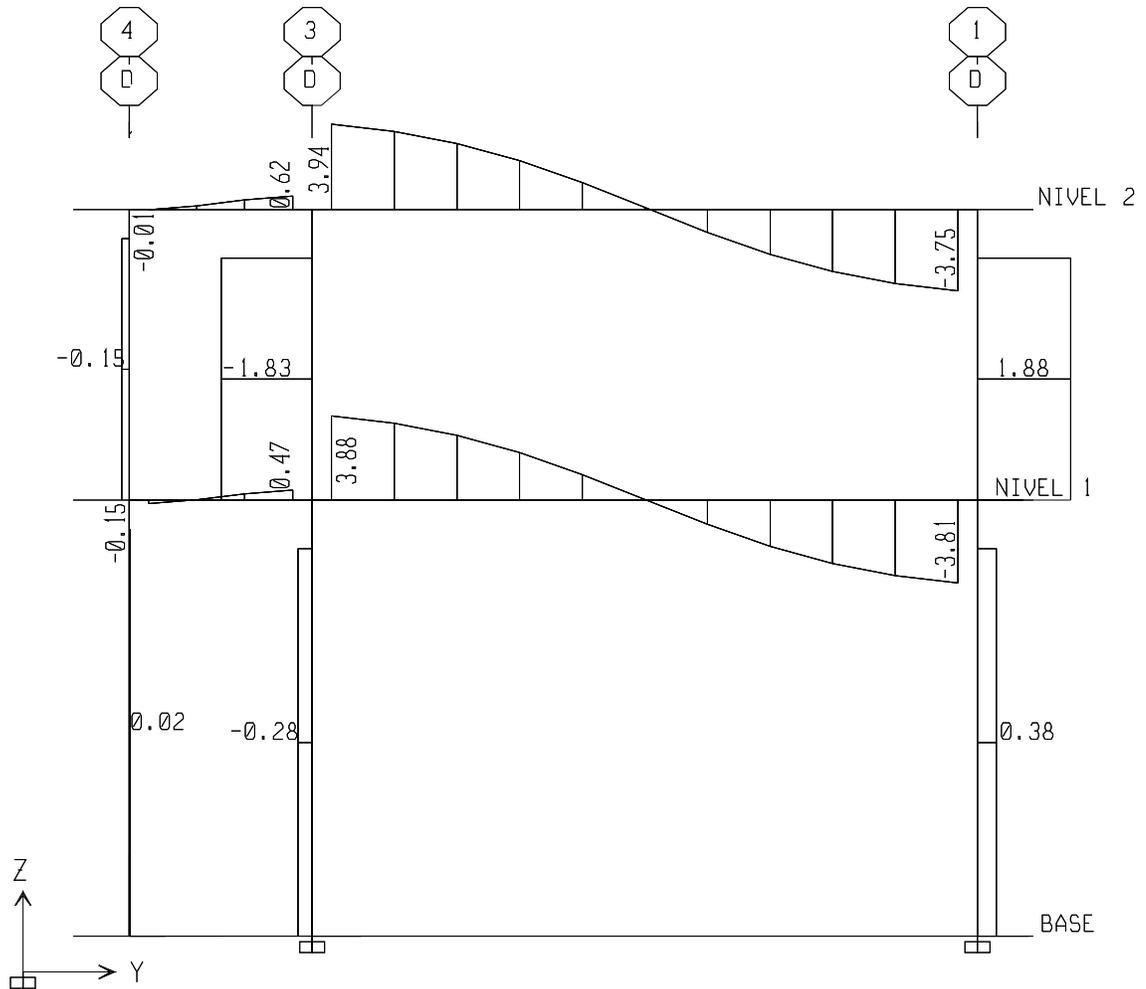
2.2.3.7. Diagrama de corte en marcos rígidos típicos

Figura 23. Diagrama de corte en marco 1, eje X, kg



Fuente: elaboración propia.

Figura 24. Diagrama de corte en marco D, eje Y, kg



Fuente: elaboración propia.

2.2.3.8. Resultados de análisis usando ETABS

ETABS (*Extended Three Dimensional Analysis of Building System*) es un programa de análisis y diseño estructural basado en el método de los elementos finitos, especiales características para el análisis y diseño estructural de edificaciones.

Los métodos numéricos usados en el programa, los procedimientos de diseño y los códigos internacionales de diseño permiten que sea versátil y productivo, tanto si se está diseñando un pórtico bidimensional o realizando un análisis dinámico de un edificio de gran altura con aisladores en la base.

ETABS trabaja dentro de un sistema de datos integrados. El concepto básico es que se crea un modelo consistente del sistema de piso y sistemas de pórtico vertical y lateral, para analizar y diseñar toda la edificación. Todo lo que se necesita es integrar el modelo dentro de un sistema versátil de análisis y diseño con una interfase. No existen módulos externos para mantenimiento y no debe haber preocupación alguna de la transferencia de datos entre módulos. Los efectos sobre una parte de la estructura, debido a cambios efectuados en otra parte son instantáneos y automáticos.

Los métodos de análisis incluyen una gran variedad de opciones para el análisis estático y dinámico. El modelo integrado puede incluir, sistemas de vigas de acero, pórticos resistentes, complejos sistemas de muros de cortante, losas de piso rígido y flexible, techos inclinados, rampas y estructuras de parqueo, pisos de mezanine, edificaciones múltiples, entre otros.

Los métodos numéricos usados para analizar la edificación permiten modelar sistemas de piso de tableros de acero y losa de concreto que puedan automáticamente transmitir sus cargas a las vigas principales.

El enmallado de elementos finitos, elaborados automáticamente de un complejo sistema de piso con interpolación de desplazamientos en transiciones de diferentes características de mallas, asociado con el análisis de vectores para el análisis dinámico, permite la inclusión de los efectos de flexibilidad del diafragma en el análisis de una manera práctica.

Las opciones de análisis dinámico vertical permiten incluir los efectos de las componentes del movimiento vertical del terreno en su análisis sísmico. Esto, también permitirá una evaluación detallada de los problemas de vibración vertical de pisos, adicionalmente a los métodos empíricos tradicionales que también son incluidos dentro del *software*.

Los problemas especiales asociados con la construcción de estructuras típicas han sido asociados con técnicas numéricas personalizadas que permiten incluir fácilmente sus efectos en el análisis. Los problemas especiales incluidos, entre otros, son: cálculo del centro de rigidez, efectos locales y globales, inclusión de paneles aislados en zonas deformables, efecto de nudos rígidos en los extremos y desplazamiento de extremos de elementos en relación con los puntos cardinales de una sección.

2.2.3.8.1. Combinación de cargas

La combinación de cargas realizada en el cálculo consiste en las distintas formas en que se puede hacer una combinación con cargas vivas, muertas, de sismo, dándole a éstas, distintos factores para el cálculo de las cargas mayoradas y así obtener la combinación más crítica a la que pueda llegar a estar sometida la estructura. Un ejemplo de estas combinaciones dada por el ACI es la siguiente:

$$W_{UT}=1.4 CM+1.7 CV+SC$$

2.2.3.9. Comparación de resultados

Existe una diferencia notable entre los resultados de los cálculos realizados manualmente y los cálculos que brinda el programa ETABS, ya que

este programa realiza una serie de iteraciones mayor a la realizada manualmente y contempla una mayor cantidad de decimales en sus operaciones. Por esta razón se considera para el diseño de la estructura los resultados brindados por el programa ETABS, para poder reducir el riesgo de error en cálculo humano y dar una mayor seguridad de un proyecto que cumpla con los requerimientos de una estructura resistente al sismo.

2.2.4. Diseño estructural

Es la actividad que se realiza por medio de una serie de cálculos, con el fin de definir las características detalladas de los distintos elementos que componen una estructura, ya que ésta es la parte de la edificación que se destina para soportar las cargas que se presentarán en su vida útil.

2.2.4.1. Losas

El diseño de las losas para la estructura se realizó por medio del método 3 del ACI, que utiliza tablas de coeficientes de momento que cubren varias condiciones. Estos coeficientes se basan en análisis elásticos pero también tienen en cuenta la redistribución inelástica. En consecuencia, el momento de diseño en cada dirección es menor en cierta cantidad que el momento máximo elástico en esa dirección. Para poder realizar el diseño de las losas es necesario definir su comportamiento, por medio de los sentidos en que se desarrollan los momentos en las mismas.

Si $a/b \geq 0.5$ trabaja en 2 sentidos

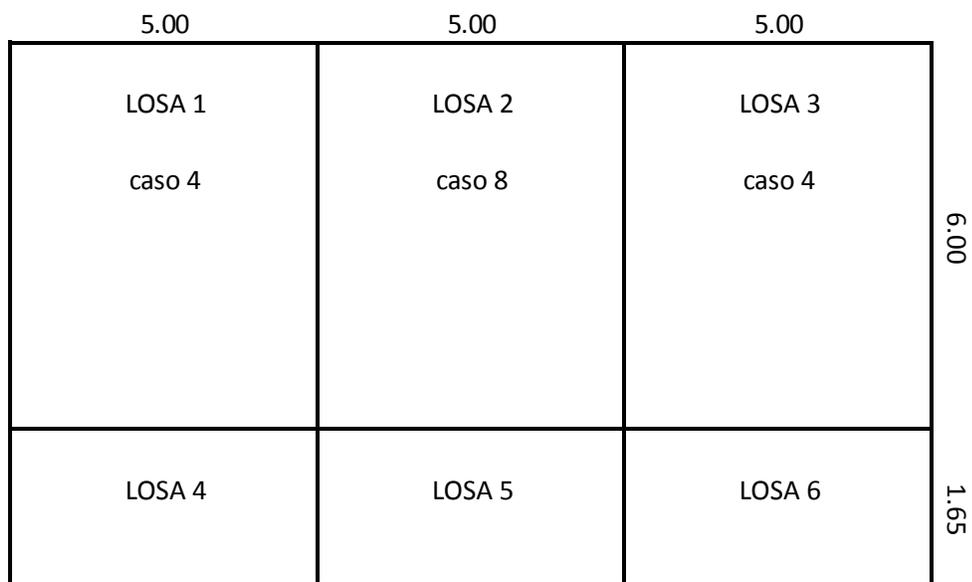
Si $a/b < 0.5$ trabaja en 1 sentido

$$\text{Losas}_{1,2 \text{ y } 3} = \frac{5}{6} = 0.83$$

$$\text{Losas}_{4,5 \text{ y } 6} = \frac{1.65}{5} = 0.33$$

Por tanto las losas 1, 2 y 3 trabajan en 2 sentidos y las losas 4, 5 y 6 en 1 sentido.

Figura 25. **Distribución de losas**



Fuente: elaboración propia.

La carga última total con la que trabajan las losas está determinada por la ecuación:

$$W_{UT} = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + \text{SC}$$

$$\text{CMU} = 1.4(312) = 548.80 \text{ kg}$$

$$\text{CVU} = 1.4(195.30) = 332 \text{ kg}$$

$$\text{CVU} = 1.4(488) = 830 \text{ kg}$$

$$W_{UT}=548.80+332+80=880.80\text{kg}$$

$$W_{UT}=548.80+830+80=1378.80\text{ kg}$$

→ Cálculo de momentos de losas en dos sentidos:

Momentos negativos:

$$M_{a-}=C_{a-} \cdot W_{UT} \cdot a^2$$

$$M_{b-}=C_{b-} \cdot W_{UT} \cdot b^2$$

Momentos positivos:

$$M_{a+}=C_{a+} \cdot CVU \cdot a^2 + C_{a+} \cdot CMU \cdot a^2$$

$$M_{b+}=C_{b+} \cdot CVU \cdot b^2 + C_{b+} \cdot CMU \cdot b^2$$

→ Cálculo de momentos de losas en dos sentidos:

Momentos negativos:

$$\text{Extremo libre} = \frac{wl^2}{9}$$

$$\text{Extremo con losa} = \frac{wl^2}{11}$$

Momentos positivos:

$$\text{En el medio} = \frac{wl^2}{14}$$

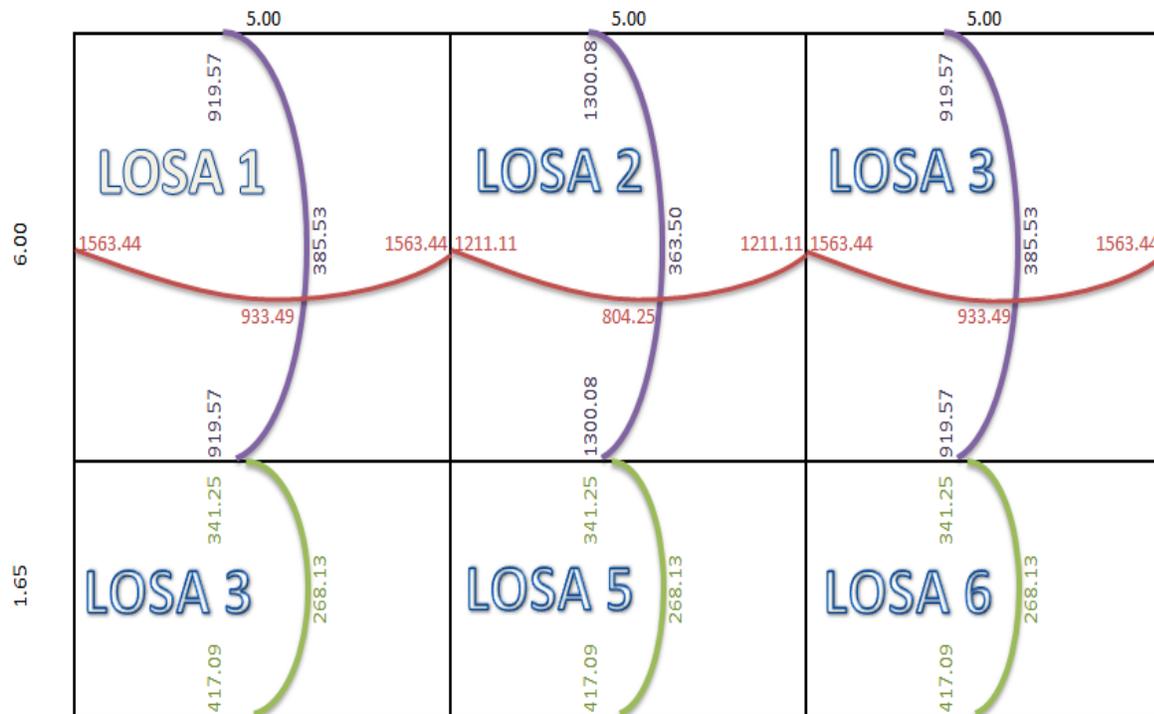
Figura 26. Factores y momentos en losas

<p>LOSA 1 = caso 4 m TABLA m = 0.80 Ca- = 0.071 Cb- = 0.029 Ca+ = 0.048 Cb+ = 0.020 CV Ca+ = 0.039 Cb+ = 0.016 CM</p> <p>Momentos Negativos Ma- = 1563.44 Mb- = 919.57 Momentos Positivos Ma+ = 933.49 Mb+ = 385.53</p>	<p>LOSA 2 = caso 8 m TABLA m = 0.80 Ca- = 0.055 Cb- = 0.041 Ca+ = 0.044 Cb+ = 0.019 CV Ca+ = 0.032 Cb+ = 0.015 CM</p> <p>Momentos Negativos Ma- = 1211.11 Mb- = 1300.08 Momentos Positivos Ma+ = 804.25 Mb+ = 363.50</p>	<p>LOSA 3 = caso 4 m TABLA m = 0.80 Ca- = 0.071 Cb- = 0.029 Ca+ = 0.048 Cb+ = 0.020 CV Ca+ = 0.039 Cb+ = 0.016 CM</p> <p>Momentos Negativos Ma- = 1563.44 Mb- = 919.57 Momentos Positivos Ma+ = 933.49 Mb+ = 385.53</p>
<p>LOSA 4 M- = 341.25 M+ = 268.13 M- = 417.09</p>	<p>LOSA 5 M- = 341.25 M+ = 268.13 M- = 417.09</p>	<p>LOSA 6 M- = 341.25 M+ = 268.13 M- = 417.09</p>

Fuente: elaboración propia.

→ Diagrama de momentos:

Figura 27. Distribución de momentos en losas



Fuente: elaboración propia.

→ Balanceo de momentos:

Figura 28. **Balanceo de momentos 1**

BALANCE No: 1		Ma > Mb	
	losa 1	losa 2	
	1	2	
M	1563.438	1211.114	balance por rigideces
L	5.00	5.00	
K	0.2	0.2	
D	0.5	0.5	
Ma-Mb	352.324	352.324	
D(Ma-Mb)	176.162	176.162	
Mbalance	1387.276	1387.276	1 D

Fuente: elaboración propia.

Figura 29. **Balanceo de momentos 2**

BALANCE No: 2		Ma > Mb	
	losa 2	losa 3	
	1	2	
M	1563.438	1211.114	balance por rigideces
L	5.00	5.00	
K	0.2	0.2	
D	0.5	0.5	
Ma-Mb	352.324	352.324	
D(Ma-Mb)	176.162	176.162	
Mbalance	1387.276	1387.276	1 D

Fuente: elaboración propia.

Figura 30. **Balanceo de momentos 3**

BALANCE No: 3 Ma > Mb

	losa 1	losa 2	
	1	2	
M	919.566	341.255	balance por rigideces
L	6.00	1.65	
K	0.16666667	0.60606061	
D	0.21568627	0.78431373	1 D
Ma-Mb	578.311	578.311	
D(Ma-Mb)	124.733672	453.576988	
Mbalance	794.832	794.832	

Fuente: elaboración propia.

Figura 31. **Balanceo de momentos 4**

BALANCE No: 4 Ma > Mb

	losa 2	losa 4	
	1	2	
M	1300.076	341.255	balance por rigideces
L	6.00	1.65	
K	0.16666667	0.60606061	
D	0.21568627	0.78431373	1 D
Ma-Mb	958.821	958.821	
D(Ma-Mb)	206.804439	752.016141	
Mbalance	1093.271	1093.271	

Fuente: elaboración propia.

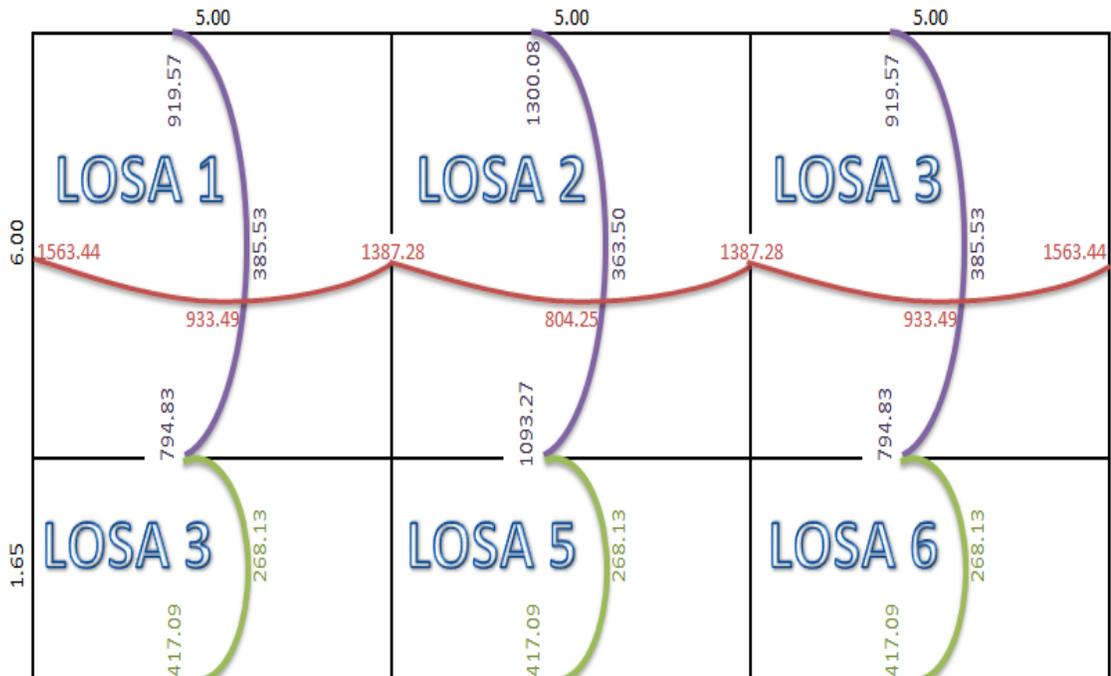
Figura 32. **Balaneo de momentos 5**

BALANCE No: 5		Ma > Mb	
	losa 3	losa 6	
	1	2	
M	919.566	341.255	balance por rigideces
L	6.00	1.65	
K	0.16666667	0.60606061	
D	0.21568627	0.78431373	1 D
Ma-Mb	578.311	578.311	
D(Ma-Mb)	124.733672	453.576988	
Mbalance	794.832	794.832	

Fuente: elaboración propia.

→ Momentos balanceados:

Figura 33. **Momentos balanceados en losas**



Fuente: elaboración propia.

→ Análisis de resultados

Para el análisis de los resultados que muestra la envolvente de momentos, se utilizan las siguientes fórmulas que permiten determinar el área de acero a cubrir en la losa y los espaciamientos que se deben dejar entre varillas:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * b * d$$

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{f_y}$$

$$MAs = \phi \left[A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right) \right]$$

$$S_{\max} = 2t$$

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{MAs * b}{0.003825 * f'_c}} \right] * \left(\frac{0.85 * f'_c}{f_y} \right)$$

$$S = \frac{A_{s_{\text{varilla}}} * 100}{A_{s_{\text{calculado}}}}$$

Cálculo de área de acero para las losas con base en el momento último que puede soportar cada losa:

Tabla XII. Cálculo de acero de refuerzo en losa

LOSA	A	B	rec	peralte	Fy Kg/cm ²	Grado	f'c Kg/cm ²	PSI	Asmin	S max	Calculando AsØ3/8 y Asmin	S con	Calculando As con Smax y AsØ3/8	Calculando MAs kg-m
1	5	6	2.500	10.500	60	4227.28	3000	211.36	140.09	39.00	0.51		1.83	714.93
2	5	6	2.500	10.500	60	4227.28	3000	211.36	140.09	39.00	0.51		1.83	714.93
3	5	6	2.500	10.500	60	4227.28	3000	211.36	140.09	39.00	0.51		1.83	714.93
4	1.65	5	2.500	10.500	60	4227.28	3000	211.36	140.09	39.00	0.51		1.83	714.93
5	1.65	5	2.500	10.500	60	4227.28	3000	211.36	140.09	39.00	0.51		1.83	714.93
6	1.65	5	2.500	10.500	60	4227.28	3000	211.36	140.09	39.00	0.51		1.83	714.93

Fuente: elaboración propia.

Chequeo por corte en losas de dos sentidos, por medio de relaciones de W:

Tabla XIII. Chequeo por corte en losa

LOSA	A	B	Wa	Wb	Corte A	Corte B	Corte concreto	Chequeo corte A	Chequeo corte B
1	5	6	0.71	0.29	1877	767	648774	OK	OK
2	5	6	0.55	0.45	1454	1190	648774	OK	OK
3	5	6	0.71	0.29	1877	767	648774	OK	OK

Fuente: elaboración propia.

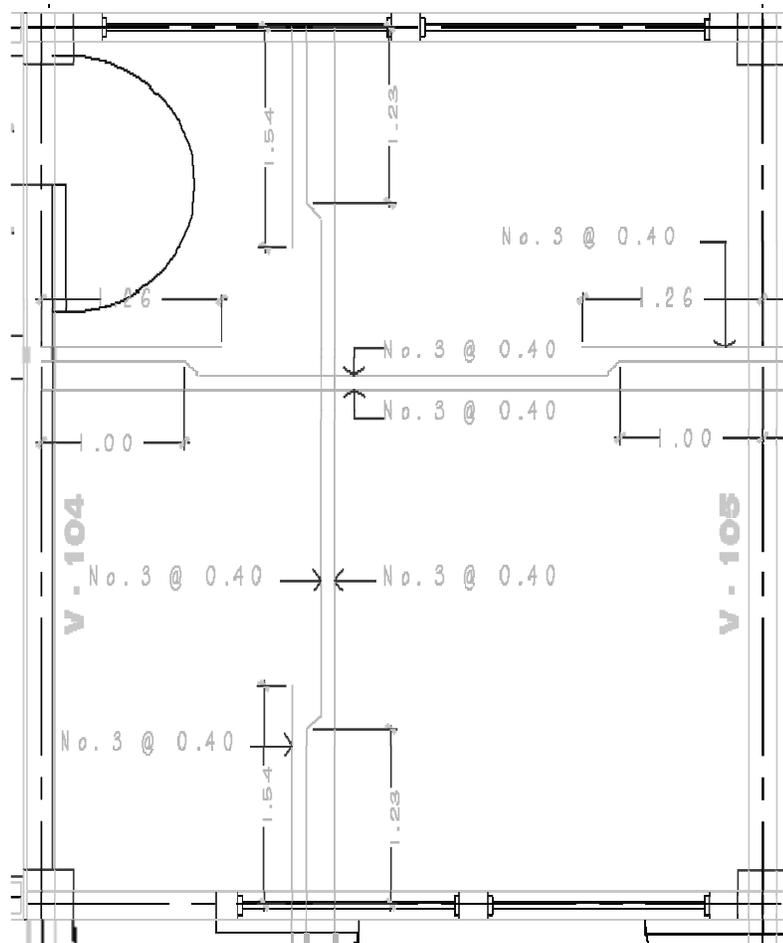
Cálculo de espaciamiento:

Tabla XIV. Cálculo de espaciamiento de refuerzo en losa

LOSA	A	B	rec	peralte	Fy Kg/cm ²	Grado	f'c Kg/cm ²	PSI	Asmin	S max	M	As	Calculando S con AsØ3/8 y As
1	5	6	2.500	10.500	60	4227.28	3000	211.36	140.09	39.00	1563.44	4.102	17.37
2	5	6	2.500	10.500	60	4227.28	3000	211.36	140.09	39.00	1387.28	3.620	19.69
3	5	6	2.500	10.500	60	4227.28	3000	211.36	140.09	39.00	1300.08	3.383	21.07
4	1.65	5	2.500	10.500	60	4227.28	3000	211.36	140.09	39.00	1093.27	2.826	25.21
5	1.65	5	2.500	10.500	60	4227.28	3000	211.36	140.09	39.00	919.57	2.365	30.13
6	1.65	5	2.500	10.500	60	4227.28	3000	211.36	140.09	39.00	933.49	2.401	29.67

Fuente: elaboración propia.

Figura 34. Armado de losa 1



Fuente: elaboración propia.

2.2.4.2. Vigas

Las vigas son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Las vigas de concreto simple son ineficientes como elementos sometidos a flexión, debido a que la resistencia a la tensión en flexión es una pequeña fracción de la resistencia a la compresión.

En consecuencia, estas vigas fallan en el lado sometido a tensión a cargas bajas mucho antes de que se desarrolle la resistencia completa del concreto en

el lado de la compresión. Por esta razón, se colocan barras de acero de refuerzo en el lado sometido a tensión, tan cerca como sea posible del extremo de la fibra, conservando en todo caso una protección adecuada del acero contra el fuego y la corrosión.

En una viga de concreto reforzada, el acero de refuerzo resiste la tensión causada por los momentos flectores, mientras que el concreto usualmente es capaz de resistir sólo la compresión correspondiente. Esta acción conjunta de los dos materiales garantiza que se impedirá el deslizamiento relativo, lo que se logra mediante la utilización de barras corrugadas con alta resistencia por adherencia de la interfase acero-concreto y, si es necesario, mediante anclajes especiales en los extremos de las barras.

2.2.4.2.1. Ejemplo viga

→ VIGA V-201

b= 25 cm

h= 50 cm

peralte:

d=h-rec

d=50-5=45 cm

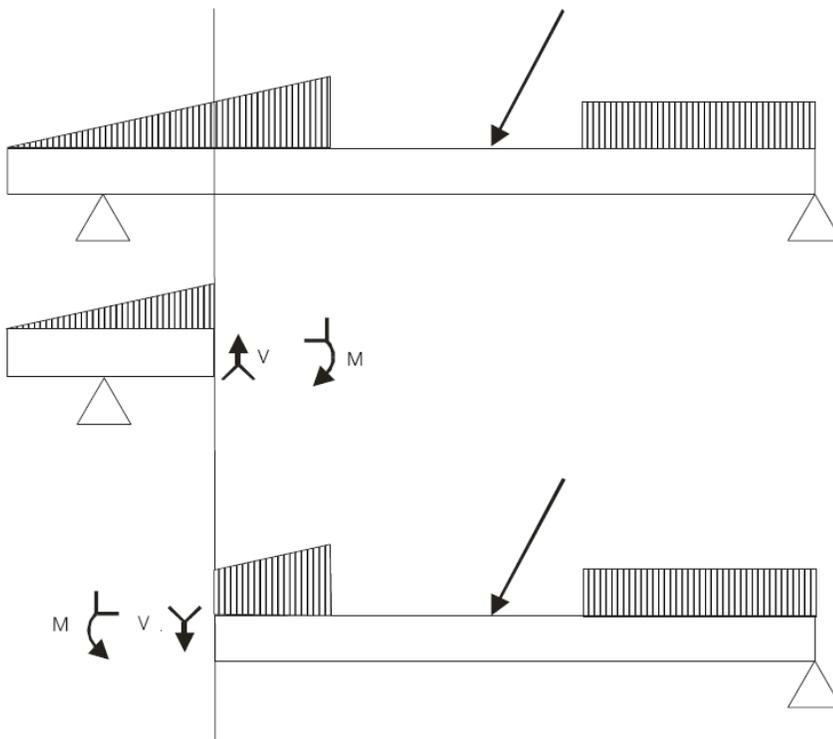
Momentos	b	d	Acero requerido por diseño
M- arriba	25.00	45.00	2.244
M- abajo			1.141
M+ abajo			1.786
M- arriba			2.927
M- abajo			1.451

2.2.4.2.2. Flexión

Así como la fuerza cortante equilibra las fuerzas verticales, también se debe establecer un equilibrio en los momentos hasta la sección evaluada de las fuerzas aplicadas sobre la viga en el segmento analizado. Este momento interno se denomina momento flector, y la magnitud es igual a la suma de los momentos sobre la sección de corte, producidos por las fuerzas aplicadas en la porción de la izquierda.

Así como la fuerza cortante, el momento flector es variable y se representa por el Diagrama de Momento Flector (DMF).

Figura 35. **Momento flector y fuerza cortante en vigas**



Fuente: figura 1, Sistemas estructurales 20, Prof Jorge Medina.

→ Cuantías de acero:

Cuantía mínima de acero (ρ_{min})

$$\rho_{min} = \frac{14.1}{f_y}$$
$$\rho_{min} = \frac{14.1}{4200} = 0.0033$$

Cuantía balanceada de acero (ρ_{bal})

$$\rho_{bal} = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \left[\frac{6120}{6120 + f_y} \right]$$
$$\rho_{bal} = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{210 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \cdot \left[\frac{6120}{6120 + 4200 \text{ kg/cm}^2} \right] = 0.0214$$

Cuantía máxima de acero (ρ_{max})

$$\rho_{max} = 0.5 \rho_{bal} = 0.5 \cdot 0.021 = 0.0107$$

→ Acero de refuerzo:

Acero mínimo

$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$
$$A_{smin} = 0.0033 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm} = 3.71 \text{ cm}^2$$

Acero máximo

$$A_{smax} = \rho_{max} \cdot b \cdot d$$
$$A_{smax} = 0.0107 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm} = 12.04 \text{ cm}^2$$

→ Refuerzo longitudinal cama superior (AS(-))

Para determinar el refuerzo en la cama superior, se elige el mayor entre el acero mínimo de refuerzo, el acero propuesto, y el 33% del acero requerido por el diseño:

$$A_{smin} = 3.71\text{cm}^2$$

$$2 \text{ var. No. 5} = 2 \cdot 1.979 = 3.958\text{cm}^2$$

$$33\% A_{s(-)} = 2.927 \cdot 0.33 = 0.966 \text{ cm}^2$$

Usando el mayor de los tres, corresponde al acero propuesto, es decir $A_s = 3.96 \text{ cm}^2$ y chequea que cumpla con el rango de acero mínimo y máximo, dado anteriormente.

Por lo tanto, el refuerzo a utilizar en la cama superior de la viga serán 2 varillas #5.

→ Refuerzo longitudinal cama inferior AS(+))

Para hallar el refuerzo en la cama superior se elige el mayor entre el acero mínimo de refuerzo, el acero propuesto, y el 33% del acero requerido por el diseño, del momento negativo y positivo:

$$A_{smin} = 3.71\text{cm}^2$$

$$2 \text{ var. No. 5} = 2 \cdot 1.979 = 3.958\text{cm}^2$$

$$50\% A_{s(+)} = 1.786 \cdot 0.50 = 0.893 \text{ cm}^2$$

$$50\% A_{s(-)} = 1.451 \cdot 0.50 = 0.726 \text{ cm}^2$$

Usando el mayor de las cuatro áreas de acero, corresponde al acero propuesto, es decir $A_s = 3.96 \text{ cm}^2$ y chequea que cumpla con el rango de acero mínimo y máximo, dado anteriormente.

Por lo tanto, el refuerzo que se utilizará en la cama superior de la viga será el de 2 varillas #5.

2.2.4.2.3. Corte

Para mantener el equilibrio sobre el segmento de la viga, se debe incluir la fuerza V , que actúa perpendicular al eje y se denomina fuerza cortante. Esta fuerza cortante es igual a la suma de todas las fuerzas verticales que actúan en la porción aislada ubicada en el lado izquierdo.

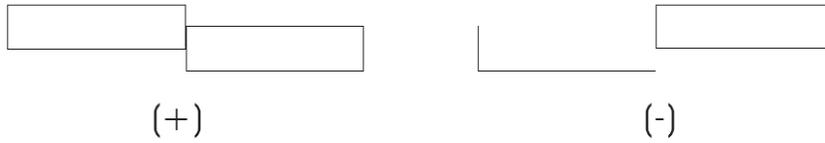
Por otra parte, se observa que la magnitud de V es variable, ya que, la magnitud depende del punto donde se realice el corte imaginario. Por lo tanto esta variabilidad es conveniente representarla gráficamente por diagramas. En el caso de la fuerza cortante, el diagrama se denomina Diagrama de Fuerza Cortante (DFC).

$$V = \sum F_{vert \text{ izq}}$$

→ Convenio de signos:

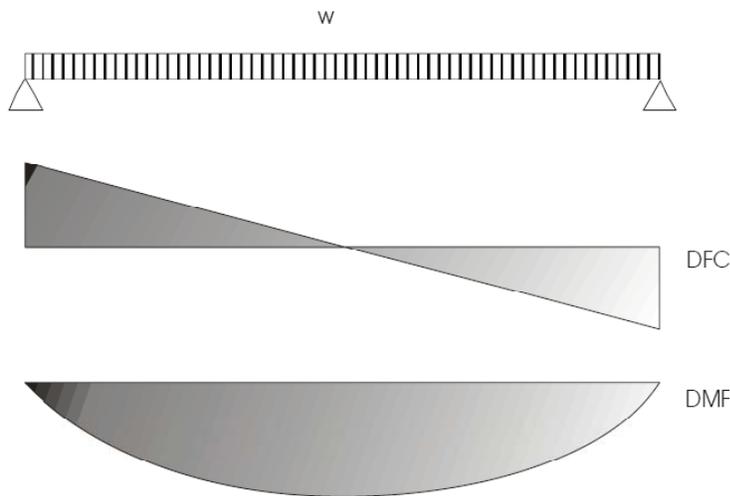
Dado que el valor de V obtenido por la suma de la porción de la izquierda es igual, pero de sentido contrario a la suma de las fuerzas de la porción de la derecha, para indicar cuando el valor de V es positivo o negativo, en la figura 36 se señala el convenio empleado según la tendencia que tiene la fuerza sobre el elemento.

Figura 36. **Convenio de signos del cortante V**



Fuente: figura 2, Sistemas estructurales 20, Prof Jorge Medina.

Figura 37. **Diagrama del momento flector y fuerza cortante en vigas**



Fuente: figura 4, Sistemas estructurales 20, Prof Jorge Medina

→ Acero por corte:

Tabla XV. **Espaciamiento requerido en el Refuerzo por Corte.**

acero requerido por unidad de	area de acero de la varilla #3 en cm ²	patas	Espaciamiento en cm requerido
0.028	0.713	2	51.038
0.054	0.713	2	26.482
0.064	0.713	2	22.457
0.076	0.713	2	18.714

Fuente: elaboración propia.

El espaciamiento que va utilizar es el más crítico, es decir el de menor separación. Por tanto con base en los resultados mostrados en la tabla, el espaciamiento por corte será de 20 cm.

2.2.4.2.4. Torsión

Se requiere tanto de esfuerzo longitudinal, como de estribos transversales cerrados para resistir los esfuerzos diagonales de tracción debidos a torsión. Los estribos deben ser cerrados, debido a que el agrietamiento inclinado causado por torsión puede producirse en todas las caras del elemento.

En el caso de secciones sometidas primordialmente a torsión, el recubrimiento de concreto se descascara con torques altos. Esto se vuelve a los estribos empalmados por traslapos inefectivos, conduciendo a una falla prematura por torsión. En tales casos, no deben usarse los estribos cerrados hechos con un par de estribos en U empalmados por el traslape.

Los esfuerzos por torsión que se dan en esta estructura son mínimas por tanto se consideró que los absorbiera el refuerzo por flexión, es por ello que no se considera un esfuerzo representativo.

2.2.4.2.5. Confinamiento

Los límites mínimos de espaciamiento se establecieron con el fin de permitir el flujo rápido del concreto dentro de los espacios comprendidos entre las barras y el encofrado sin crear hormigueros, y con el objeto de evitar la concentración de barras en el mismo plano que pueda causar un agrietamiento por esfuerzo cortante o retracción. El uso del diámetro “nominal” de las barras

para definir el espaciamiento mínimo, permite un criterio uniforme para barras de todos los tamaños.

El espaciamiento de los estribos, se limita para asegurar el desarrollo de la resistencia torsional última de la viga, para prevenir la excesiva pérdida de rigidez torsional después del agrietamiento, y para controlar el ancho de fisura.

Las condiciones del espaciamiento se dan en el capítulo 23 del código ACI, siendo las siguientes:

→ El primer estribo no debe de estar a más de 5 cm de la cara del elemento de apoyo;

→ El espaciamiento de los estribos de confinamiento no debe de exceder el menor de:

a) $d/4$

$$45/4 = 11.25 \text{ cm}$$

b) ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas

$$8(\text{var No 5}) = 8*(1.5875\text{cm}) = 12.7 \text{ cm.}$$

c) 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento

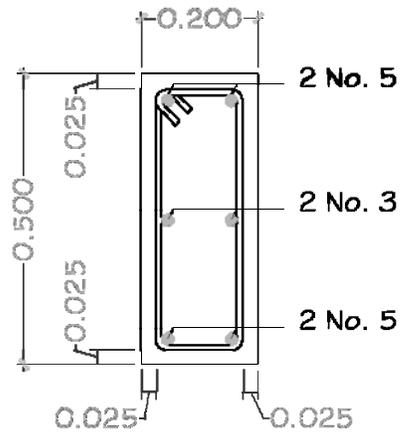
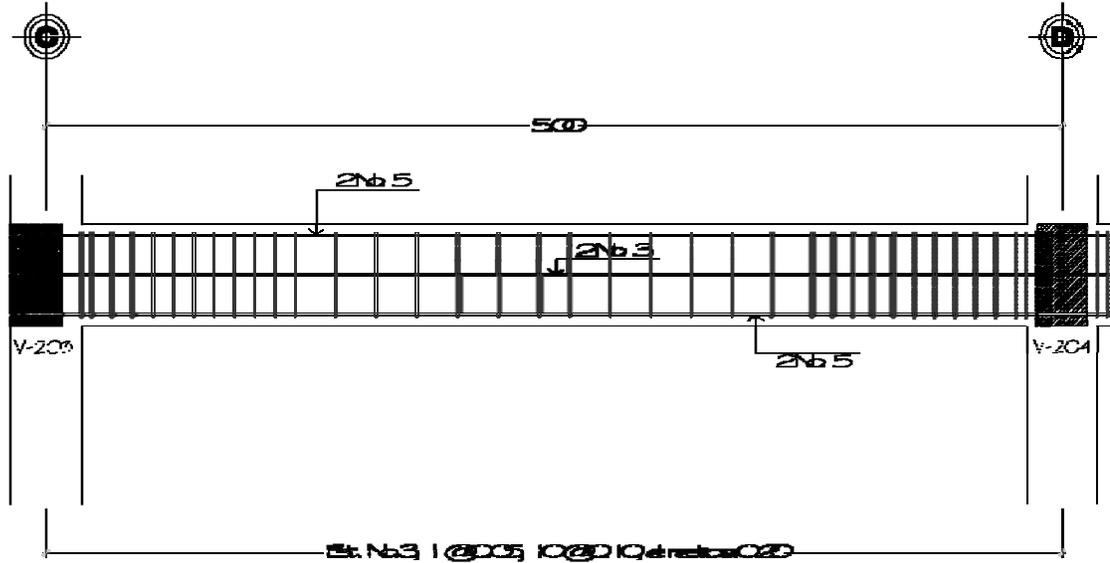
$$24(\text{var No 3}) = 24*(0.9525\text{cm}) = 22.86 \text{ cm.}$$

d) 30 cm.

El espaciamiento que se utilizará será el menor valor de los 4 incisos; espaciamiento $S = 10 \text{ cm.}$, a lo largo de la longitud de confinamiento, la cual está dada por:

Longitud de confinamiento = $2h = 2 \times 0.50 \text{ m} = 1.00 \text{ m}$

Figura 38. **Detalle de viga 201 y sección transversal**



Fuente: elaboración propia.

2.2.4.3. Columnas

2.2.4.3.1. Flexocompresión

Requisitos de armado para esfuerzos de flexión:

- La dimensión menor de la columna será igual o mayor a 0.35 mt
- La relación de las dimensiones de la columna será mayor o igual a 0.4
- El área de acero(A_s) para zonas sísmicas está comprendido de:

$$A_g \leq A_s \leq 0.06A_g$$

2.2.4.3.1.1. Efecto de esbeltez

El diseño de elementos a compresión, vigas de arriostramiento, y otros elementos de apoyo, deben estar basados en las fuerzas y momentos mayorados obtenidos a partir de un análisis de segundo orden, considerando la no linealidad del material y el agrietamiento, así como también, los efectos de la curvatura del elemento y del desplazamiento lateral, la duración de las cargas, la retracción y flujo plástico, y la interacción con la cimentación.

Las dimensiones de la sección transversal de cada elemento, usadas en el análisis, no deben apartarse más del 10% de las dimensiones mostradas en los planos de construcción, de lo contrario debe repetirse el análisis. Éste debe haber demostrado que genera predicciones de la resistencia, que están de acuerdo con la manera sustancial con ensayos de amplio alcance de columnas en estructuras estáticamente indeterminadas de concreto reforzado.

La ecuación para considerar los efectos de esbeltez es la siguiente:

$$E = \frac{KL_n}{r}$$

Donde:

E = esbeltez

K = Factor de pandeo

L_n = longitud libre

r = radio de giro, donde: $r = 0.30hx$ ó $0.30hy$ (dependiendo del sentido en que se esté analizando)

De los datos obtenidos se determinaron las siguientes conclusiones:

$E < 21 \rightarrow$ no se magnifican momentos

$21 \leq E \leq 100 \rightarrow$ se magnifican momentos

$E \geq 100 \rightarrow$ no es recomendable construir

El valor K se determina con la siguiente ecuación:

$$K = \frac{20 - \psi_{prom}}{20} \sqrt{1 + \psi_{prom}} \quad \text{si} \quad \psi_{prom} < 2$$

$$K = 0.90 \sqrt{1 + \psi_{prom}} \quad \text{si} \quad \psi_{prom} \geq 2$$

$$\psi_{prom} = \frac{\psi_a + \psi_b}{2}$$

Donde ψ_a y ψ_b corresponden a la sumatoria de rigideces en ambos extremos de apoyo de la columna y se expresa de la siguiente forma:

$$\psi_{a-b} = \frac{\sum EI/L_{col}}{\sum EI/L_{viga}}$$

2.2.4.3.1.2. Magnificación de momentos

Se debe realizar un procedimiento aproximado de diseño, el cual usa el concepto de magnificador de momento para tomar en cuenta los efectos de la esbeltez. Los momentos calculados a través de un análisis ordinario de primer orden, son multiplicados por un “magnificador de momento”, el cual es función de la fuerza axial mayorada P_u y de la carga crítica de pandeo P_c de la columna. Un análisis de primer orden, es un análisis elástico que no incluye el efecto en las fuerzas internas, provocado por los desplazamientos.

Un análisis de segundo orden, es un análisis estructural que incluye el efecto en los esfuerzos internos resultantes de las deflexiones. Cuando se usa un análisis elástico de segundo orden para el cálculo, el desplazamiento debe ser representativo del estado inmediatamente anterior a la carga última.

La ecuación de magnificación de momentos es la siguiente:

$$M_d = \delta M_u$$

Donde:

M_u = Momento último

δ = Magnificador de momentos

$$\delta = \frac{1}{1 - \left(\frac{P_u}{\phi * P_{cr}} \right)}$$

Donde:

P_u = Carga última actuante

P_{cr} = Carga crítica de pandeo (Euler)

ϕ = Factor de compresión (0.70 para estribos)

P_{cr} se expresa por:

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

Donde:

E = Módulo de Young

I = Momento de inercia

K = Factor de pandeo

L_n = Longitud libre entre apoyos

$$EI = \frac{E_c I_g / 2.5}{1 + \beta_d}$$

Donde:

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$$

I_g = Momento de inercia centroidal de la columna

$$I_g = bh^3 / 12$$

β_d = Factor de flujo plástico

$$\beta_d = \frac{1.4CM}{1.4CM + 1.7CV} = \frac{CM_U}{C_U} \quad 0 \leq \beta_d \leq 1$$

Para diseñar columnas tomando en cuenta su carga axial y los dos momentos actuantes, se utilizará la ecuación de Bressler (carga inversa):

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{P'_x} + \frac{1}{P'_y} - \frac{1}{P'_o}$$

Donde:

P'_u = Valor aproximado de la carga última en flexión que resiste la columna a una excentricidad "e"

P'_x = Carga última que resiste una columna con excentricidad "e_x"

$$P'_x = K_x * f'_c * A_g$$

P'_y = Carga última que resiste una columna con excentricidad "e_y"

$$P'_y = K_y * f'_c * A_g$$

P'_o = Carga última axial que resiste una columna

$$P'_o = (0.85 * f'_c * A_g) + (A_s * f_y)$$

Donde:

A_g = Sección del elemento

A_s = Área de acero propuesta

$K_{x,y}$ = Diagrama de interacción

Si $P'_u > P'_{ua}$, entonces el armado propuesto es correcto, de lo contrario, se aumentará el área de acero.

De lo anterior se tiene que P_{ua} es la carga de falla y está dada por:

$$P_{ua} = \frac{P_u}{0.70}$$

Donde:

P_u = Carga última actuante

Las excentricidades se calculan a través de:

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u}$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u}$$

Donde:

M_{ux} = Momento de diseño en x

M_{uy} = Momento de diseño en y

P_u = Carga última actuante

2.2.4.3.2. Corte

El refuerzo para cortante restringe la formación de agrietamiento inclinado y, por consiguiente, aumenta la ductilidad y advierte del peligro de falla. De lo contrario, en un alma sin refuerzo, la formación súbita del agrietamiento inclinado puede conducir directamente a una falla repentina. Este refuerzo resulta de gran valor, si un elemento es sometido a una fuerza de tracción imprevista o a una sobrecarga.

El corte resistente del concreto está dado por:

$$V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} bd$$

Con $\Phi = 0.85$; para esfuerzos cortantes. Recordando siempre que si $V_c > V_a$, se colocan por requisito estribos a $d/2$.

2.2.4.3.3. Confinamiento

Después de calcular el acero longitudinal de las columnas, es necesario proveer refuerzo transversal por medio de estribos y/o zunchos, para resistir los esfuerzos de corte y/o por armado.

Por otro lado, en zonas sísmicas, como en Guatemala, se debe proveer suficiente ductilidad a las columnas; esto se logra por medio del confinamiento del refuerzo transversal en los extremos de la misma. El resultado del confinamiento es un aumento en el esfuerzo de ruptura del concreto, y además permite una deformación unitaria mayor del elemento.

El espaciamiento de la longitud de confinamiento (S_o), corresponderá al menor de las siguientes consideraciones:

→ $\frac{1}{4}$ del lado menor de la columna

→ 0.10mt

→ $S_o = \frac{2A_v}{L_n \rho_s}$

Donde:

A_v = Área transversal de la varilla que se utilizará como estribo

L_n = Longitud máxima no soportada por el estribo

ρ_s = Relación volumétrica

ρ_s está determinada por:

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times 0.85 \frac{f_c}{f_y}$$

Donde:

A_g = Área gruesa

A_{ch} = Área pequeña

2.2.4.3.4. Ejemplo columna

→ Datos:

Sección de columna = 30cm x 30cm

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

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

→ Cargas que actúan sobre la columna:

$$CMU = 1,119.38 \text{ kg/m}^2$$

$$CVU = 258.58 \text{ kg/m}^2$$

$$CT = 1,119.38 \text{ kg/m}^2 + 258.58 \text{ kg/m}^2 = 1,377.96 \text{ kg/m}^2$$

$$CU = 1.4 (1,119.38 \text{ kg/m}^2) + 1.7 (258.58 \text{ kg/m}^2) = 2,006.72 \text{ kg/m}^2$$

→ Factor de carga última

$$FCU = \frac{CU}{CT}$$

$$FCU = \frac{2006.72 \text{ kg/cm}^2}{1377.96 \text{ kg/cm}^2}$$

$$FCU = 1.46$$

→ Carga axial

$$P_c = A_T * CU + A_{viga} * L_{viga} * W_c * FCU$$

$$P_c = (19.13 \text{ mt}^2) * \left(2006.72 \frac{\text{kg}}{\text{mt}^2}\right) + ((0.5\text{m} * 0.25\text{m}) * (3.00\text{m}) + (0.5\text{m} * 0.20\text{m}) * (5.00\text{m}) + (0.3\text{m} * 0.2\text{m}) * (0.83\text{m})) * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1.46$$

$$P_c = 41,617.93 \text{ kg}$$

→ Determinación de la esbeltez

Inercia columna:

$$I_{col} = \left(\frac{1}{12} b * h^3\right)$$

$$I_{col} = \left(\frac{1}{12} (35)(35^3)\right) = 125052.08 \text{ cm}^4$$

Inercia viga:

$$I_{viga} = \left(\frac{1}{12} b * h^3\right)$$

$$I_{viga1} = \left(\frac{1}{12} (25)(50^3)\right) = 260416.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{viga2}} = \left(\frac{1}{12} (20)(50^3) \right) = 208333.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{viga3}} = \left(\frac{1}{12} (20)(30^3) \right) = 45000.00 \text{ cm}^4$$

Rigideces:

$$K_{\text{col}} = \frac{I_{\text{col}}}{\text{Longitud}}$$

$$K_{\text{col1}} = \frac{125052.08 \text{ cm}^4}{5 \text{ m}} = 25010.42$$

$$K_{\text{col2}} = \frac{125052.08 \text{ cm}^4}{3 \text{ m}} = 41684.03$$

$$K_{\text{viga}} = \frac{I_{\text{viga}}}{\text{Longitud}}$$

$$K_{\text{viga1}} = \frac{260416.67 \text{ cm}^4}{3 \text{ m}} = 86805.56$$

$$K_{\text{viga2}} = \frac{208333.33 \text{ cm}^4}{5 \text{ m}} = 41666.67$$

$$K_{\text{viga3}} = \frac{45000.00 \text{ cm}^4}{0.83 \text{ m}} = 54545.45$$

$$\Psi_A = \frac{\sum EI_{\text{col}}/L}{\sum EI_{\text{viga}}/L}$$

$$\psi_{AX} = \frac{41666.67}{25010.42+41684.03} = 0.40$$

$$\psi_{AY} = \frac{86805.56+54545.45}{25010.42+41684.03} = 0.47$$

Dado que las columnas son empotradas:

$$\psi_B = 0$$

Promedio:

$$\psi_{Prom} = \frac{\psi_A + \psi_B}{2}$$

$$\psi_{PromX} = \frac{0.40+0}{2} = 0.20$$

$$\psi_{PromY} = \frac{0.47+0}{2} = 0.24$$

Factor de longitud efectiva:

$$K = 0.90 \sqrt{1 + \psi_{Prom}} ; \text{ cuando } \psi_{Prom} \geq 2$$

$$K = \frac{20 + \psi_{Prom}}{20} \sqrt{1 + \psi_{Prom}} ; \text{ cuando } \psi_{Prom} \leq 2$$

Siendo $K \leq 2$

$$K_x = \frac{20+0.20}{20} \sqrt{1+0.20} = 1.11$$

$$K_Y = \frac{20+0.24}{20} \sqrt{1+0.24} = 1.12$$

Esbeltez de la columna

$$E = \frac{K \cdot L_n}{r}$$

$$r = 0.3b = 0.3 \cdot 0.35 = 0.105$$

$$E_x = \frac{1.11 \cdot 5.00}{0.105} = 52.69$$

$$E_Y = \frac{1.12 \cdot 5.00}{0.105} = 53.54$$

Dado que en ambos sentidos: $21 < E < 100$ se realiza una magnificación de momentos.

$$\beta_d = \frac{1.4CM}{1.4CM + 1.7CV}$$

$$\beta_d = \frac{1.4 \cdot 1119.38}{1.4 \cdot 1119.38 + 1.7 \cdot 258.58} = 0.78$$

$$EI = \frac{0.40 E_c I_{col}}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{0.40 \cdot (15100) \sqrt{210} \cdot \frac{1}{12} \cdot 35 \cdot 35^3}{1 + 0.78} = 61.45 \times 10^8 \text{ kg-cm}^2$$

$$EI = 614.59 \text{ Ton}$$

→ Carga crítica de pandeo de Euler

$$P_{cr} = \frac{\pi^2(EI)}{(KL_n)^2}$$

$$P_{crX} = \frac{\pi^2(614.59)}{(1.11*5)^2} = 198.21 \text{ Ton}$$

$$P_{crY} = \frac{\pi^2(614.59)}{(1.12*5)^2} = 191.93 \text{ Ton}$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_U}{P_{cr}}}$$

$$\delta_X = \frac{1}{1 - \frac{46.62}{(0.70)198.21}} = 1.43$$

$$\delta_Y = \frac{1}{1 - \frac{46.62}{(0.70)191.93}} = 1.45$$

→ Momentos de diseño

$$M_D = \delta * M$$

$$M_{DX} = 1.43 * 3998.00 = 5917.14 \text{ Kg} - m$$

$$M_{DY} = 1.45 * 3998.00 = 5797.10 \text{ Kg} - m$$

→ Refuerzo longitudinal

Datos:

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

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{DX} = 5917.14 \text{ kg-mt}$$

$$M_{DY} = 5797.10 \text{ ton-mt}$$

$$P_U = 41617.93 \text{ kg}$$

Excentricidades:

$$e_x = \frac{M_{DX}}{P_U}$$

$$e_x = \frac{5917.14}{41617.93} = 0.14 \text{ mt}$$

$$e_y = \frac{5797.10}{41617.93} = 0.14 \text{ mt}$$

Los valores de las diagonales para utilizar el diagrama de interacción

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0.14}{0.35} = 0.40$$

$$\frac{e_y}{h_y} = \frac{0.14}{0.35} = 0.40$$

Según los datos obtenidos, se utilizarán los diagramas con $\alpha = 0.90$.

Área de acero:

$$A_{smin} = 0.01A_g = 0.01*(35*35) = 12.25 \text{ cm}^2$$

Se usarán 6 varillas #6

$$K_x = 0.28; K_y = 0.83$$

Variables de Bressler

$$P'_x = K_x * f'_c * A_g * \varphi$$

$$P'_x = 0.28 * 210 * 35 * 35 * 0.70 = 50421 \text{ kg}$$

$$P'_x = 50.42 \text{ Ton}$$

$$P'_y = K_y * f'_c * A_g * \varphi$$

$$P'_y = 0.83 * 210 * 35 * 35 * 0.70 = 149,462.25 \text{ kg}$$

$$P'_y = 149.46 \text{ Ton}$$

$$P'_o = (0.85 * f'_c * A_g - A_s) + (A_s * f_y)$$

$$P'_o = (0.85 * 210 * (1225 - 17.1)) + (17.1 * 4200) = 287,430.15 \text{ kg}$$

$$P'_o = 287.43 \text{ Ton}$$

$$P'_U = \frac{1}{\frac{1}{P'_x} + \frac{1}{P'_y} + \frac{1}{P'_o}}$$

$$P'_U = \frac{1}{\frac{1}{50.42} + \frac{1}{149.46} + \frac{1}{287.43}} = 43.39 \text{ Ton}$$

Chequeando que se cumpla la condición:

$$P'_U > 0.10P'_o$$

$$0.10P'_o = 0.10 \cdot 287.43 = 28.74 \text{ Ton}$$

43.39 Ton > 28.74 Ton , por tanto, chequea.

→ Refuerzo por corte

$$V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 35 \cdot 35 = 7997.25 \text{ kg}$$

$$V_c = 8.00 \text{ Ton}$$

Al comparar con los cortes actuantes mostrados en los diagramas, se tiene que $V_r > V_a$, por lo que se colocarán estribos en la zona no confinada a una distancia igual a $d/2$; por criterio se dejarán a cada 15 cm.

→ Confinamiento

En el capítulo 21 del código ACI 318 05 se establece que el refuerzo transversal debe suministrarse sobre una longitud medida desde la cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión, como resultado de desplazamiento lateral inelástico del marco; dicha longitud no debe ser menor que: a) la altura del elemento b) un sexto de la longitud libre del miembro y c) menor que 45 cm.

a) Altura del elemento = 0.35 mt

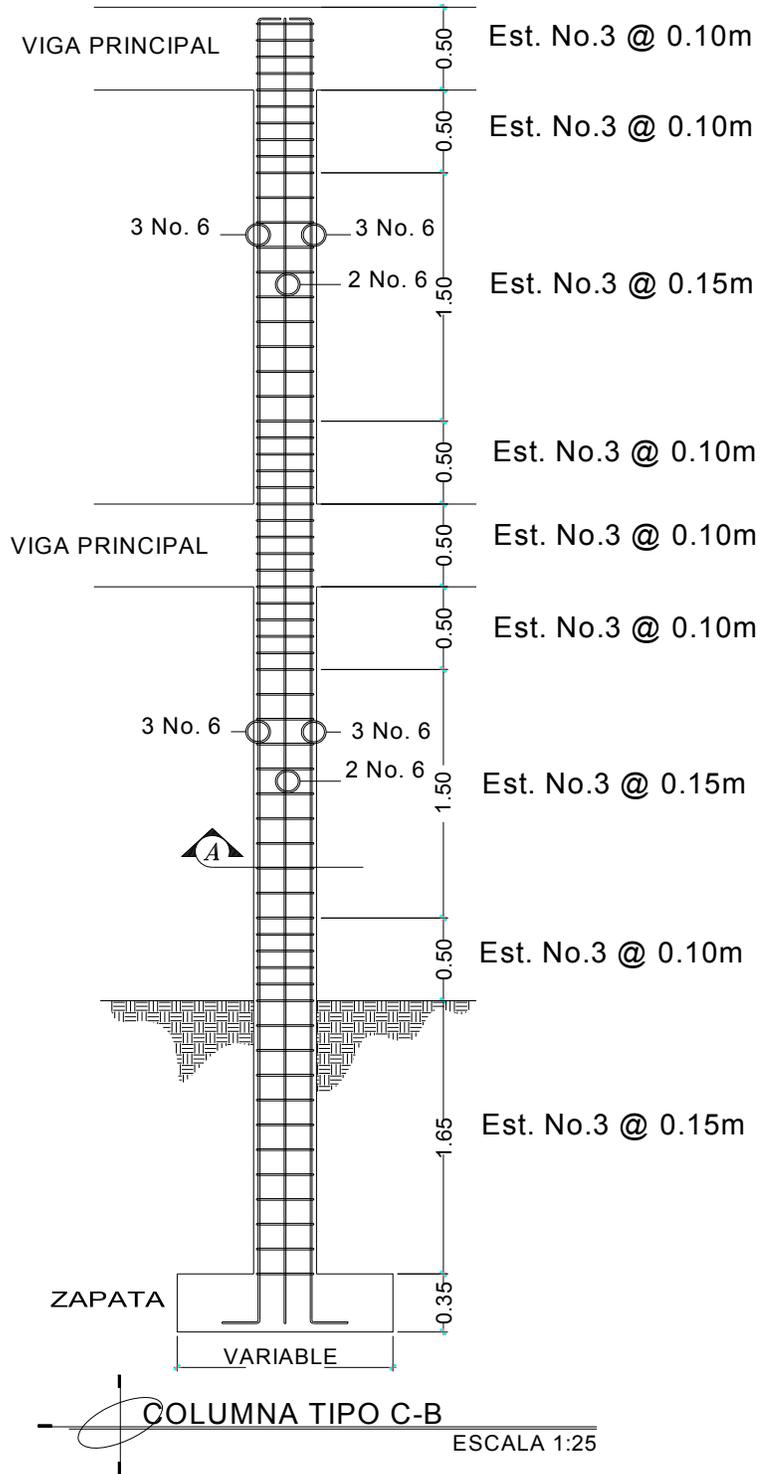
b) $1/6 * (3.00) = 0.50$ mt

c) 0.45

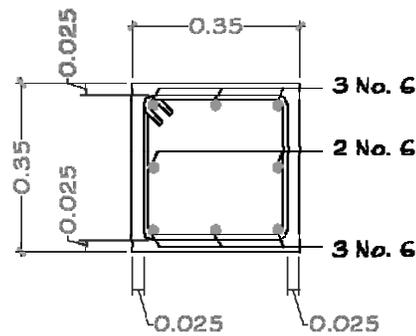
Con base en lo anterior se utilizará una longitud de confinamiento de 0.50 mt.; en ambos extremos de la columna.

El valor de S no debe ser mayor de 15 cm. ni se necesita tomarlo menor de 10 cm. Se utilizará estribo No. 3 @ de 10 cm. en una longitud de confinamiento igual a 50 cm.

Figura 39. **Detalle de columna**



Fuente: elaboración propia.



Fuente: elaboración propia.

2.2.4.4. Zapatas

Los cimientos son elementos de la estructura destinados a recibir las cargas propias y las aplicadas exteriormente a la misma, éstos transmiten la acción de las cargas sobre el suelo. Para elegir el tipo de cimentación que se va a utilizar se deben considerar principalmente, el tipo de superestructura, la naturaleza de las cargas que se aplicarán, las condiciones del suelo y el costo de la misma.

→ Diseño de zapata típica concéntrica:

Datos:

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

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Pu = 41.62 \text{ ton/mt}^2$$

$$Mdx = 5.72 \text{ ton/mt}^2$$

$$M_{dy} = 5.80 \text{ ton/mt}^2$$

$$V_s = 27.19 \text{ ton/mt}^2$$

$$\rho_s = 1.25 \text{ ton/mt}^3$$

$$\rho_c = 2.4 \text{ ton/mt}^3$$

$$F_{cu} = 1.46$$

Sección de columna = 35 cm x 35 cm

→ Diseño del área de la zapata:

Carga y momento de servicio

$$P'_t = \frac{P_u}{F_{cu}}$$

$$P'_t = \frac{41.62}{1.46} = 28.51 \text{ ton}$$

$$M_{tx} = \frac{M_{dx}}{F_{cu}}$$

$$M_{tx} = \frac{5.71}{1.46} = 3.92 \text{ ton} - \text{mt}$$

$$M_{ty} = \frac{M_{dy}}{F_{cu}}$$

$$Mty = \frac{5.80}{1.46} = 3.97 \text{ ton} - \text{mt}$$

Estimación del área de la zapata

$$Az = \frac{1.5 \cdot P't}{V_s}$$

$$Az = \frac{1.5 \cdot (28.51)'}{27.19} = 1.57 \text{ mt}^2$$

Las dimensiones de la zapata propuesta, siendo una zapata cuadrada serían de 1.40 m, lo que nos proporciona un área de:

$$Az = 1.40 \cdot 1.40 = 1.96 \text{ mt}^2$$

→ Chequeo de presión sobre el suelo:

$$P = P' + P_s + P_{col} + P_{cim}$$

$$P_s = Az \cdot \text{desplante} \cdot \gamma_s$$

$$P_s = 1.96 \cdot 1.65 \cdot 1.25 = 4.04 \text{ ton}$$

$$P_{col} = 0.122 \cdot 7.65 \cdot 2.4 = 2.16 \text{ ton}$$

$$P_{cim} = 1.96 \cdot 0.35 \cdot 2.4 = 1.65 \text{ ton}$$

$$P = 28.51 + 4.04 + 2.16 + 1.65 = 36.36 \text{ ton}$$

Debido a que existe carga y flexión biaxial, las presiones sobre el suelo por debajo de la zapata serán:

$$q = \frac{P}{Az} \pm \frac{Mt_x}{S_x} \pm \frac{Mt_y}{S_y}$$

$$S_x = S_y = \frac{1}{6} * 1.4 * 1.4^2 = 0.94 \text{ mt}^3$$

$$q = \frac{36.36}{1.96} \pm \frac{3.92}{0.94} \pm \frac{3.97}{0.94}$$

$$q_{\max} = 26.94 \text{ ton/mt}^2$$

$$q_{\min} = 10.16 \text{ ton/mt}^2$$

$q_{\max} < V_s \rightarrow$ Cumple, no excede el valor soporte del suelo.

$q_{\min} > 0 \rightarrow$ Cumple, no existen presiones de tensión.

Esto indica que están bien las dimensiones asumidas para el área de la zapata.

Presión de diseño:

$$q_{dis_u} = q_{dis} * F_{cu}$$

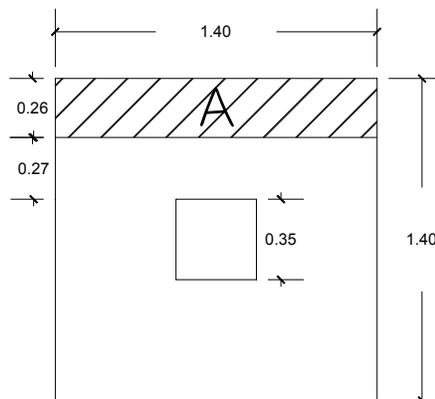
$$q_{dis_u} = 26.94 \frac{\text{ton}}{\text{mt}^2} * 1.46 = 39.33 \text{ ton/mt}^2$$

→ Diseño del espesor de zapata:

- Chequeo por corte simple

La falla de las zapatas por esfuerzo cortante, ocurre a una distancia igual a d (peralte efectivo) del borde de la columna, por tal razón se debe comparar en ese límite si el corte resistente es mayor que el actuante.

Según espesor asumido $t = 35$ cm y con varilla # 4, se tiene que:



$$d = 35\text{cm} - 7.5\text{cm} - \frac{1.27\text{ cm}}{2} = 26.87\text{ cm}$$

Cálculo del corte actuante:

$$V_{\text{act}} = A * q_{\text{dis}}$$

$$V_{\text{act}} = (0.26 * 1.40) * 39.33 = 14.11\text{ ton}$$

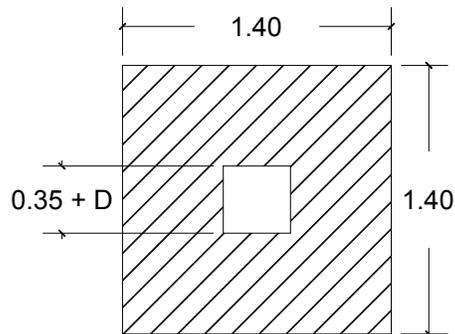
Cálculo del corte simple resistente:

$$V_R = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d / 1000$$

$$V_R = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 140 \cdot 26.87 / 1000 = 24.56 \text{ ton}$$

$V_R > V_{act} \rightarrow$ Chequea

Corte punzonante actuante



$$V_{act} = ((1.4 \cdot 1.4) - (0.62 \cdot 0.62)) \cdot 39.29 = 61.91 \text{ ton}$$

Cálculo punzonante resistente

$$V_R = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot B_0 \cdot d / 1000$$

$B_0 =$ perímetro sección crítica de punzonamiento

$$B_0 = 4 \cdot (40 + d)$$

$$V_R = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot (4 \cdot (40 + 26.87)) \cdot 26.87 / 1000 = 86.87 \text{ ton}$$

$V_R > V_{act}$. El peralte asumido es correcto, soporta el punzonamiento

→ Diseño del refuerzo por flexión

Flexión en el sentido x

$$M_u = \frac{W \cdot L^2}{2}$$

$$M_u = \frac{\left(39.33 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \cdot 0.525^2\right)}{2} = 5.42 \text{ Ton-m}$$

$$A_s = \left(b \cdot d - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{M_u \cdot b}{0.003825 \cdot f'_c}} \right) \left(\frac{0.85 \cdot f'_c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left(140 \cdot 26.87 - \sqrt{(140 \cdot 26.87)^2 - \frac{5420 \text{ kg-m} \cdot 140}{0.003825 \cdot 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \right) \left(\frac{0.85 \cdot 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)$$

$$A_s = 8.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{14.1}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{smin} = \frac{14.1}{4200} \cdot 140 \cdot 26.87 = 9.02 \text{ cm}^2$$

Se utilizará A_{smin} porque $A_{smin} > A_{sreq}$.

El espaciamiento entre varillas de refuerzo está definido por:

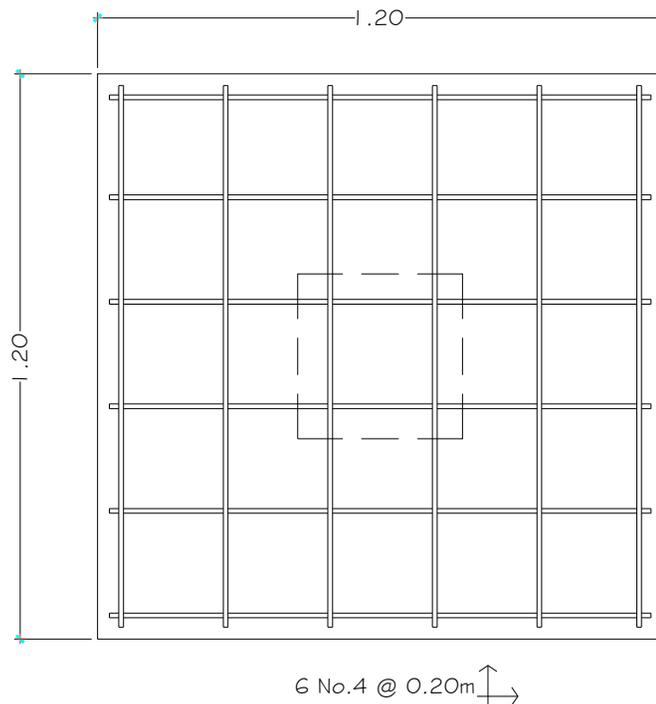
$$S = A_v/A_s ; \text{ donde } S < 0.45 \text{ mt.}$$

Usando varilla No. 4 se tiene:

$$S = 1.27/9.02 = 0.1971 \rightarrow S = 20 \text{ cm}$$

Debido a la similitud en los momentos en los sentidos X y Y, el refuerzo se hará igual en los 2 sentidos.

Figura 40. **Detalle de zapata**



Fuente: elaboración propia.

2.2.4.5. Gradas

Para el análisis y diseño del módulo de gradas se deben considerar las condiciones propias de la estructura que son de menores dimensiones. En este caso se consideraron las losas en voladizo para el pasillo, que permiten el paso hacia el pasillo de la escuela. Para el diseño se realizará el mismo procedimiento utilizado en la estructura de la escuela.

El módulo de gradas está ubicado en la parte Oeste del edificio, los detalles de construcción se dan a conocer en los planos adjuntos.

2.2.4.6. Instalaciones eléctricas

La propuesta de instalaciones eléctricas para el edificio se encuentra en el plano 5, la cual fue diseñada de modo que los ambientes mantengan la iluminación requerida, para que los alumnos puedan desempeñarse en un ambiente agradable, así como la ubicación de tomacorrientes en lugares accesibles para su uso.

Tabla XVI. Consumo de energía eléctrica

TIPO	CIRCUITO	NUMERO UNIDADES	ELEMENTO	CONSUMO UNITARIO (KW)	COEFICIENTE DE SIMULTANEIDAD	CONSUMO UNITARIO TOTAL (KW)	HORAS DE USO DIARIO	KW x H	DIAS / MES	TOTAL(KW X H) MENSUAL
ILUMINACIÓN	A	10	bombilla incandescente	0.00133	1.0	0.01333	10	0.13	22	2.93
ILUMINACIÓN	B	9	bombilla incandescente	0.00133	1.0	0.01200	10	0.12	22	2.64
FUERZA	1	7	tomacorriente	0.3	1.0	2.100	10	21.00	22	462.00
FUERZA	2	8	tomacorriente	0.3	1.0	2.400	10	24.00	22	528.00
Kw (unitarios)- consumidos						4.52				

$$I_p = \text{Potencia consumida/Tensión}$$

$$I_p = 19.65 \text{ A}$$

Fuente: elaboración propia.

La sección del conductor en todos los circuitos será de 0.0329 cm^2 (calibre 12) pues puede cubrir una corriente de 25 amperios. Se instalará una caja con 4 flipones y espacio para 2 conexiones futuras. Para los circuitos de iluminación los flipones serán de 1 x 15 amperios y para los circuitos de fuerza los flipones serán de 1 x 20 amperios.

La puesta a tierra necesaria es de 5 ohms, la cual obtendremos mediante una varilla de acero-cobre de $D=16\text{mm}$ con 1.5mts. de altura; conectándose al tablero con un cable calibre 6 ó 7.

2.2.5. Evaluación de impacto ambiental

Se puede definir el Estudio de Impacto Ambiental como el estudio técnico, de carácter interdisciplinario, que incorporado en el procedimiento de la Evaluación de Impacto Ambiental, está destinado a predecir, identificar, valorar y corregir, las consecuencias o efectos ambientales que determinadas acciones, pueden causar sobre la calidad de vida del hombre y su entorno. Es un documento técnico que debe presentar el titular del proyecto y sobre la base del cual se produce la Declaración o Estimación de Impacto Ambiental.

→ Decreto número 68-86

Artículo 8.- (Reformado por el Decreto del Congreso Número 1-93). Para todo proyecto, obra, industria o cualquier otra actividad que por sus características puede producir deterioro a los recursos naturales renovables o no, al ambiente, o introducir modificaciones nocivas o notorias al paisaje y a los recursos culturales del patrimonio nacional, será necesario previamente a su desarrollo un estudio de evaluación del impacto ambiental realizado por técnicos en la materia y aprobado por la Comisión de Medio Ambiente.

→ Impacto Ambiental

- Componente social

Los beneficiados de los proyectos recibirán directamente el impacto de acarreo de materiales de construcción y molestias del proceso de zanjeo y construcción durante el tiempo que dure la misma.

- Estética

Ruido, movimiento de tierras, paisaje dañado y degradación visual.

- Impacto de las aguas servidas.

El término aguas residuales comprende numerosos tipos de desechos líquidos, desde las aguas de drenaje doméstico y de servicios, hasta los subproductos industriales y las aguas pluviales colectadas en la red municipal.

Cuando estas aguas no reciben tratamiento alguno y son conducidas y arrojadas fuera del área urbana, como ocurre en la mayoría de las poblaciones de Latinoamérica, representa un problema a las áreas silvestres y a la calidad de vida de las comunidades.

Los contaminantes de las aguas residuales, regularmente están constituidos de materia orgánica (a manera de sólidos disueltos y suspendidos), nutrientes, grasas o aceites, sustancias tóxicas y microorganismos patógenos.

Los indicadores de calidad de aguas servidas más monitoreados son:

- a) Demanda bioquímica de oxígeno o DBO (mg/l): mide el potencial de contaminación biológica
- b) Demanda química de oxígeno o DQO (mg/l): mide el consumo de oxígeno del agua debido a reacciones químicas en ese medio
- c) Oxígeno disuelto (OD)
- d) Sólidos: suspendidos totales (mg/l), sedimentables (ml/l)
- e) pH (unidades de pH)
- f) Grasas y aceites (mg/l)
- g) Coliformes totales
- h) Fósforo total
- i) Nitrógeno total

2.2.5.1. Manejo adecuado de sólidos

El Código de Salud, Decreto 90-97 del Congreso de la República de Guatemala, en el Artículo 103, que se refiere a la disposición de los desechos sólidos, prohíbe arrojar o acumular desechos sólidos de cualquier tipo en lugares no autorizados, alrededor de zonas habitadas y en lugares que puedan producir daños a la salud de la población, al ornato o al paisaje, utilizar medios inadecuados para su transporte y almacenamiento o proceder a su utilización, tratamiento y disposición final, sin la autorización municipal correspondiente, la

que deberá tener en cuenta el cumplimiento de las medidas sanitarias establecidas para evitar la contaminación del ambiente, específicamente de los derivados de la contaminación de los afluentes provenientes de los botaderos de basura legales o clandestinos.

- Regular y controlar el almacenamiento temporal de los desechos sólidos en: industrias, mercados, comercios, plazas, calles y demás lugares públicos o privados, así como en las edificaciones nuevas que se autoricen, deberá preverse el depósito adecuado y accesible al recolectar.
- Establecer, regular, autorizar, controlar y supervisar el sistema de almacenamiento, recolección y transporte de los desechos sólidos de industrias, mercados, comercios, parques, plazas, calles y demás lugares públicos o privados, con cobertura en todo el municipio, en el cual se puede establecer áreas de trabajo y procedimientos específicos en cada caso.
- Controlar técnicamente, la disposición final de los desechos sólidos en los lugares autorizados.
- Establecer y promover programas de concientización, sensibilización y educación ambiental para la población, incluyendo el conocimiento de la normativa ambiental existente; y promover e incentivar programas de investigación y estudios específicos para el mejor conocimiento de los desechos sólidos que se generan, sus características y cómo reducir los efectos contaminantes y las formas para un manejo adecuado.

- Coordinar con instituciones públicas o privadas, las actividades que permitan eliminar y prevenir los focos de contaminación y mantener la limpieza del municipio.
- Promover la clasificación, selección, recuperación, reutilización y reciclado de los desechos sólidos, que así lo permitan.

2.2.5.2. Medidas de mitigación

Las medidas de mitigación promueven una mejor organización y percepción de los peligros naturales por la comunidad. Se basa en la idea de que el impacto de un desastre puede ser evitado o reducido cuando su ocurrencia ha sido prevista. Cada lugar requiere de un análisis específico de los potenciales peligros y capacidades para proponer medidas de mitigación.

Tabla XVII. **Evaluación inicial de aspectos ambientales**

ASPECTOS AMBIENTALES	IMPACTOS AMBIENTALES
AIRE	Gases o partículas (polvo, vapores, humo, hollín, monóxido de carbono, óxidos de azufre, etc.)
	Ruido
	Vibraciones
	Olores
AGUA	Abastecimiento de agua
	Aguas residuales ordinarias (aguas generadas por las actividades domesticas)
	Aguas residuales especiales (aguas generadasa por servicios públicos municipales, actividades de servicios, industriales, agrícolas, pecuarias, hospitalarias)
	Mezcla de las aguas residuales anteriores
	Aguas de lluvia
SUELO	Desechos solidos
	Desechos peligrosos (con una o mas de las siguientes características: corrosivos, reactivos, explosivos, toxicos, inflamables y bioinfecciosos)
	Descarga de aguas residuales (si van directo al suelo)
	Modificación del relieve o la topografía del área
BIODIVERSIDAD	Flora
	Fauna
	Ecosistema
VISUAL	Modificación del paisaje
SOCIAL	Cambio o modificaciones sociales, económicas y culturales, incluyendo monumentos historicos

Fuente: elaboración propia.

Se debe considerar el área donde se ubica la actividad y a qué tipo de riesgo puede estar expuesta.

→ Inundación

→ Derrame o fuga de combustible

→ Explosión

→ Deslizamientos

→ Incendio

Formas de mitigación

a) En construcción

- Reforestación de laderas para evitar deslizamientos de tierras y avalanchas
- Remoción de sedimentos de la cuenca del río
- Ubicación de personas y bienes fuera de las áreas de peligro
- Diseñar tratando de adecuarse al entorno existente
- Restringir uso de maquinaria pesada a horas diurnas
- Utilizar rutas alternas al centro de la población
- Inclusión de estándar de diseño y materialidad para estructuras nuevas

- Después de cada jornada de trabajo, limpiar el área (recoger: estacas de madera, tablas con clavos, resto de mezcla, pedazos de acero, etc.)
- Compactar la tierra removida
- Fundir y trasladar materiales de construcción en días no festivos o días de plaza
- Establecer letrinas temporales para la cuadrilla de trabajadores
- Incluir botiquín de primeros auxilios
- Garantizar el uso de equipo adecuado de trabajo (guantes, botas, mascarillas, cascos)

b) En operación

- Aumentar la capacidad a través de códigos y estándares de construcción
- Establecer plan de monitoreo ambiental
- Aumentar la capacidad a través de planificación comunal (planes de desarrollo, zonificación, incentivos tributarios, etc.)
- Mantenimiento preventivo
- Capacitación permanente y continua a operadores del sistema

2.2.6. Presupuesto

Tabla XVIII. Resumen de Presupuesto

No.	DESCRIPCION RENGLON	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	DEMOLICIÓN	108.00	M ²	Q 2.00	Q 216.00
2	TRAZO Y ESTAQUEADO	107.30	ML	Q 19.00	Q 2,038.70
3	EXCAVACIÓN A MANO TERRENO SUAVE	68.50	M ³	Q 54.00	Q 3,699.00
4	RELLENOS A MANO APISONADO	42.10	M ³	Q 44.00	Q 1,852.40
5	ZAPATA DE 1,2 X 1,2 X 0,35	4.00	UNIDAD	Q 726.00	Q 2,904.00
6	ZAPATA DE 1,4 X 1,4 X 0,35	4.00	UNIDAD	Q 967.00	Q 3,868.00
7	ZAPATA DE 1,1 X 0.8 X 0,35	4.00	UNIDAD	Q 505.00	Q 2,020.00
8	ZAPATA DE 0.75 X 0.75 X 0,40	6.00	UNIDAD	Q 340.00	Q 2,040.00
9	COLUMNAS INTERIORES DE 35X35	61.20	ML	Q 671.00	Q 41,065.20
10	COLUMNAS EXTERIORES 35X35	61.20	ML	Q 739.00	Q 45,226.80
11	COLUMNA 30X30	45.90	ML	Q 536.00	Q 24,602.40
12	COLUMNA MUROS 20 X 20	210.00	ML	Q 320.00	Q 67,200.00
13	VIGA DE CONECTORA DE 20X40	17.40	ML	Q 448.83	Q 7,809.60
14	VIGA 101	15.33	ML	Q 857.00	Q 13,137.81
15	VIGA 102	15.33	ML	Q 881.00	Q 13,505.73
16	VIGA 103	15.33	ML	Q 905.00	Q 13,873.65
17	VIGA 104	8.00	ML	Q 973.31	Q 7,786.45
18	VIGA 105	8.00	ML	Q 953.51	Q 7,628.10
19	VIGA 106	36.20	ML	Q 831.00	Q 30,082.20
20	VIGA 201	30.66	ML	Q 854.00	Q 26,183.64
21	VIGA 202	15.33	ML	Q 754.00	Q 11,558.82
22	VIGA 203	8.00	ML	Q 973.31	Q 7,786.45
23	VIGA 204	8.00	ML	Q 953.51	Q 7,628.10
24	LOSA DE CONCRETO DE 14 CM	114.75	M ²	Q 562.00	Q 64,489.50
25	LOSA DE CONCRETO DE 9 CM	11.83	M ²	Q 574.00	Q 6,792.72
26	LOSA GRADAS	9.06	M ²	Q 746.00	Q 6,758.76
27	SOLERAS	210.00	ML	Q 320.00	Q 67,200.00
28	MURO DE CERRAMIENTO	210.00	ML	Q 127.00	Q 26,670.00
29	PAÑUELOS	6.35	M ²	Q 1,274.00	Q 8,089.90
30	PISO	9.84	M ²	Q 1,303.00	Q 12,817.79
31	ACABADOS	1.00	GLOBAL	Q 87,622.00	Q 87,622.00
32	VENTANAS	48.56	M ²	Q 1,797.00	Q 87,262.32
33	PUERTAS	8.00	UNIDAD	Q 1,333.00	Q 10,664.00
34	BARANDAL	1.00	UNIDAD	Q 4,639.00	Q 4,639.00
35	DRENAJE PLUVIAL	1.00	GLOBAL	Q 2,493.00	Q 2,493.00
COSTO TOTAL					Q 729,212.03

Fuente: elaboración propia.

2.2.7. Cronograma de ejecución

Tabla IXX. Cronograma físico y financiero

No.	DESCRIPCIÓN	MESES/semanas										TOTALES	F.P.								
		2	4	6	8	10															
1	DEMOLICIÓN	P													Q	216.00	0.03%				
		Q																			
2	TRAZO Y ESTAQUEADO	P													Q	2,038.70	0.28%				
		Q																			
3	EXCAVACION A MANO TERRENO SUAVE	P													Q	3,699.00	0.51%				
		Q																			
4	RELLENOS A MANO APISONADO	P													Q	1,852.40	0.25%				
		Q																			
5	CIMENTACIÓN	P													Q	18,641.60	2.56%				
		Q																			
6	COLUMNAS	P													Q	178,094.40	24.42%				
		Q																			
7	VIGAS	P													Q	103,185.48	28.30%				
		Q																			
8	LOSAS	P													Q	92,189.90	12.64%				
		Q																			
9	MUROS	P													Q	13,335.00	3.66%				
		Q																			
10	GRADAS	P													Q	6,758.76	0.93%				
		Q																			
11	INSTALACIONES	P													Q	52,529.16	14.41%				
		Q																			
12	ACABADOS	P													Q	87,622.00	12.02%				
		Q																			
TOTAL DEL PROYECTO														Q	24,595.30	283,132.28	208,710.38	72,622.92	140,151.16	729,212.03	100%
F.P. =			3%	39%	29%	10%	19%													100%	

Fuente: elaboración propia.

2.2.8. Planos

Los planos de la escuela se encuentran adjuntos en los anexos.

CONCLUSIONES

1. El diseño para la construcción del drenaje sanitario del sector Coc, caserío Cipresales, cantón Xajaxac, comprende una longitud de 1240 metros lineales, para beneficio de una población actual de 255 habitantes y una futura a 30 años, de 650 habitantes. El sistema utilizará tubería Novafort de diámetro de 6 pulgadas.
2. El costo directo que implica la construcción del drenaje sanitario asciende a la cantidad de Q 344959.88, con un costo unitario directo de Q 278.19 por metro lineal.
3. El diseño de la escuela del caserío Chuicacaste, cantón Pixabaj, comprende una edificación de dos niveles con un área de construcción de 240 metros cuadrados, para 6 aulas, con una capacidad de 18 alumnos por cada aula, cuyo costo directo de ejecución asciende a la cantidad de Q 546909.02, con un costo unitario de Q 2278.79 por metro cuadrado.
4. El estudio de impacto ambiental refleja que los posibles factores que han de afectar en la construcción de los proyectos presentados son: el polvo provocado por las excavaciones, el ruido de la construcción y las aguas residuales provenientes del drenaje, las cuales han de ser mitigadas, controlando el polvo al regar agua en los lugares excavados, instalando una planta de tratamiento en la comunidad del sector Coc, para el drenaje sanitario, y estableciendo una comunicación constante con el

comité de ambos proyectos, para evitar la estadia cercana de los habitantes a las áreas de construcción.

RECOMENDACIONES

1. A la comunidad del sector Coc, caserío Cipresales, dar un mantenimiento adecuado al drenaje y de uso del mismo; es decir no se debe desechar basuras que puedan ocasionar que los pozos o las tuberías se tapen y con esto reducir la vida útil del sistema.
2. La municipalidad de Sololá debe continuar con la gestión de la planta de tratamiento, y que ésta se construya juntamente con el drenaje; de ese modo, se garantizará que no haya contaminación de la fuente en que desembocan las aguas del drenaje.
3. El departamento de servicios públicos y obras municipales de Sololá, debe capacitar a las personas del comité del sector Coc, caserío Cipresales, acerca del uso y mantenimiento del drenaje, para que
4. A la comunidad del caserío Chuicacaste, darle mantenimiento a la escuela para ésta no llegue a deteriorarse como la estructura actual, y así poder brindarle a sus hijos una mejor forma de educación.
5. La municipalidad de Sololá deberá supervisar la construcción de ambos proyectos, para garantizar que cumplan con los requerimientos especificados en planos.

BIBLIOGRAFÍA

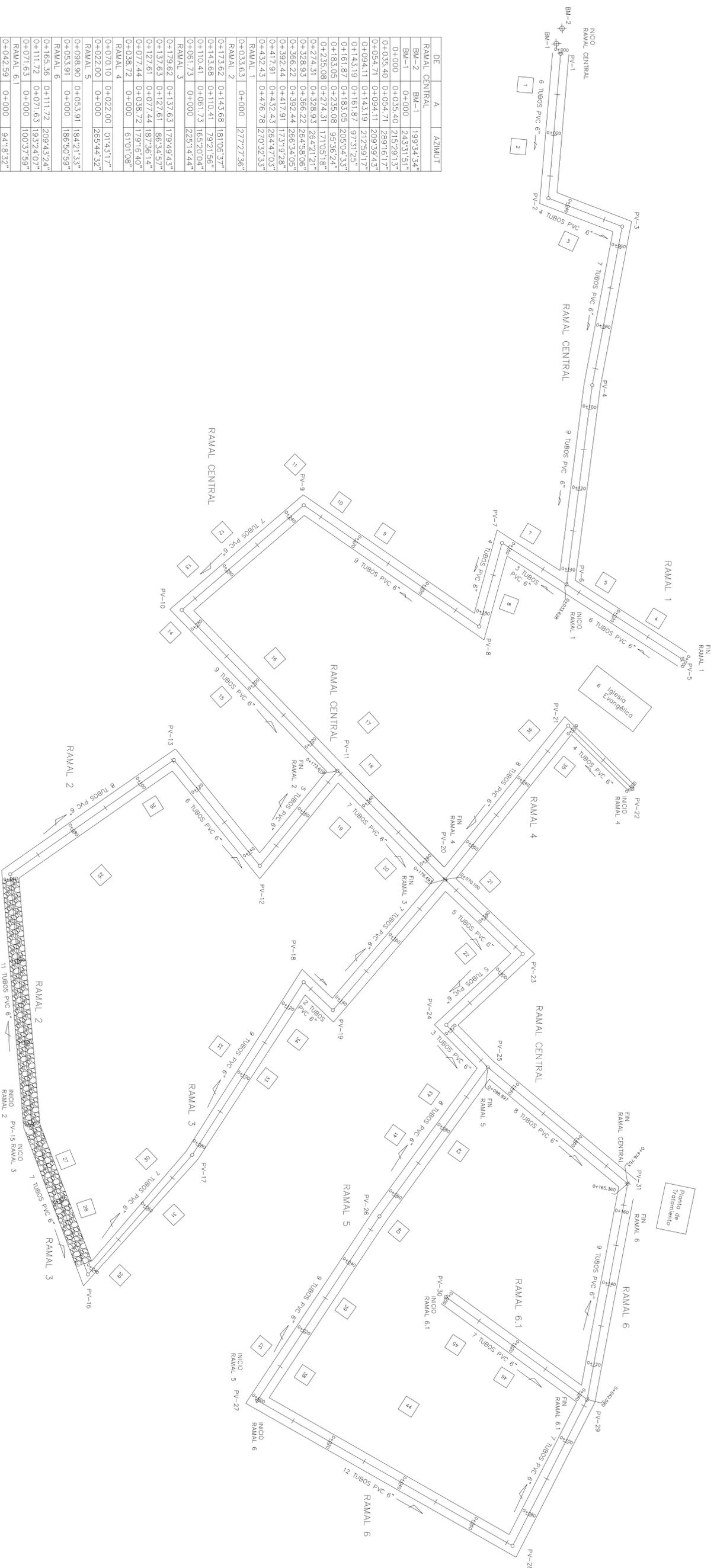
1. ACI318S. *Reglamento para Concreto Estructural*. 2005. 490 p.
2. INSTITUTO DE FOMENTO MUNICIPAL. *Normas Generales para el diseño de Alcantarillados*. Guatemala: INFOM 2001. 31 p.
3. MCCORMAC, Jack C. *Diseño de concreto reforzado*. 4ª ed. México D.F: Alfa y Omega, 2001. 764 p. ISBN 970-15-0633-2.
4. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12ª ed. Colombia: McGraw-Hill Interamericana, 1999. 722 p. ISBN 958-600-953-X.

APÉNDICE

Planos constructivos de:

**DISEÑO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL SECTOR COC,
CASERÍO CIPRESALES, CANTÓN XAJAXAC Y EDIFICIO DE LA ESCUELA
RURAL, CASERÍO CHUICACASTE, ALDEA PIXABAJ, MUNICIPIO DE
SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**

Nota: la escala indicada en los planos son originales para un formato A-1, por lo que los dibujos dentro de los planos, no corresponden a la escala indicada. Se han tenido que reducir para poder incorporarlos en el presente trabajo de graduación.



DE	A	AZIMUTH
RAMAL CENTRAL		
BM-2	BM-1	193°34'34"
BM-1	BM-10	243°31'51"
0+000	0+035.40	215°29'13"
0+035.40	0+054.71	289°16'17"
0+054.71	0+094.11	209°39'43"
0+094.11	0+143.19	212°59'17"
0+143.19	0+161.87	97°31'25"
0+161.87	0+183.05	205°04'33"
0+183.05	0+235.08	95°36'24"
0+235.08	0+274.31	171°05'18"
0+274.31	0+328.93	264°21'22"
0+328.93	0+368.22	264°56'06"
0+368.22	0+392.44	266°34'05"
0+392.44	0+417.91	173°19'28"
0+417.91	0+432.43	264°47'03"
0+432.43	0+476.78	270°32'33"
RAMAL 1		
0+033.63	0+000	277°27'36"
RAMAL 2		
0+173.62	0+143.68	181°06'37"
0+143.68	0+110.41	79°21'56"
0+110.41	0+061.73	165°20'04"
0+061.73	0+000	123°14'44"
RAMAL 3		
0+179.62	0+137.63	179°49'43"
0+137.63	0+127.61	86°34'57"
0+127.61	0+077.44	187°36'14"
0+077.44	0+038.72	179°16'40"
0+038.72	0+000	61°01'08"
RAMAL 4		
0+070.10	0+022.00	01°43'17"
0+022.00	0+000	265°44'32"
RAMAL 5		
0+098.90	0+053.91	184°21'33"
0+053.91	0+000	186°50'59"
RAMAL 6		
0+165.36	0+111.72	209°43'24"
0+111.72	0+071.63	193°24'07"
0+071.63	0+000	100°37'59"
RAMAL 6.1		
0+042.59	0+000	94°18'32"

PLANTA GENERAL

ESCALA 1:500

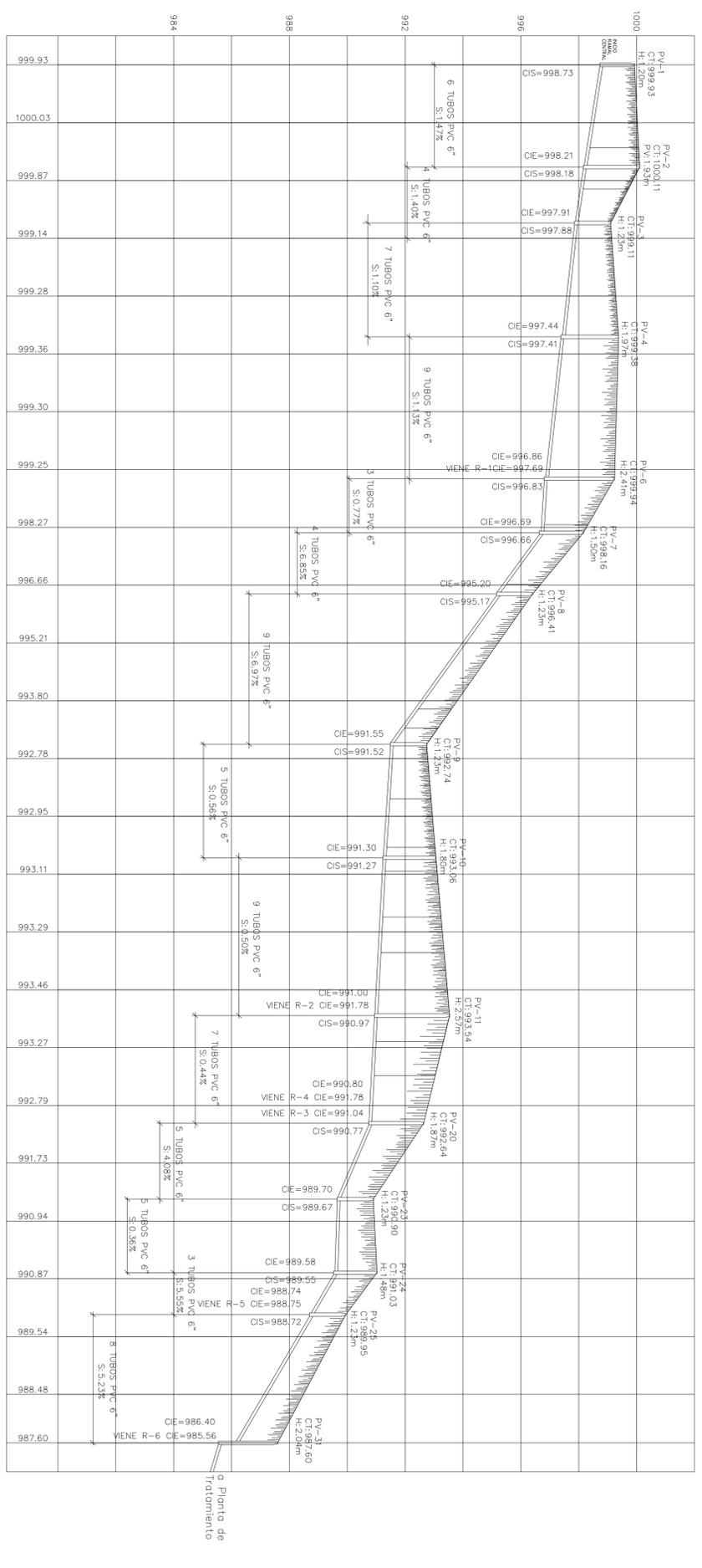


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 MINISTERIO DE EDUCACION Y CIENCIA

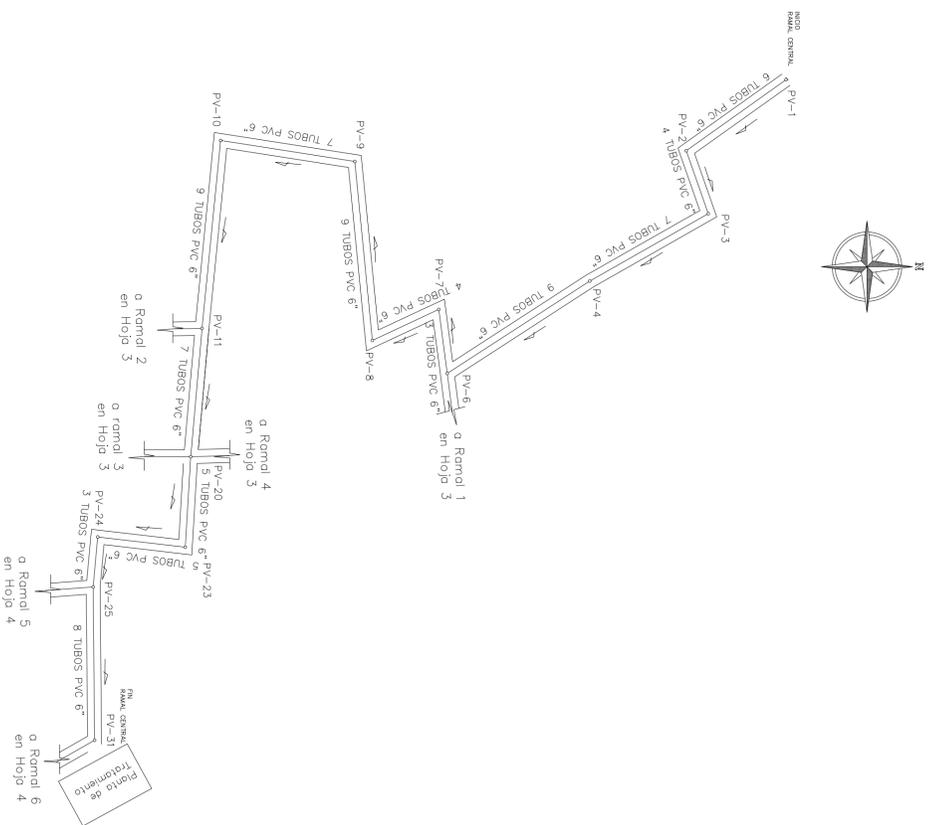
PROYECTO: OBRAS DE SANITARIO SECTOR CUC
 CATEGORIA: OBRAS DE SANITARIO SECTOR CUC
 CONVENIO: PLANIA GENERAL
 FECHA: ABRIL 2010

DISEÑO Y CÁLCULO: ENRIQUE ELIZABETH LOPEZ BELLAQUEZ
 VERIFICACIÓN: ENRIQUE ELIZABETH LOPEZ BELLAQUEZ
 PLANO No. 1
 DE 6

PROYECTO: OBRAS DE SANITARIO SECTOR CUC
 CATEGORIA: OBRAS DE SANITARIO SECTOR CUC
 CONVENIO: PLANIA GENERAL
 FECHA: ABRIL 2010



PERFIL RAMAL CENTRAL
ESCALA HOR 1:1.000
VER 1:1.00



PLANTA RAMAL CENTRAL
ESCALA HOR 1:1.000

PLANTA - PERFIL
ESCALA HOR 1:1.000
VER 1:1.00

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MINISTERIO DE EDUCACION

RECTOR: DR. RAFAEL SANTIBAN DE TORO
VICERRECTOR ADMINISTRATIVO: DR. JUAN CARLOS VILLARREAL
VICERRECTOR ACADÉMICO: DR. JUAN CARLOS VILLARREAL
VICERRECTOR DE INVESTIGACION: DR. JUAN CARLOS VILLARREAL
VICERRECTOR DE EXTENSION: DR. JUAN CARLOS VILLARREAL
VICERRECTOR DE SERVICIOS COMUNITARIOS: DR. JUAN CARLOS VILLARREAL

PROFESOR: DR. RAFAEL SANTIBAN DE TORO
CONTENIDO: PLANIA - PERFIL
DE EST-O-000 A EST-O-476.65

ESCALA: INDICADA
FECHA: MARZO 2011

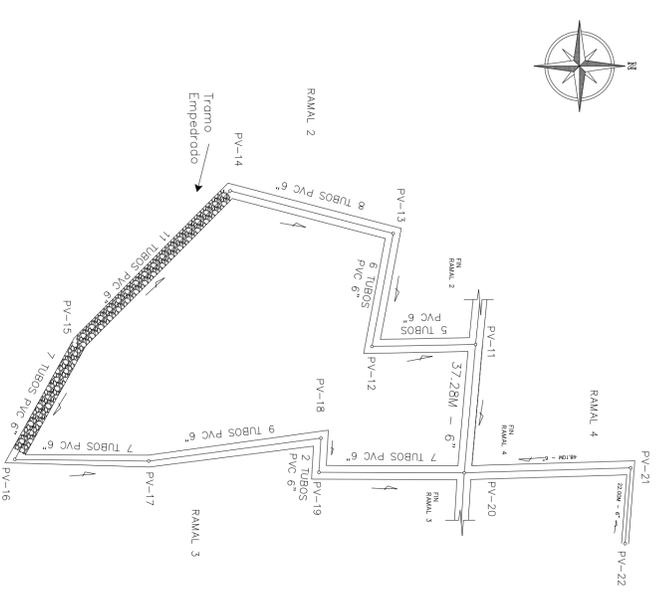
DISEÑO Y DIBUJO: ENRIQUE ALVARADO LÓPEZ DEL CAJAL
VERIFICACIÓN: ENRIQUE ALVARADO LÓPEZ DEL CAJAL

PLANO No. 2
6

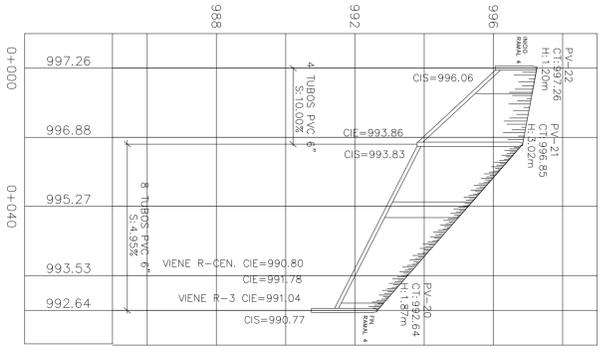
PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA DE AGUAS CALIENTES EN LA ZONA DE LA SIERRA DE LA CUCUTZA, CANTÓN XAJAJAJ, GUATEMALA

FECHA: MARZO 2011

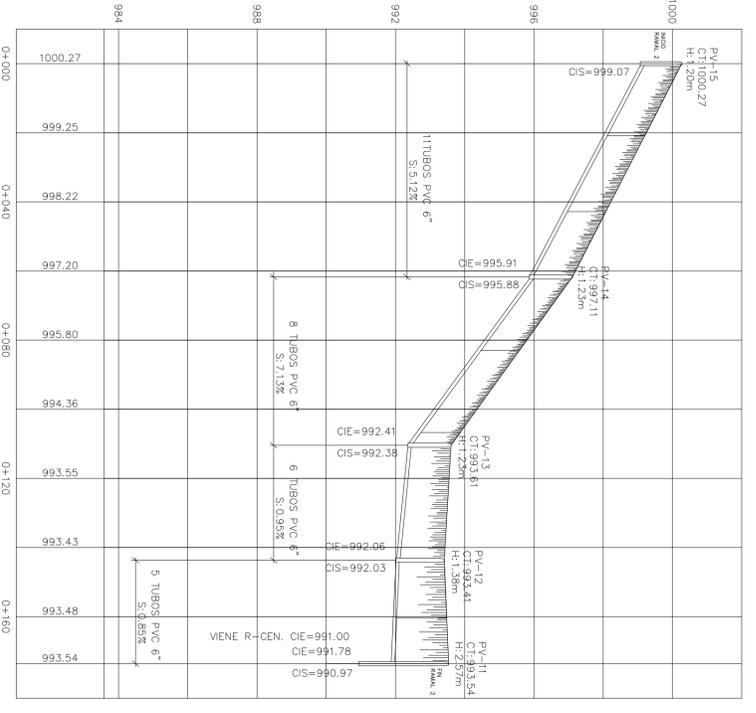
PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA DE AGUAS CALIENTES EN LA ZONA DE LA SIERRA DE LA CUCUTZA, CANTÓN XAJAJAJ, GUATEMALA



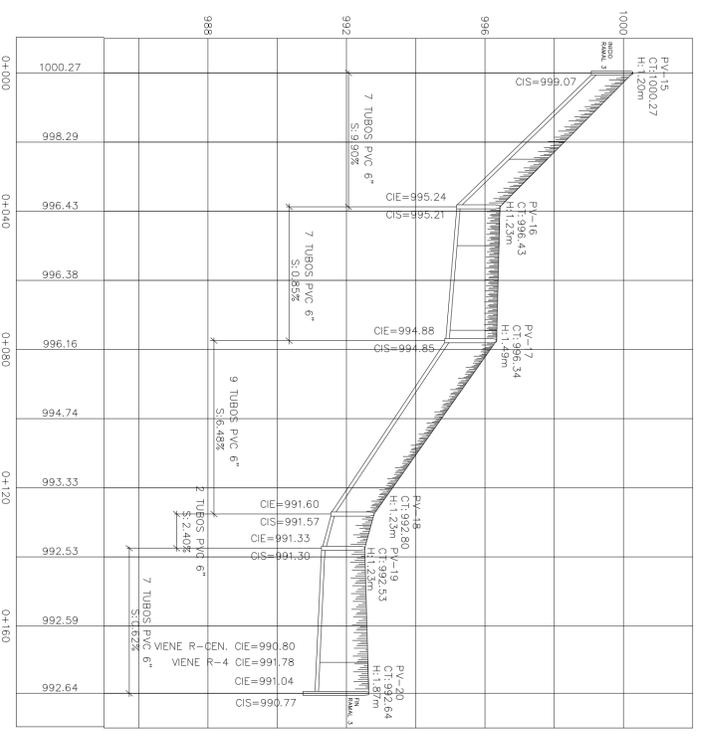
PLANTA RAMALES 2, 3 Y 4
ESCALA HOR 1:1000



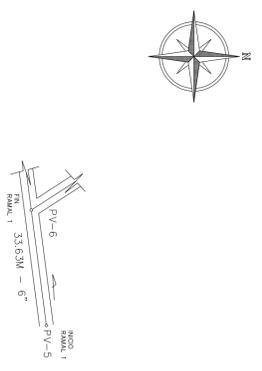
PERFIL RAMAL 2
ESCALA HOR 1:1000
VER 1:100



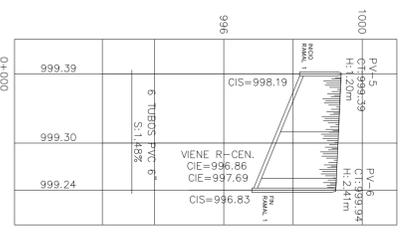
PERFIL RAMAL 3
ESCALA HOR 1:1000
VER 1:100



PERFIL RAMAL 4
ESCALA HOR 1:1000
VER 1:100



PLANTA RAMAL 1
ESCALA HOR 1:1000



PERFIL RAMAL 1
ESCALA HOR 1:1000
VER 1:100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL SUPERIOR DE
INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUAS
MINISTERIO DE SALUD Y SEGURIDAD PUBLICA

RECTOR: DR. RAFAEL ANTONIO GONZALEZ
VICERECTOR: DR. JUAN CARLOS GONZALEZ
DECANO: DR. JUAN CARLOS GONZALEZ
COORDINADOR: DR. JUAN CARLOS GONZALEZ

ESCALA: INDICADA
FECHA: ABRIL 2010

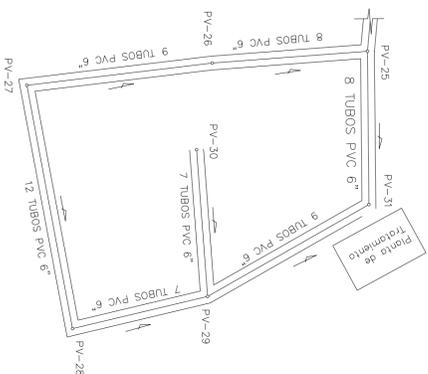
PROYECTO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL CANTON KAMUJAL, SOLOLA

PLANOS: 3/6

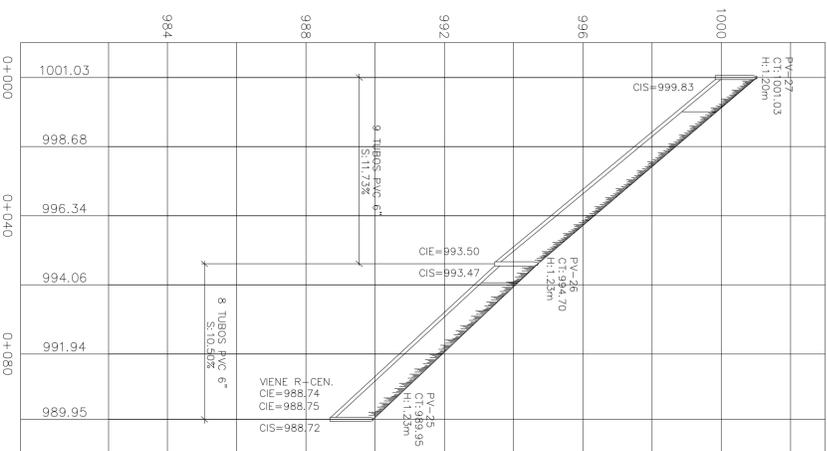
PROYECTO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL CANTON KAMUJAL, SOLOLA

FECHA: ABRIL 2010

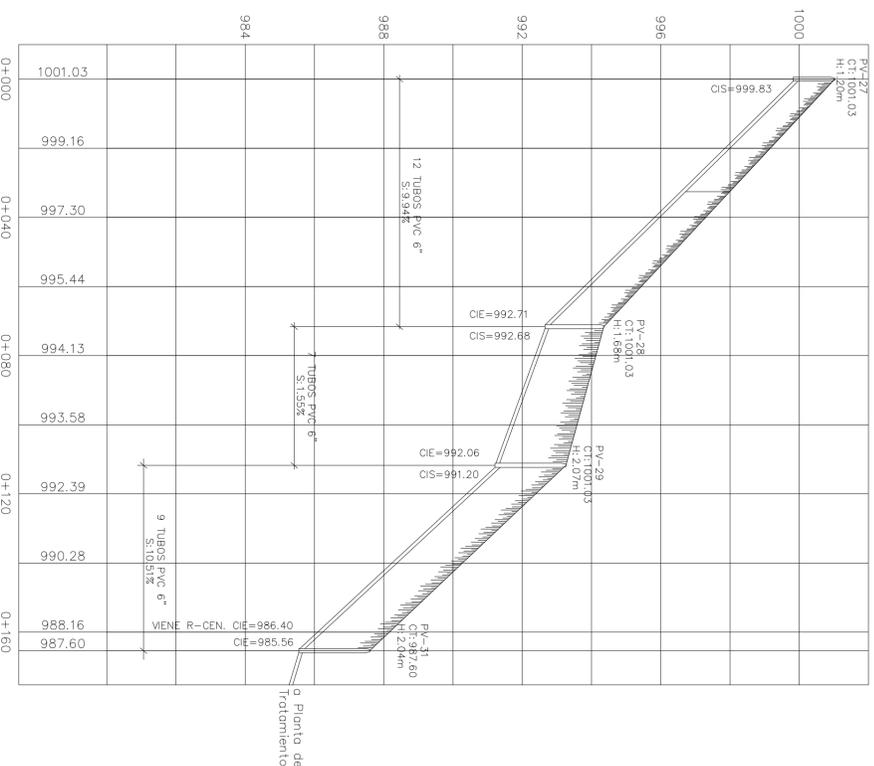
PLANOS: 3/6



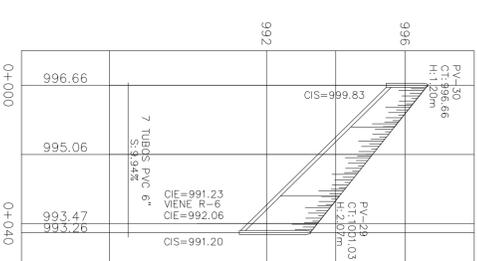
PLANTA RAMALES 5, 6 Y 6.1
ESCALA HOR 1:1000



PERFIL RAMAL 5
ESCALA HOR 1:1000
VER 1:100



PERFIL RAMAL 6
ESCALA HOR 1:1000
VER 1:100



PERFIL RAMAL 6.1
ESCALA HOR 1:1000
VER 1:100

PLANTA - PERFIL
ESCALA HOR 1:1000
VER 1:100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL SUPERVISOR EPS
MINISTERIO DE SALUD Y ACCION SOCIAL

RECTOR: DR. RAFAEL ANTONIO GONZALEZ
VICERECTOR: DR. RAFAEL ANTONIO GONZALEZ
DECANO: DR. RAFAEL ANTONIO GONZALEZ
COORDINADOR: DR. RAFAEL ANTONIO GONZALEZ
ENCARGADO: DR. RAFAEL ANTONIO GONZALEZ

PROYECTO: OBRAS DE SANITARIO SECTOR CUC
CARRIO OCHOS VERDES, CANTON XAJAJAJ, SOLOLA
CONTIENE: PLANTA - PERFIL
FECHA: ABRIL 2010

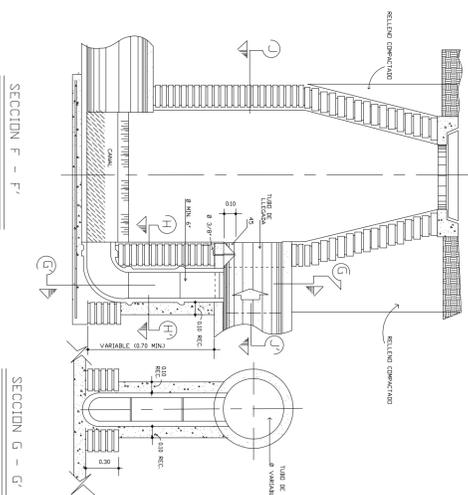
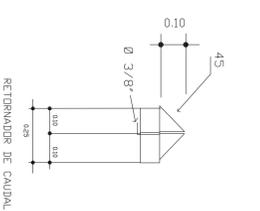
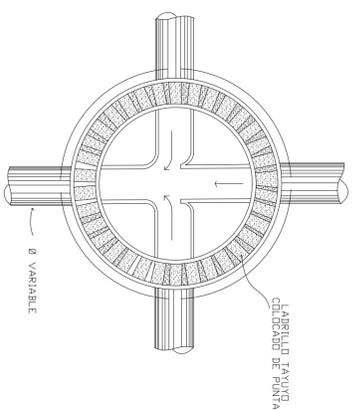
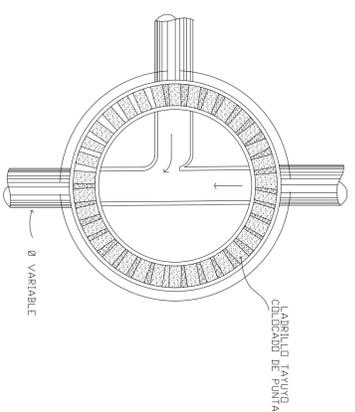
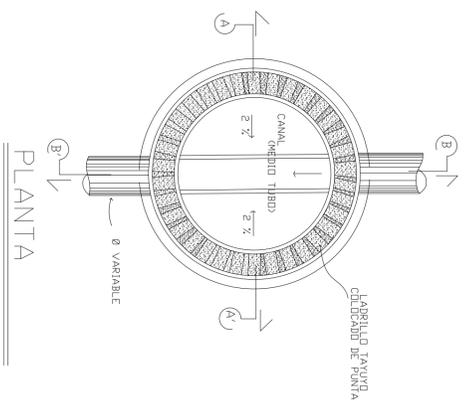
ESCALA: INDICADA
HOJA: 4
TOTAL: 6

DISEÑO Y CÁLCULO: ENRIQUE ALVARADO LÓPEZ BELLAVAL
DIBUJO: ENRIQUE ALVARADO LÓPEZ BELLAVAL

PROYECTO: OBRAS DE SANITARIO SECTOR CUC
CARRIO OCHOS VERDES, CANTON XAJAJAJ, SOLOLA
CONTIENE: PLANTA - PERFIL
FECHA: ABRIL 2010

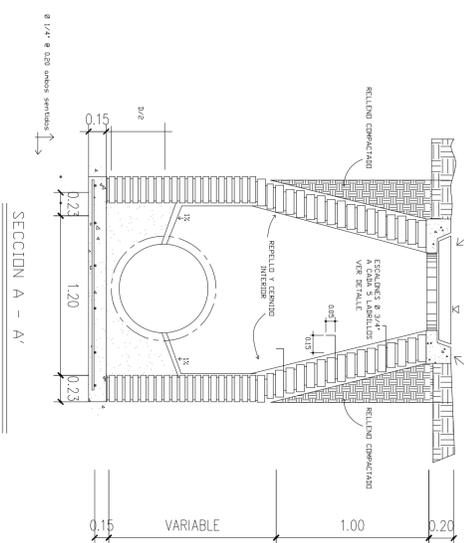
ESCALA: INDICADA
HOJA: 4
TOTAL: 6

POZO DE VISITA

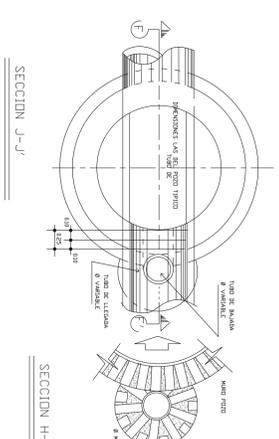
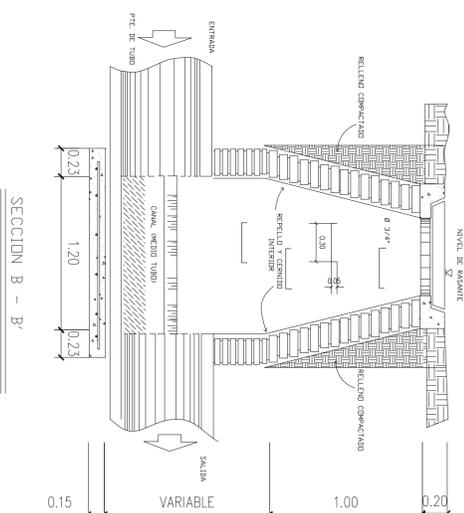


SECCION G - G'

DETALLE DE POZO

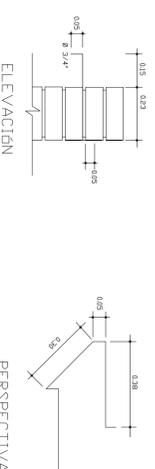
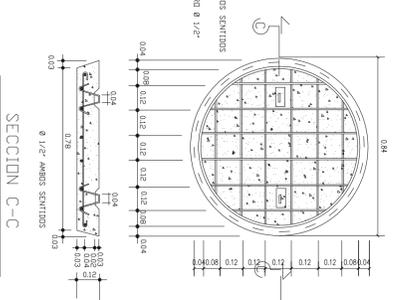
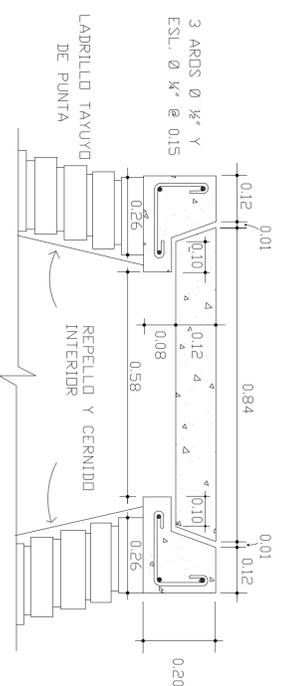


DETALLE DE POZO



SECCION H-H'

TAPADERA



DETALLE DE ESCALON

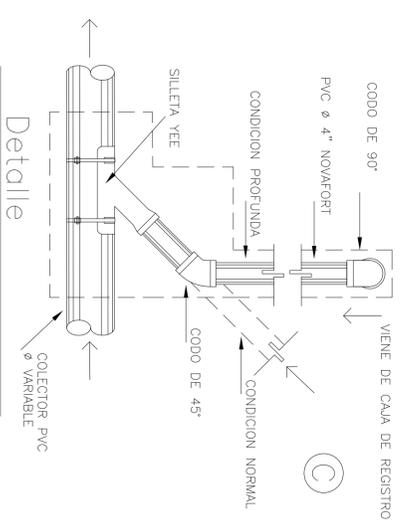
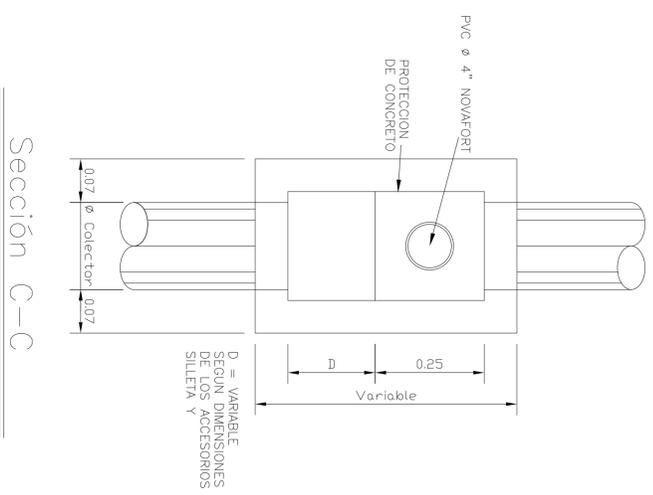
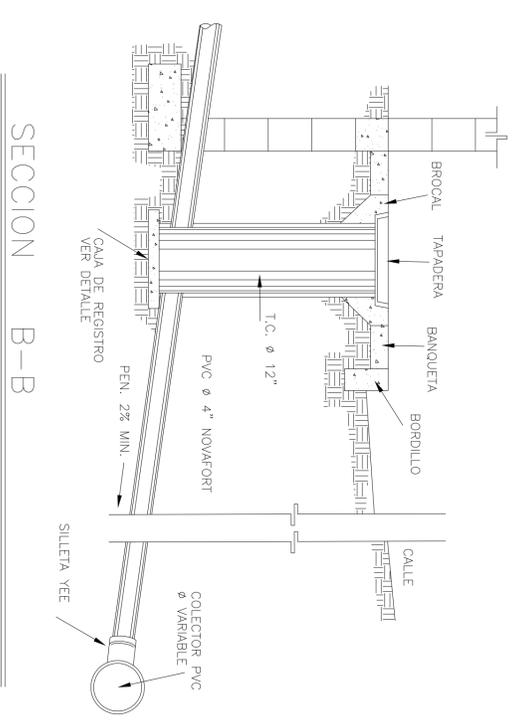
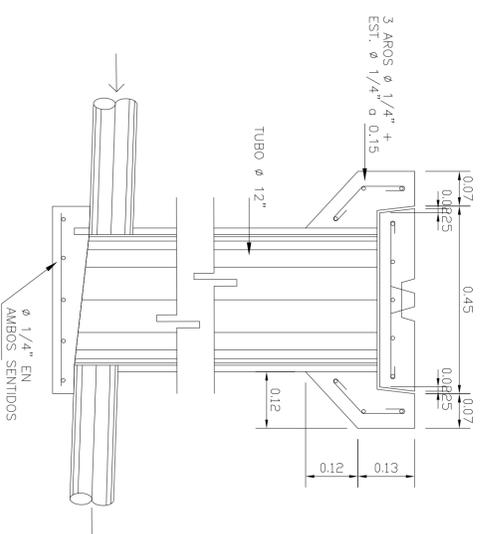
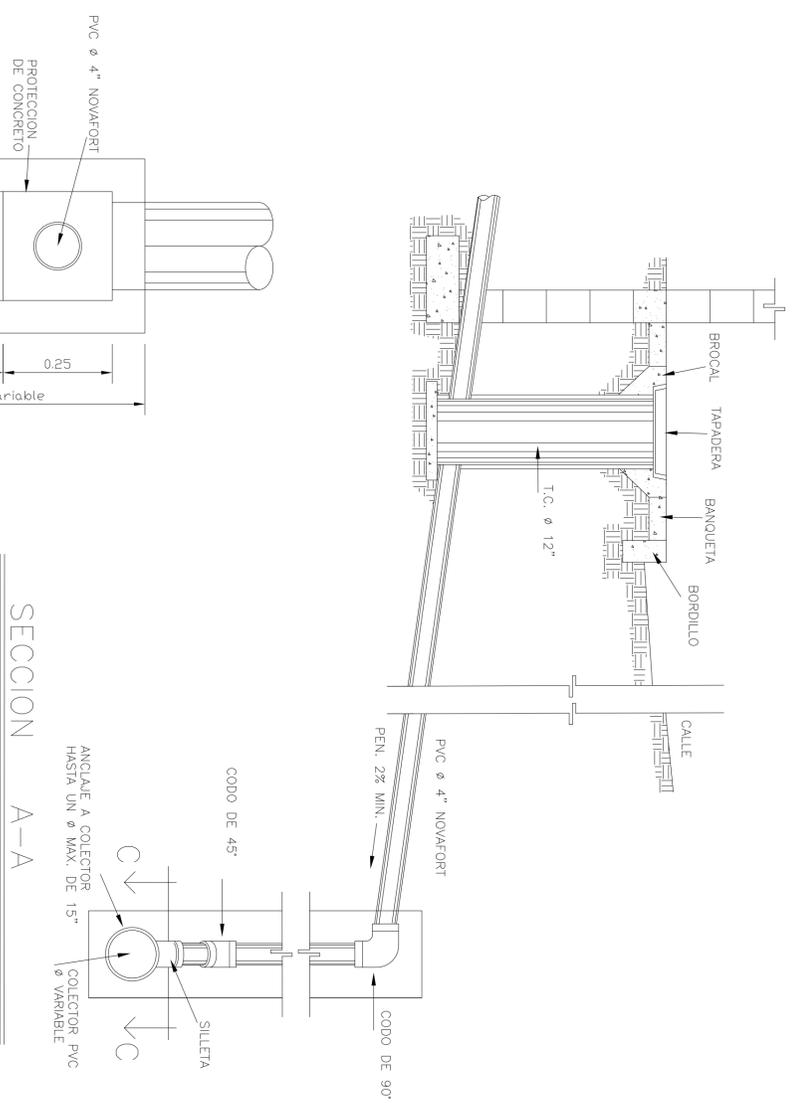
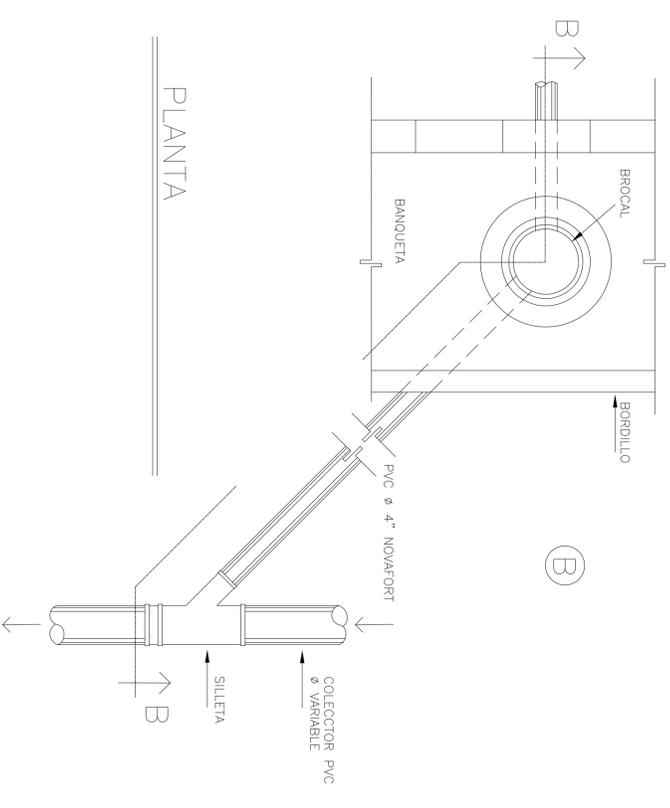
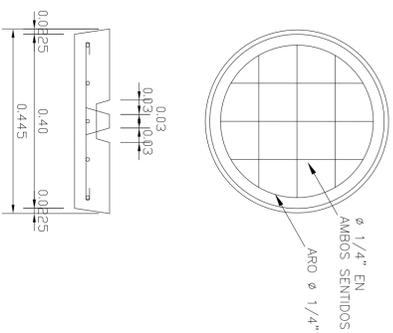
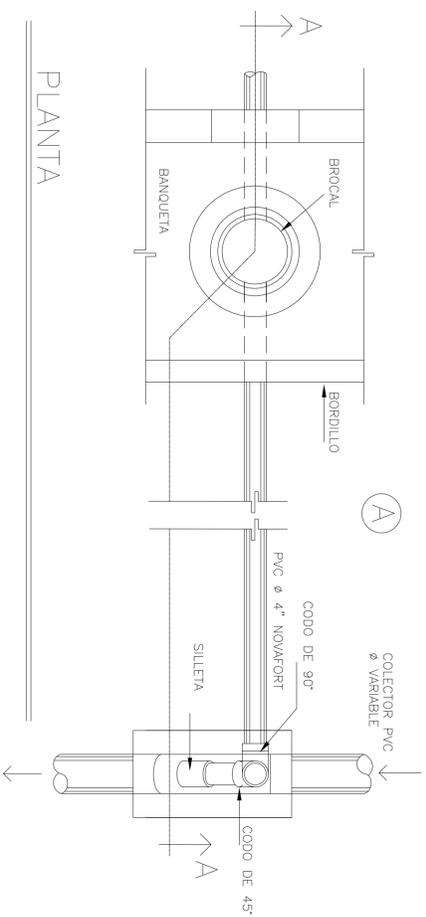
NOTA 1:
EL CONCRETO SERÁ CON LA PROPORCIÓN EN VOLUMEN 1:2:2.
CEMENTO, ARENA DE RIO PIEDRIN DE 1/2"
PARA 10 SACO DE CEMENTO SE NECESITAN
7 CARRETIILLAS DE ARENA Y 7 CARRETIILLAS DE PIEDRIN.

NOTA 2:
PARA EL ALISADO SE UTILIZARÁ UNA MEZCLA CON
PROPORCIONES DE 1:2. ESTO QUIERE DECIR QUE SE
UTILIZARÁ 1 SACO DE CEMENTO Y 2 CARRETIILLAS DE
ARENA CERNIDA O BIEN POR CADA BOTE DE CEMENTO
DOS BOTES DE ARENA CERNIDA

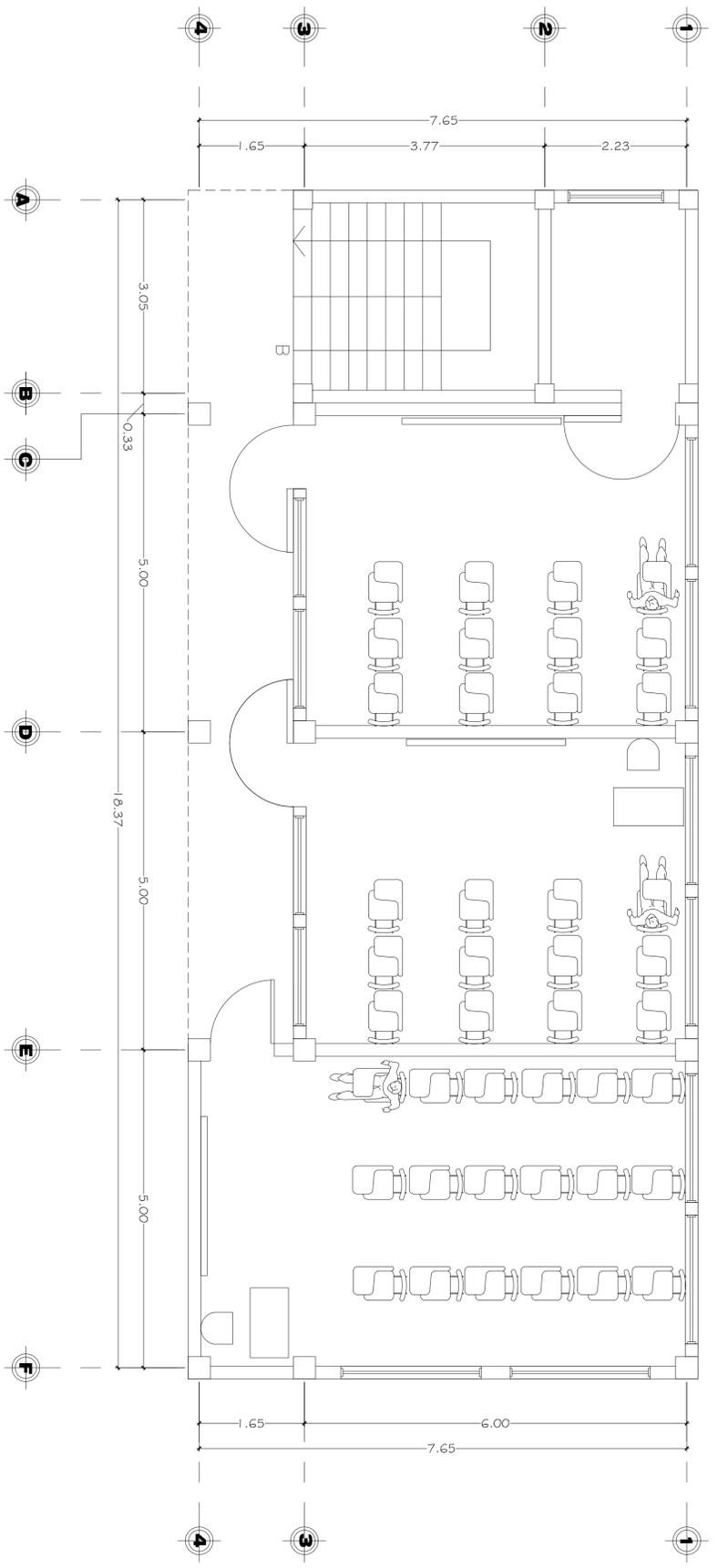
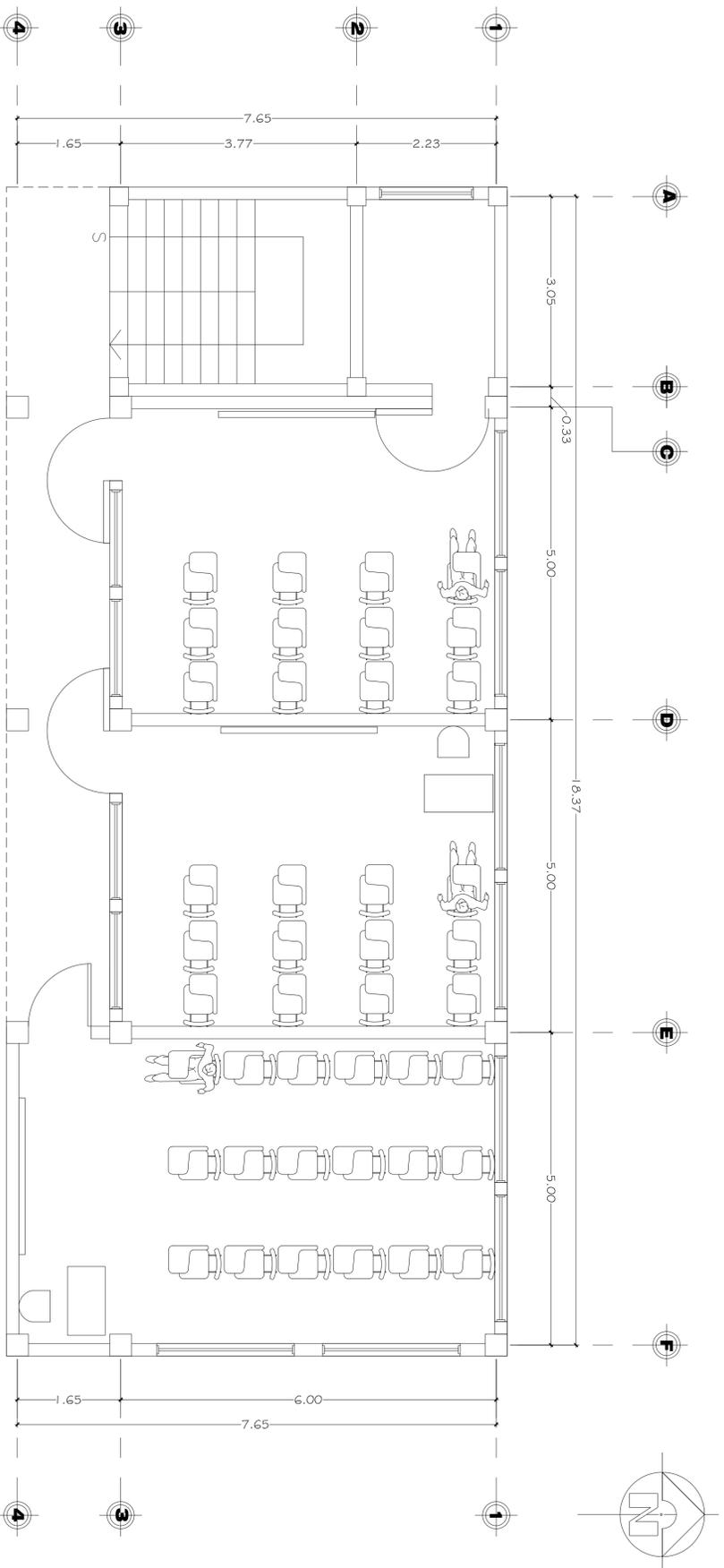
NOTA 3:
ACERO DE REFUERZO GRADO 40

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL SUPERVISOR EPS MINISTERIO DE EDUCACION	
PROYECTO: OBRAS DE SANITARIO SECTOR CUC CERRIO ORECHUES CANION KAJAWEL, SOLOLA	ESCALA: INDICADA FECHA: ABRIL 2010
DISEÑO Y CALCULO: ENRIQUE ELIZABETH ORTEGA BELLAQUEZ ENRIQUE ELIZABETH ORTEGA BELLAQUEZ	PLANO No. 5 6
TITULO: PROYECTO DE SANITARIO PARA EL SECTOR CUC OBRAS DE SANITARIO SECTOR CUC CERRIO ORECHUES CANION KAJAWEL, SOLOLA	MAQUETACION Y DISEÑO: ENRIQUE ELIZABETH ORTEGA BELLAQUEZ

CONEXIONES DOMICILIARES



- (A) PARA COLECTOR CON PROFUNDIDAD MAYOR DE 3.00 m. A LA COTA DE CORONAMIENTO. Accesorios
- A- CABO TRANSFORMADOR/REDUCTOR
B- TUBERIA PVC ϕ 4"
C- CODO DE 90° 4" G x G
D- CODO DE 45° 4" G x G
E- YEE S x G x G (ϕ COLECTOR x 4")
- (B) CONDICIONES NORMALES
- A- CABO TRANSFORMADOR/REDUCTOR
B- TUBERIA PVC ϕ 4"
C- YEE S x G x G (ϕ COLECTOR x 4")
- (C) PARA COLECTOR EXISTENTE (EN CONDICIONES NORMALES O PROFUNDAS)
- A- COLOCACION DE SILETAS "Y" (ϕ COLECTOR x 4")



PLANTAS AMUEBLADAS
PLANTA ALTA Y BAJA, ESCUELA RIBAL, CABERIO CHILICACASTE

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MINISTERIO DE EDUCACION

PROYECTO: ESCUELA RIBAL
CABERIO CHILICACASTE, ALDEA RIBALVA, SOLOLA

CONTENIDO: PLANTAS AMUEBLADAS

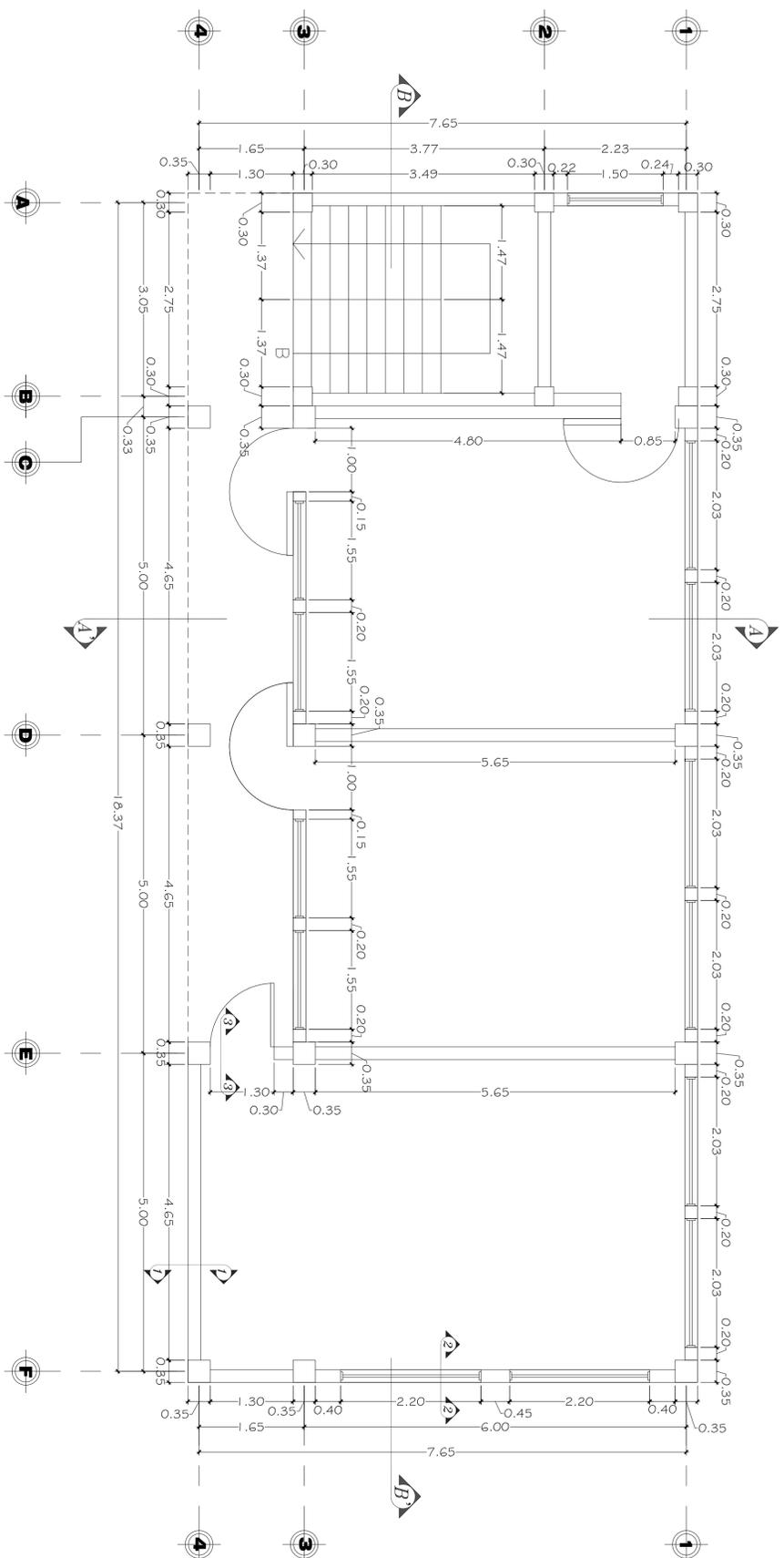
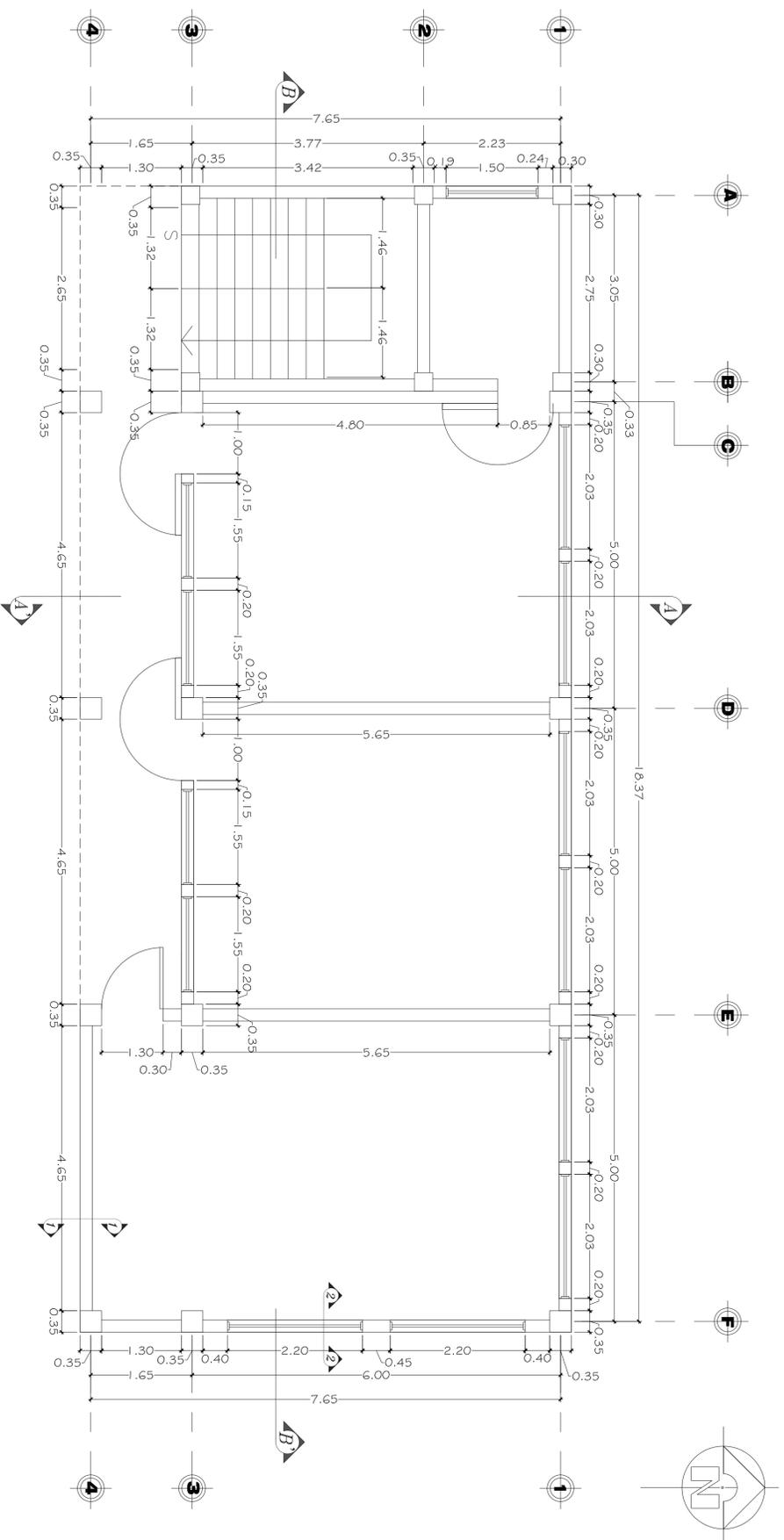
ESCALA: 1 : 50
FECHA: JUL 2010

DISEÑO Y CALCULO: JENNER ELIZABETH LOPEZ VELAZQUEZ
DIBUJO: JENNER ELIZABETH LOPEZ VELAZQUEZ

PLANO No. 1 / 15

NOA PEREZ GUZMAN
ALVARO ALVARO

MAURICIO
ALVARO PEREZ

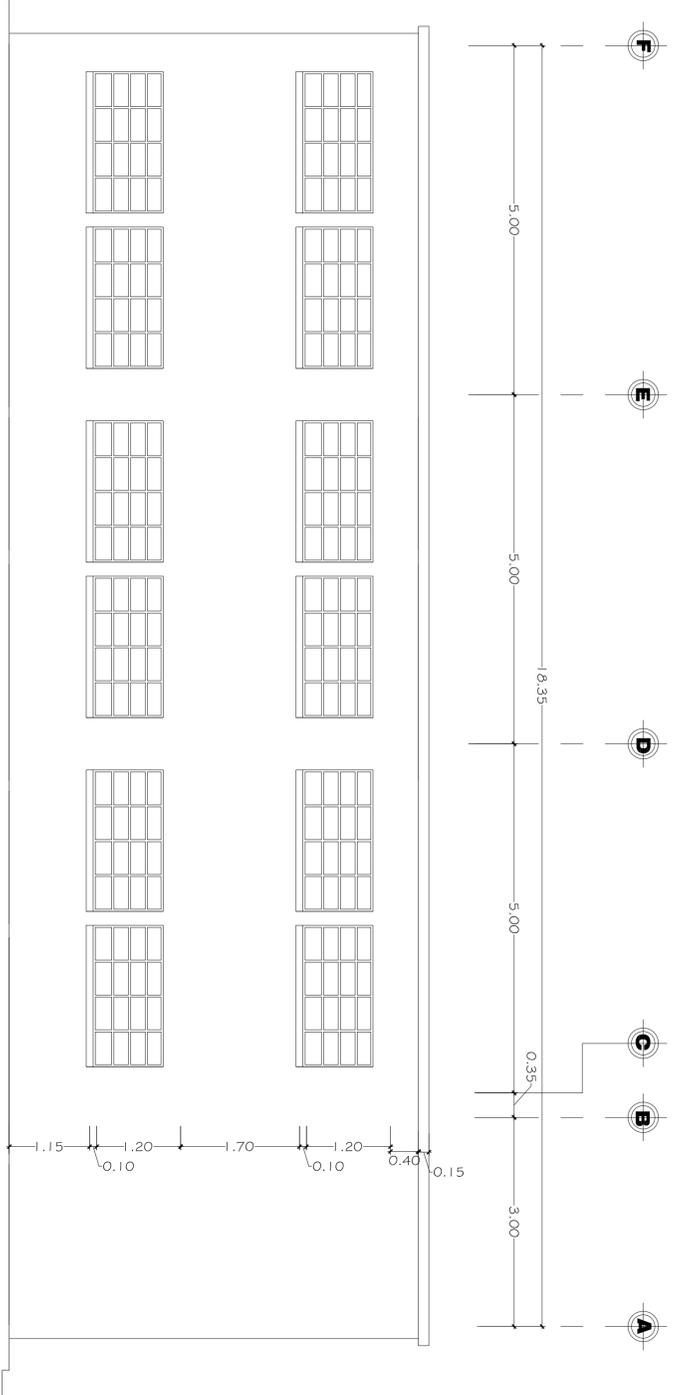
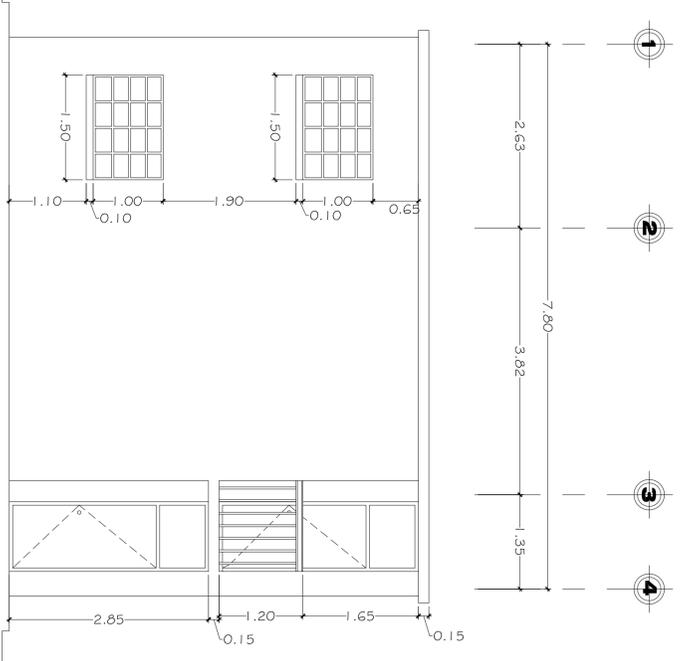
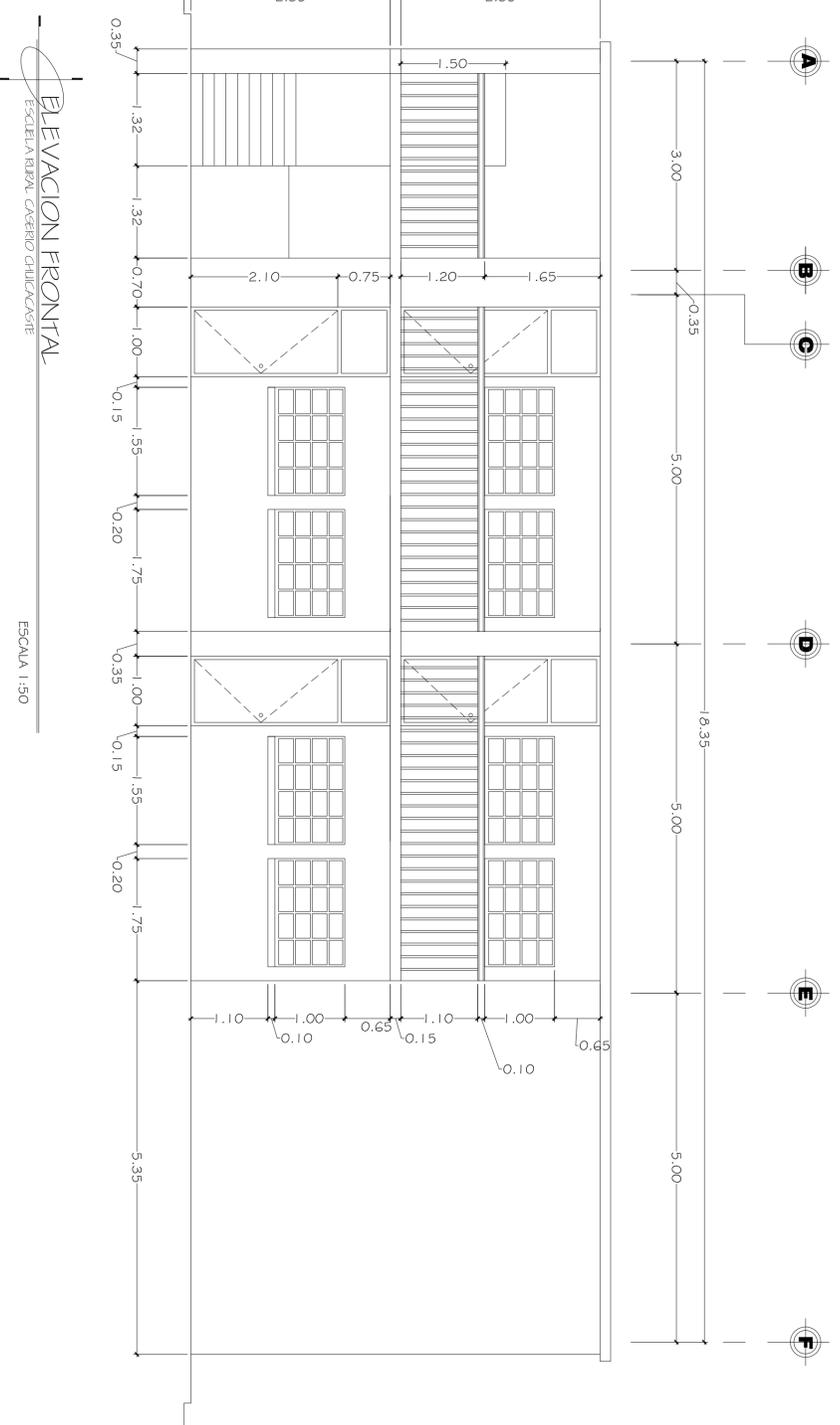
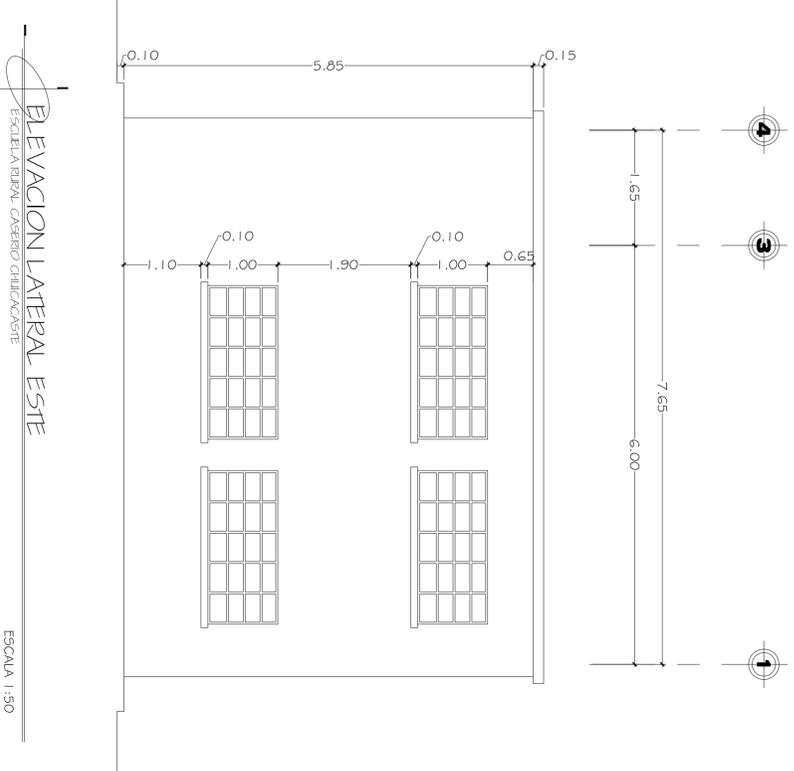


PLANTAS ACOTADAS
PLANTA ALTA Y BAJA, ESCUELA RIBVAL, CABERIO, CHILICACASTE

	PROYECTO:	ESCUELA RIBVAL	ESCALA:
	CONTEIDO:	ESCUELA RIBVAL, SOLOLA	1 : 50
	DISEÑO Y CALCULO:	JENNIFER ELIZABETH LOPEZ VELAZQUEZ	FECHA:
	DIBUJO:	JENNIFER ELIZABETH LOPEZ VELAZQUEZ	JUL 2010
			PLANO No:
			2 / 15

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISOR EPS
MINISTERIO DE SOCIEDAD SOLIDA

NOVA PERIODICIDAD S.A.
ALVARO ALFARO
MAYRA RAMOS
ALEXANDER HERNANDEZ



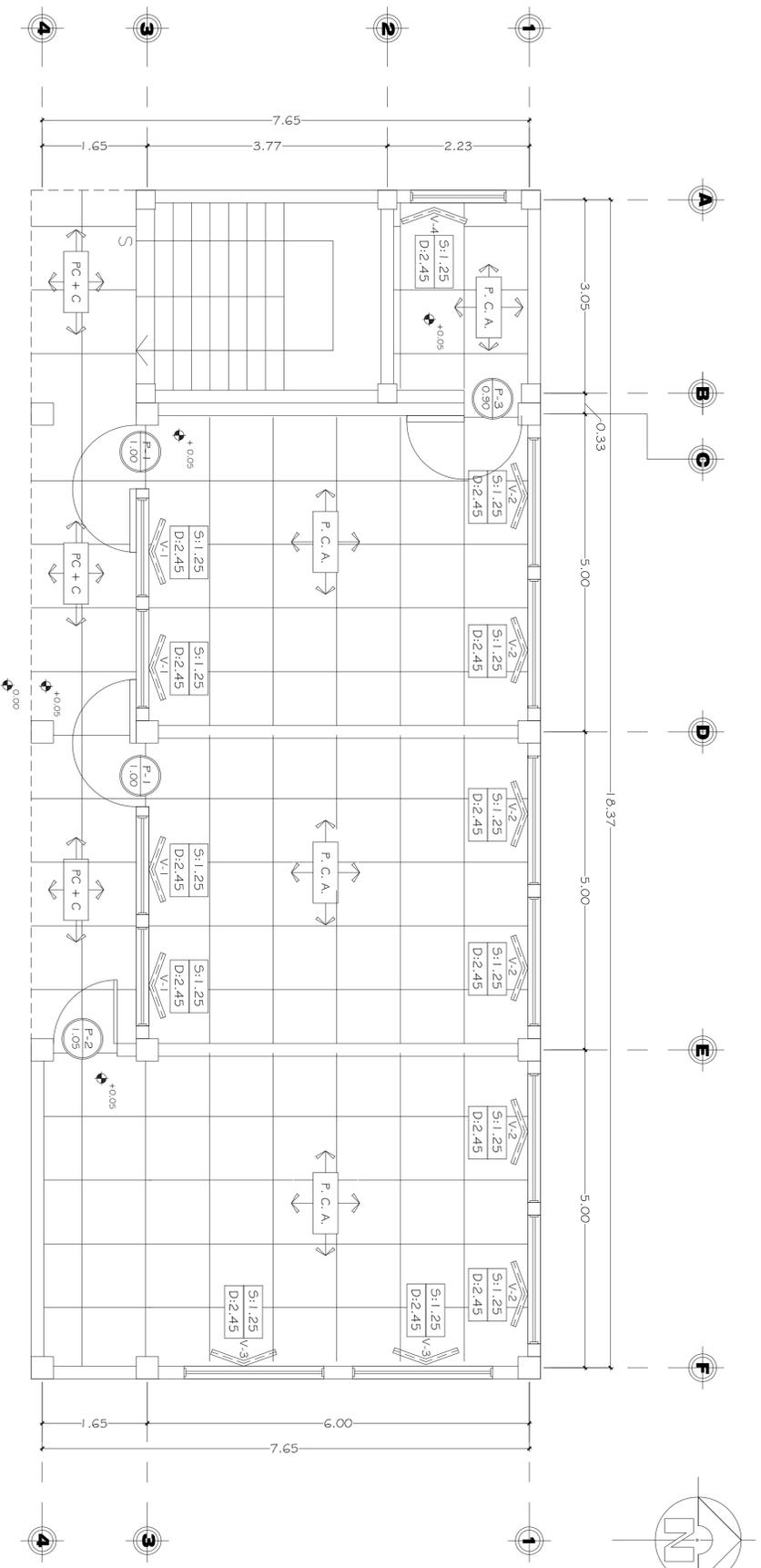
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISOR EPS
MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA

PROYECTO: ESCUELA RIBAL
CARRERIO CHILICACASTE
CONTENIDO: ELEVACIONES

ESCALA: 1:50
FECHA: JUL 2010

DISEÑO Y CALCULO: JENNER ELIZABETH LOPEZ VELAZQUEZ
DIBUJO: JENNER ELIZABETH LOPEZ VELAZQUEZ

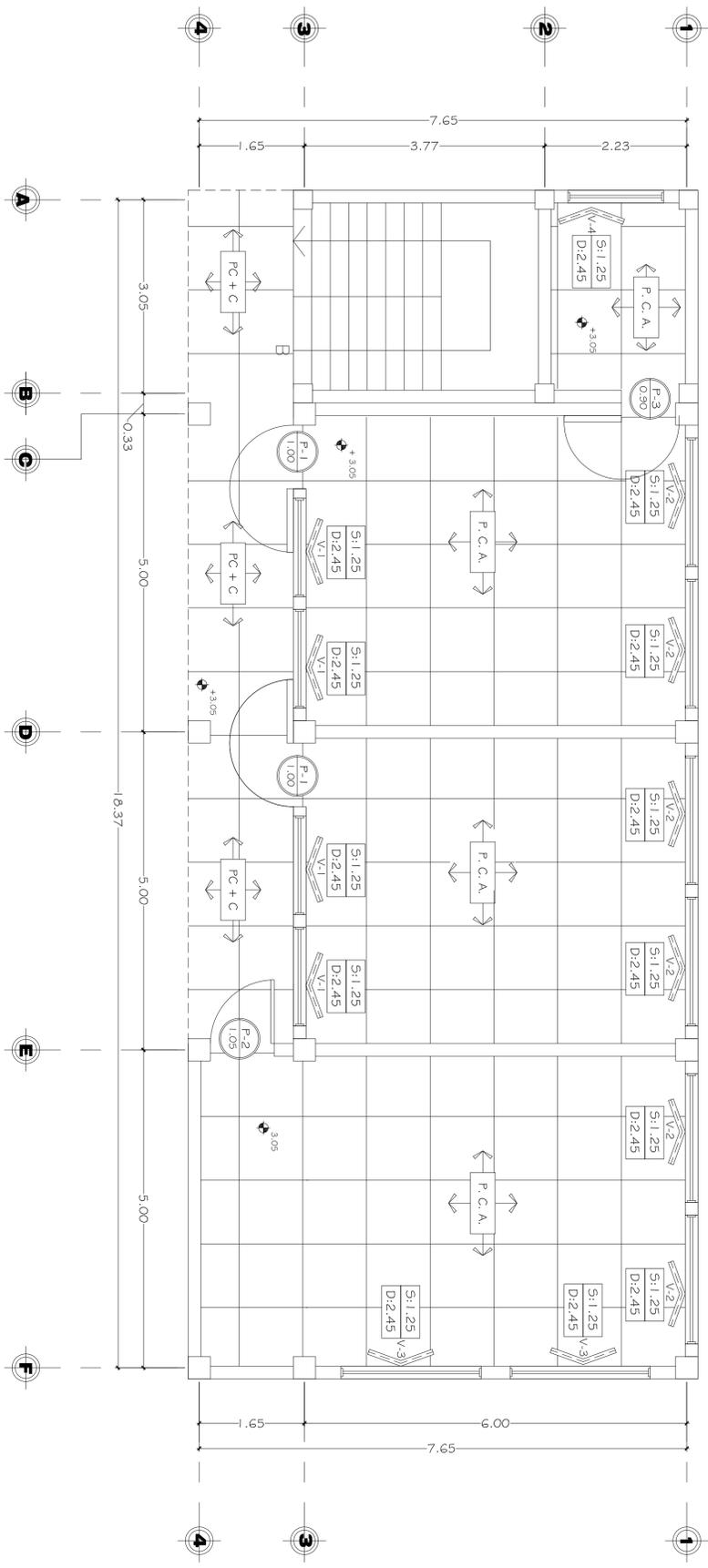
PLANO No: 5/15
NOMBRE DEL ALUMNO: NAYELI RAMOS
NOMBRE DEL TUTOR: JENNER ELIZABETH LOPEZ VELAZQUEZ



SIMBOLOGIA	
NOTA	TODAS LAS PAREDES SON DE: MURO DE BLOCK POWER + REPELLO + CERNIDO + PINTURA (COLOR A ESCOGER) SAVO OTRA INDICACION
P. C. A.	PISO DE CONCRETO ALISADO
PC + C	PISO DE CONCRETO + CERNIDO
F-1	PUERTA TIPO ANCHO = 1.50 mts.
S-1.25	SILLAR = 1.87 mts.
V-1	VENTANA TIPO ANCHO = 2.20 mts.
NPT	NIVEL DE PISO TERMINADO

PLANILLA DE VENTANAS

TIPO	ANCHO	ALTO	SILLAR	PANEL	MATERIALES
V-1	1.55	1.00	1.20 NPT	2.20 NPT	METALICOS CON ANCLAJE 1" x 10"
V-2	2.03	1.00	1.20 NPT	2.20 NPT	3/4" x 10" + VIDRIO TRANSPARENT
V-3	2.20	1.00	1.20 NPT	2.20 NPT	DE 4 mm. RAYADOS CON DOS MANOS DE
V-4	1.50	1.00	1.20 NPT	2.20 NPT	+ DOS MANOS DE PINTURA DE ACRIE COLOR AZUL PANTONE



PLANILLA DE PUERTAS

TIPO	ANCHO	ALTO	MATERIA
P-1	1.00	2.60	METALICOS CON LAMINA DE ACERO CAL. 364
P-2	0.90	2.60	ANTICORROSIVA COLOR GRIS Y DOS MANOS DE PINTURA DE ACRIE COLOR AZUL PANTONE

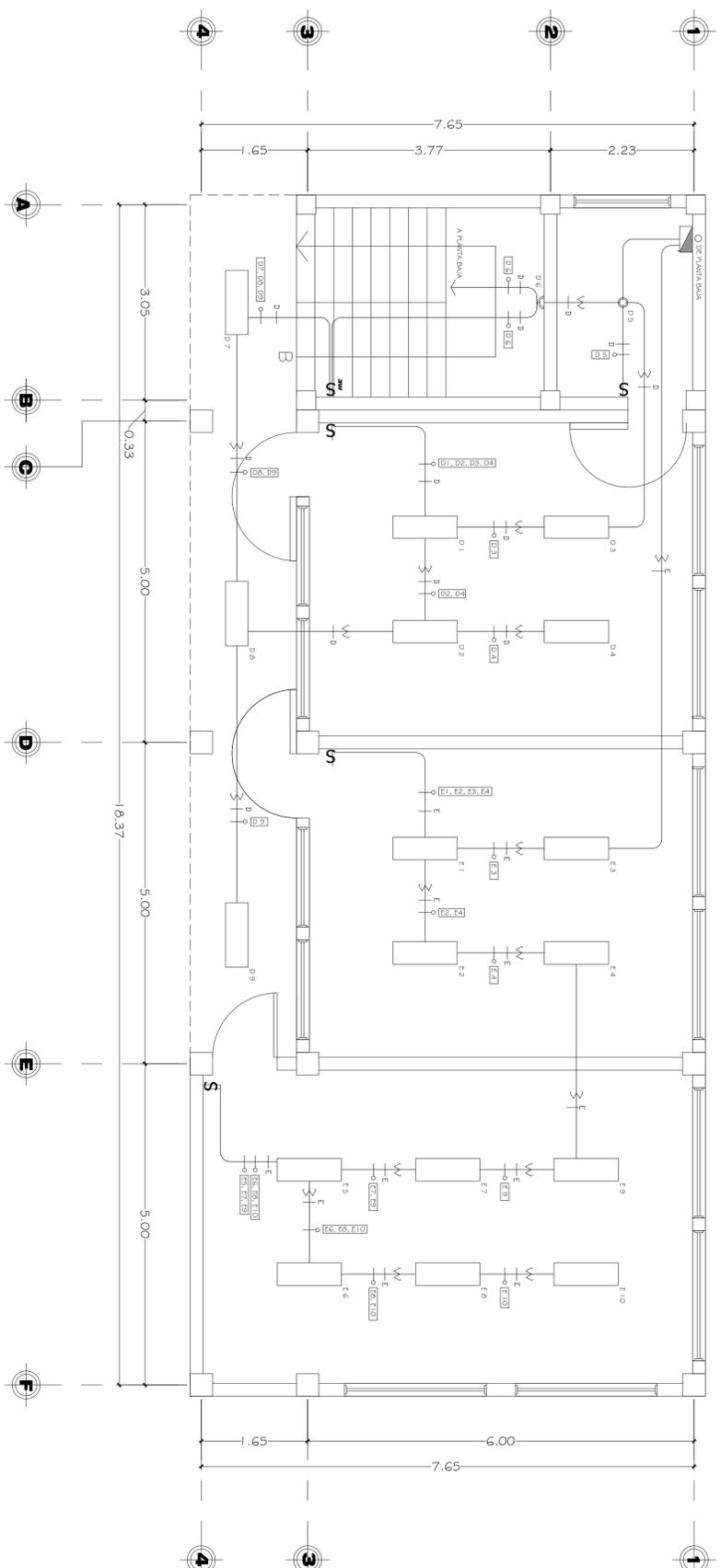
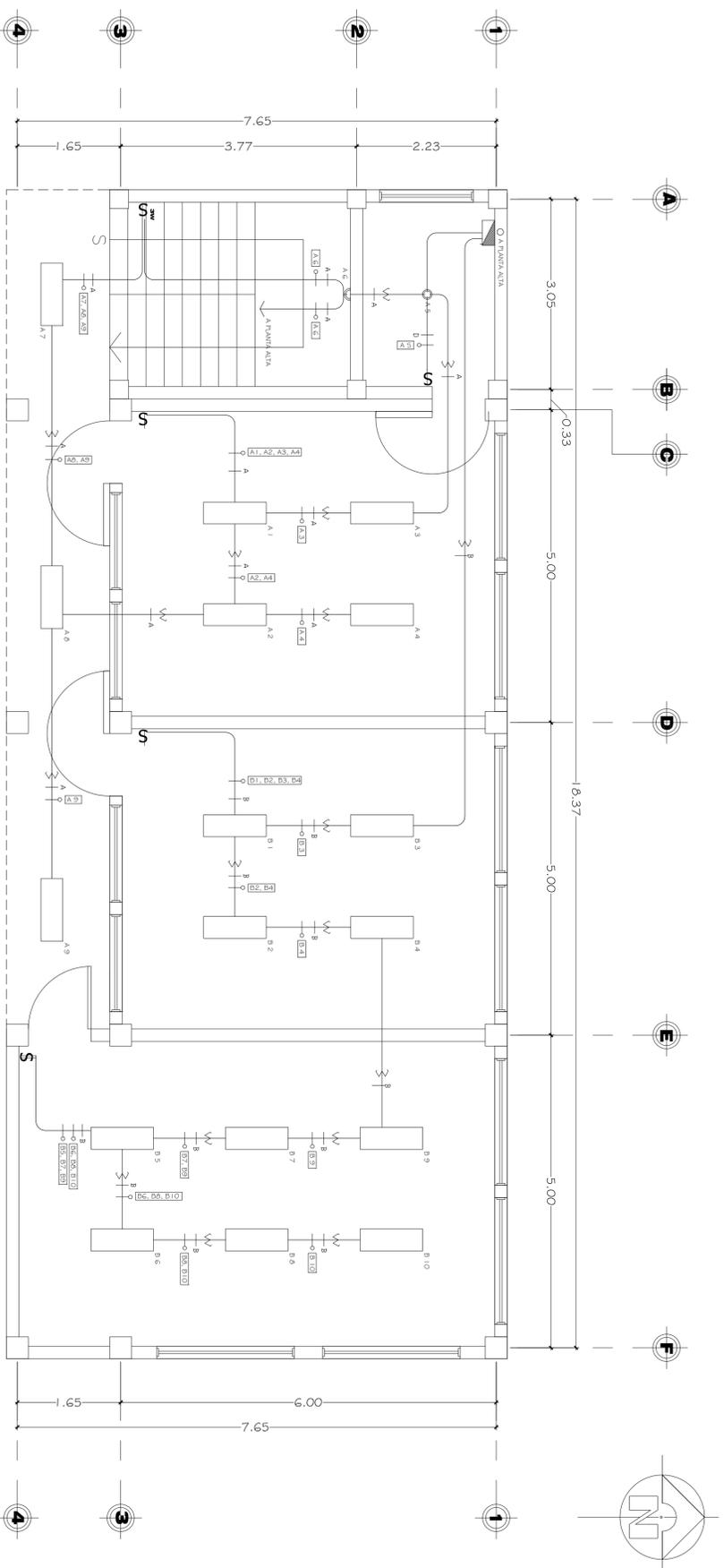
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MINISTERIO DE EDUCACION Y CIENCIA

PROYECTO: ESCUELA RIBVAL
CARRIBO CHIKKACAGSTE, ALDEA RIBVAL, SOLOLA
CONTENIDO: PLANTAS DE ACABADOS
ESCALA: 1 : 50
FECHA: JUL 2010

DISEÑO Y CALCULO: JENNER ELIZABETH LOPEZ VELASQUEZ
DIBUJO: JENNER ELIZABETH LOPEZ VELASQUEZ
PLANO No. 4 / 15

PLANTAS DE ACABADOS
PLANTA ALTA Y BAJA, ESCUELA RIBVAL, CARRIBO CHIKKACAGSTE

NO. REGISTRACION: _____ REGISTRADO
ALDEA RIBVAL, SOLOLA



SIMBOLOGIA	
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	CONTADOR
	FOCO EN PARED
	AFAGADOR SENCILLO
	AFAGADOR DOBLE
	FOCO EN CIELO
	LAMPARA DE CANDÉLICAS
	AFAGADOR THREE WAY
	CONDUCTOR NEUTRO
	CONDUCTOR POSITIVO
	RETORNO
	PUENTE
	TOMACORRIENTE 110V. h=0.30 NPT.
	TOMACORRIENTE 110V. h=1.20 NPT.
	TOMACORRIENTE 220V. h=0.30 NPT

NOTA:

- COLORES PARA ALAMBARES:**
- POSITIVO = ROJO
 - NEGATIVO = BLANCO
 - RETORNO = AMARILLO
 - TIERRA = VERDE
 - PUENTE = AZUL
- Tuberia de acometida HG Ø 1-1/2". long. U44m. + codo 1-1/2"
 - 90° + accesorios de entrada.
 - Toda la tuberia de iluminacion será conductor eléctrico de 1"
 - El calibre de los conductores será THW No. 12 AWG.
 - Toda la tuberia de tierra será conductes de 1"
 - Tomacorrientes Doble con placa de metal.
 - Tomacorrientes Doble con placa de metal.
 - La tuberia eléctrica debe quedar fuera de las columnas.
 - Todos los interruptores se colocaran a una altura de 1.20 mts.

PLANTAS DE ILUMINACION
PLANTA ALTA Y BAJA, ESCUELA RIBVAL, CABERIO CHILICACASTE

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA RIBVAL
CABERIO CHILICACASTE, ALDEA RIBVAL, SOLOLA
MINISTERIO DE EDUCACION

PROYECTO: ESCUELA RIBVAL
CONTEIDO: PLANTAS DE ILUMINACION

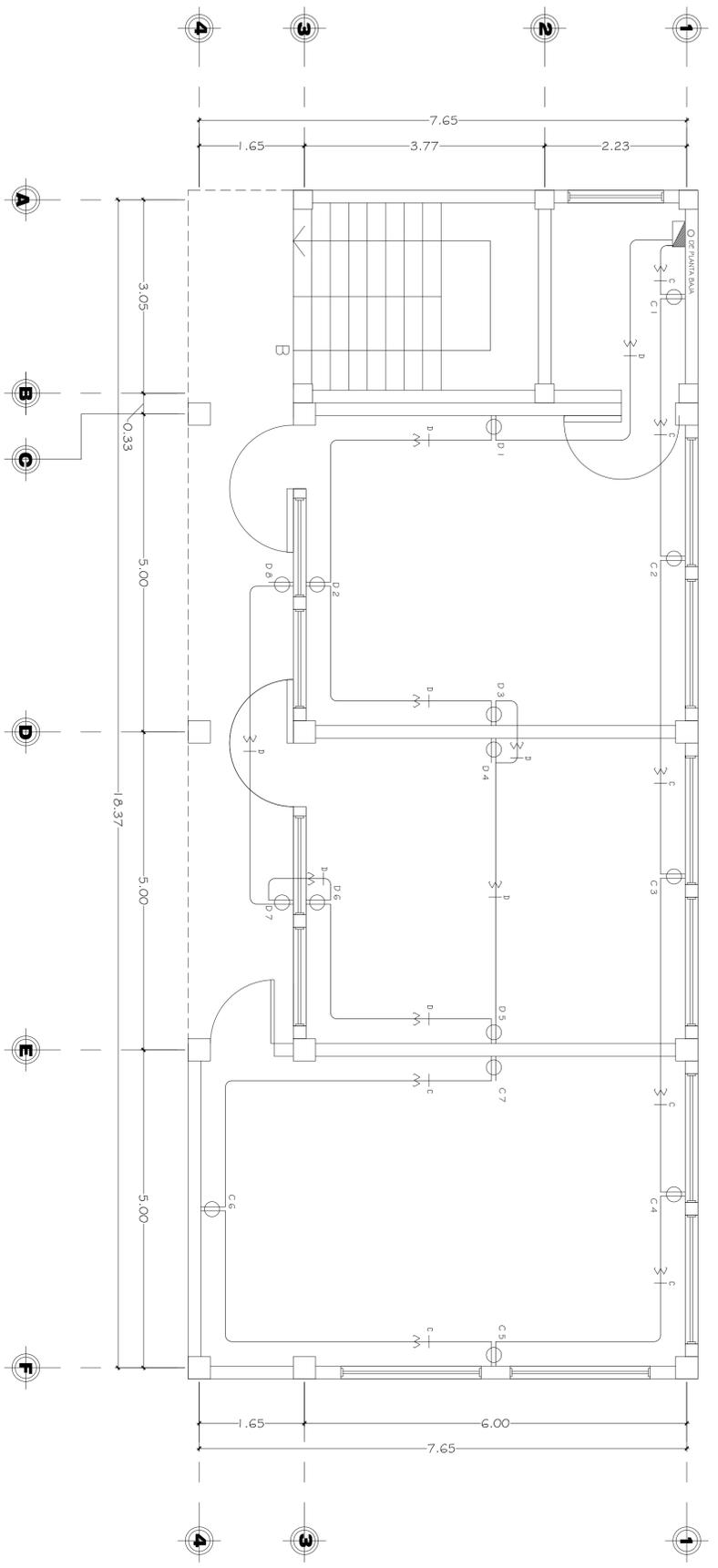
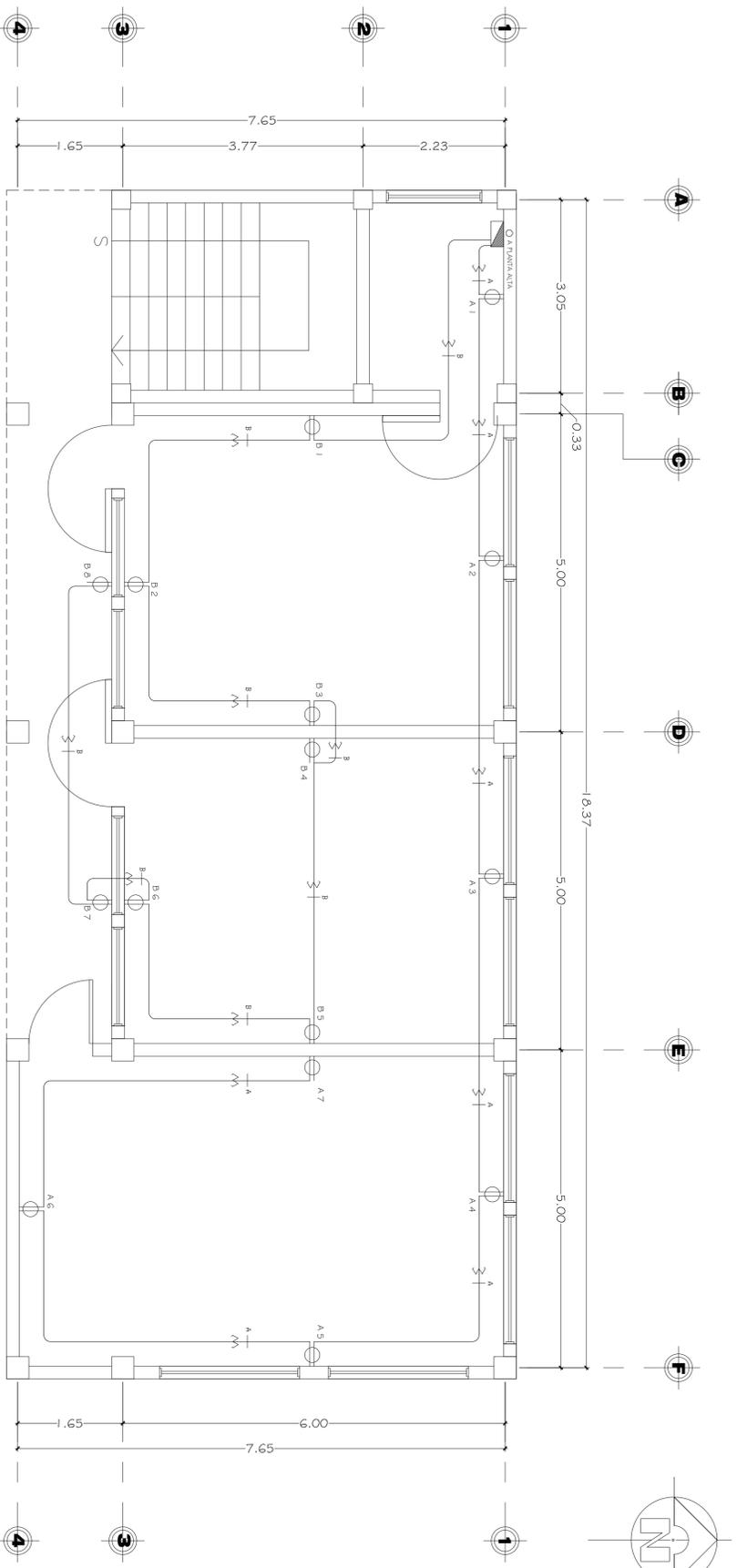
ESCALA: 1:50
FECHA: JUL 2010

DISEÑO Y CALCULO: JENNER ELIZABETH LÓPEZ VELÁSQUEZ
DIBUJO: JENNER ELIZABETH LÓPEZ VELÁSQUEZ

PLANO No. 5/15

NOA RODRIGUEZ GIAN
ALVARO ALBARRAN

MAURICIO
ALEXIS JARAMILLA



SIMBOLOGIA	
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	CONTADOR
	FOCO EN PARED
	AFAGADOR SENCILLO
	AFAGADOR DOBLE
	FOCO EN CIELO
	LAMPARA DE CANDÉLAS
	AFAGADOR THREE WAY
	CONDUCTOR NEUTRO
	CONDUCTOR POSITIVO
	RETORNO
	PUENTE
	TOMACORRIENTE 110V. h=0.30 NPT.
	TOMACORRIENTE 110V. h=1.20 NPT.
	TOMACORRIENTE 220V. h=0.30 NPT

NOTA:

- COLORES PARA ALAMBRES:**
 POSITIVO = ROJO
 NEGATIVO = BLANCO
 TIERRA = VERDE
- Tuberia de acometida HIG Ø 1-1/2". long. U/4m. + codo 1-1/2" 90° + accesorios de entrada.
 - Toda la tuberia de iluminacion será conductilx electrico de 1"
 - El calibre de los conductores será THW No. 12 AWG.
 - Toda la tuberia de fuerza será conductilx de 1"
 - Tomacorrientes Ducto con placa de metal.
 - No colocar cajas de PVC para tomacorrientes.
 - La tuberia electrica deberá quedar fuera de las columnas
- La altura de los tomacorrientes será la siguiente:
1. El tomacorriente exterior llevara una placa de seguridad contra el agua y su altura será de 0.40mts. sobre el nivel de piso.
 2. El tomacorriente interior en cuartos y corredores ira a una altura de 0.40mts. sobre el nivel de piso.
 3. El tomacorriente interior para conexiones de linea blanca "0" mostradores ira @ una altura de 1.05mts. sobre el nivel de piso.
 4. Los tomacorrientes de 240 ran @ una altura de 0.40mts. sobre el nivel de piso terminado.

PLANTAS DE FUERZA

PLANTA ALTA Y BAJA, ESCUELA RIBVAL, CABERIO CHILICACASTE

UNIVERSIDAD DE SANTIAGO DE CHILE
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISOR EPS
 MINICOMPARTIVO DE SOCIA S.O.L.A

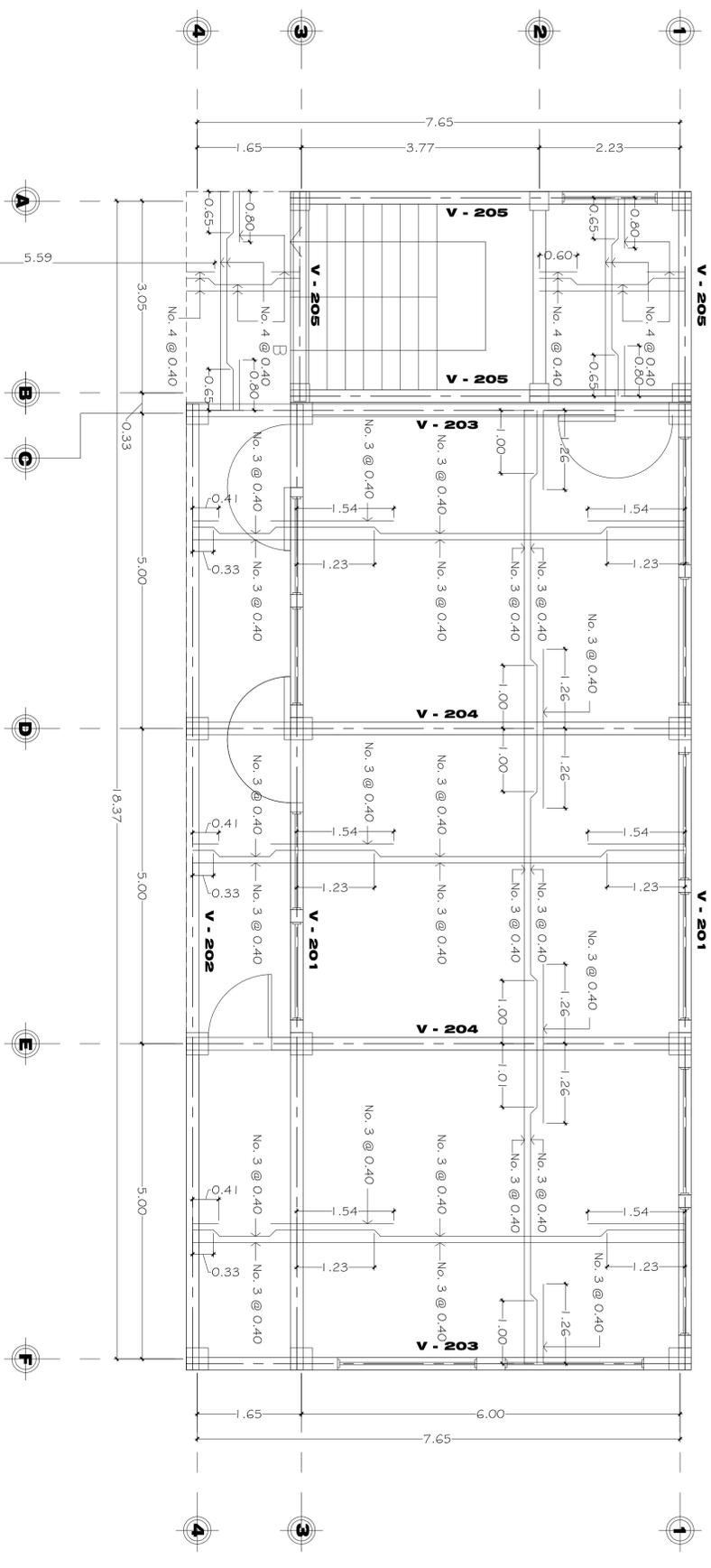
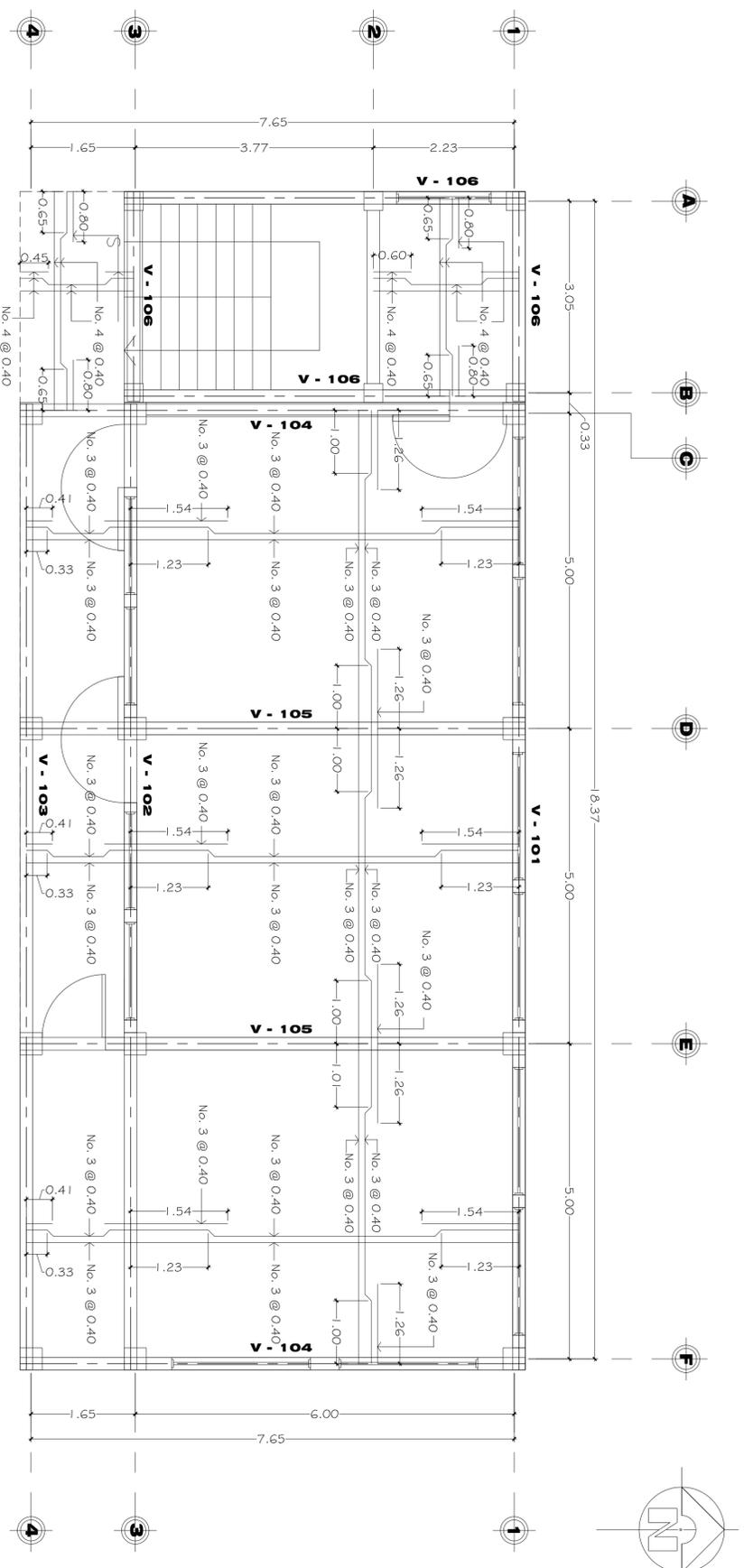
PROYECTO: ESCUELA RIBVAL
 CABERIO CHILICACASTE, ALDEA RIBVAL, SOCLA
 CONTENIDO: PLANTAS DE FUERZA

ESCALA: 1 : 50
 FECHA: JUL 2010

DISEÑO Y CALCULO: JENNER ELIZABETH LÓPEZ VELÁSQUEZ
 DIBUJO: JENNER ELIZABETH LÓPEZ VELÁSQUEZ

PLANO No. 6 / 15

NOI RESPONSABILIZAN: NOLANIANO VELAZQUEZ JARAMILLA EPS



PLANTAS DE TECHOS
PLANTA ALTA Y BAJA, ESCUELA RIBAL, CASERIO CHILKACASTE

CRITERIOS DE DISEÑO
Requisitos y códigos:

- Concreto
- Mampostería
- Cargas

ACI 3185-05
UBC-97/FHA
UBC-97

Especificaciones de materiales:

Esfuerzo de compresión del concreto $F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 Esfuerzo de cadencia del acero $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 Esfuerzo de último compresión de la mampostería $F'_m = 35 \text{ kg/cm}^2$

Calidad de los materiales para concreto:

- Cemento

Se utiliza solo cemento del tipo "Portland" que satisfaga la norma ASTM C150 y sección 3.2 del código ACI 3185-05 y deberá satisfacer el capítulo 5, "calidad del concreto" del código ACI 3185-05.

- Agregados

El tamaño máximo nominal del agregado grueso no será superior a:

- 1/5 de la separación menor entre los lados de la formateleta
- 3/4 del espaciamiento mínimo libre entre varillas de refuerzo

Agregado de 1/2" o agregado 3/4" para cimentación con aprobación del supervisor.

- Agua

Deberá utilizarse agua limpia en la mezcla de concreto.

Relación Agua/ cemento:

La relación agua cemento en ningún caso excederá de:

- Para concreto expuesto al aire, a la intemperie, clima lluvioso o semi-árido por debajo de 0.53.
- Fundaciones de concreto y otras estructuras enterradas o en contacto con aguas o suelos no agresivos, por debajo de 0.50.

Acero de refuerzo:

Las barras de acero utilizadas en la construcción de estructuras de concreto armado deberán cumplir los requisitos establecidos en el código ACI, sección 3.5.
 El acero será calidad ASTM A-615 con un límite de fluencia $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ de conformación superficial corrugada, grado 60.
 Deberá observarse que las barras a emplear presenten su superficie libre de corrosión.

Valores del los asentamientos:

Se verificará la resistencia del concreto fresco mediante ensayos de asentamiento, por el método del Cono de Abrams con la siguiente frescura como mínimo.

- Al iniciar las operaciones de fundición
- Una vez durante el día
- Cada vez que se moldeen probetas para ensayos de resistencia.

El concreto compactado con vibración interna de alta frecuencia vibrado o apisonado, tendrá un asentamiento máximo de 4" ó 10 cm.

NOMENCLATURA	
V - 000	VIGA TIPO 000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISOR EPS
 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA

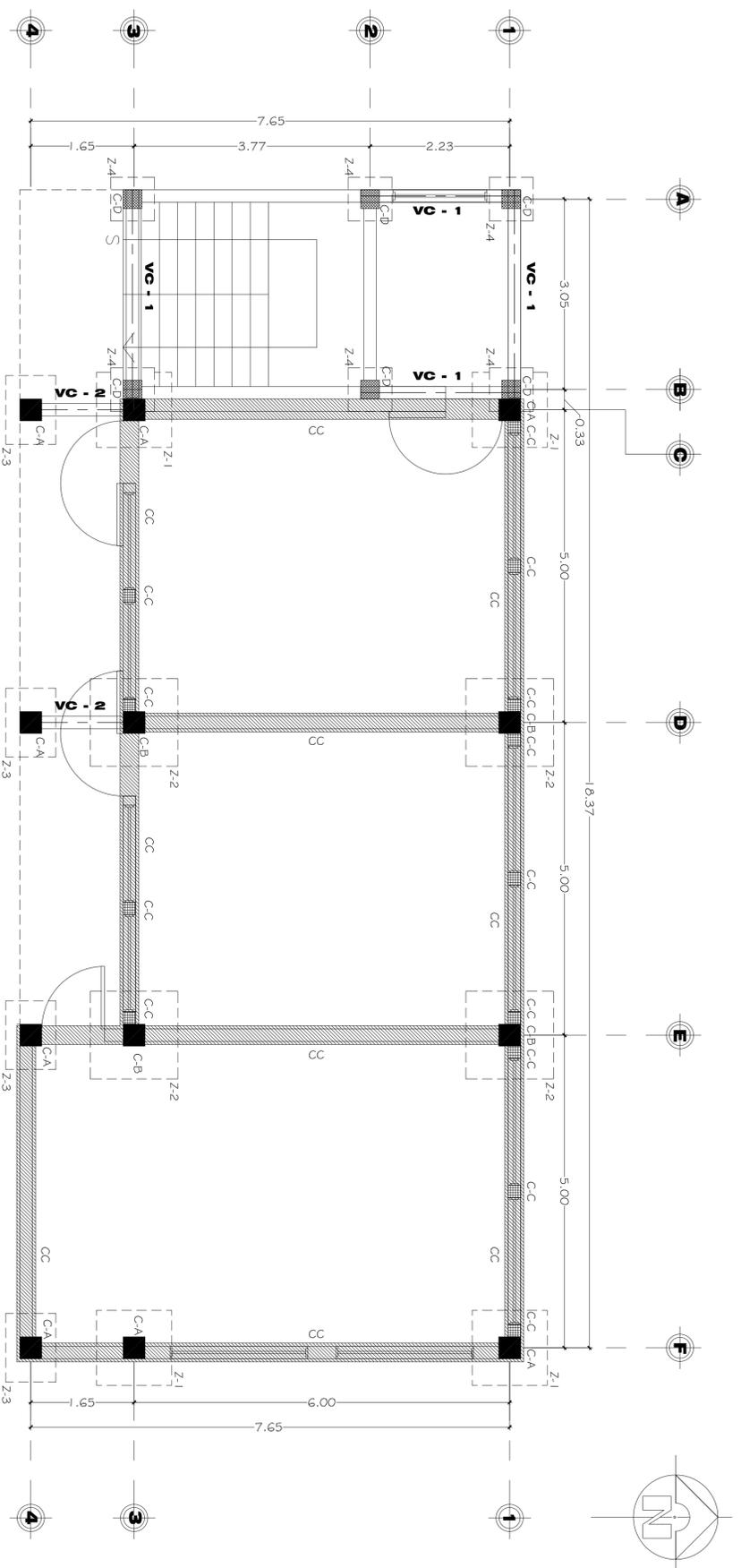
PROYECTO: ESCUELA RIBAL
 CASERIO CHILKACASTE, ALDEA RIBAL, SOLOLA
 CONTENIDO: PLANTAS DE LOSAS Y VIGAS

ESCALA: 1 : 50
 FECHA: JUL 2010

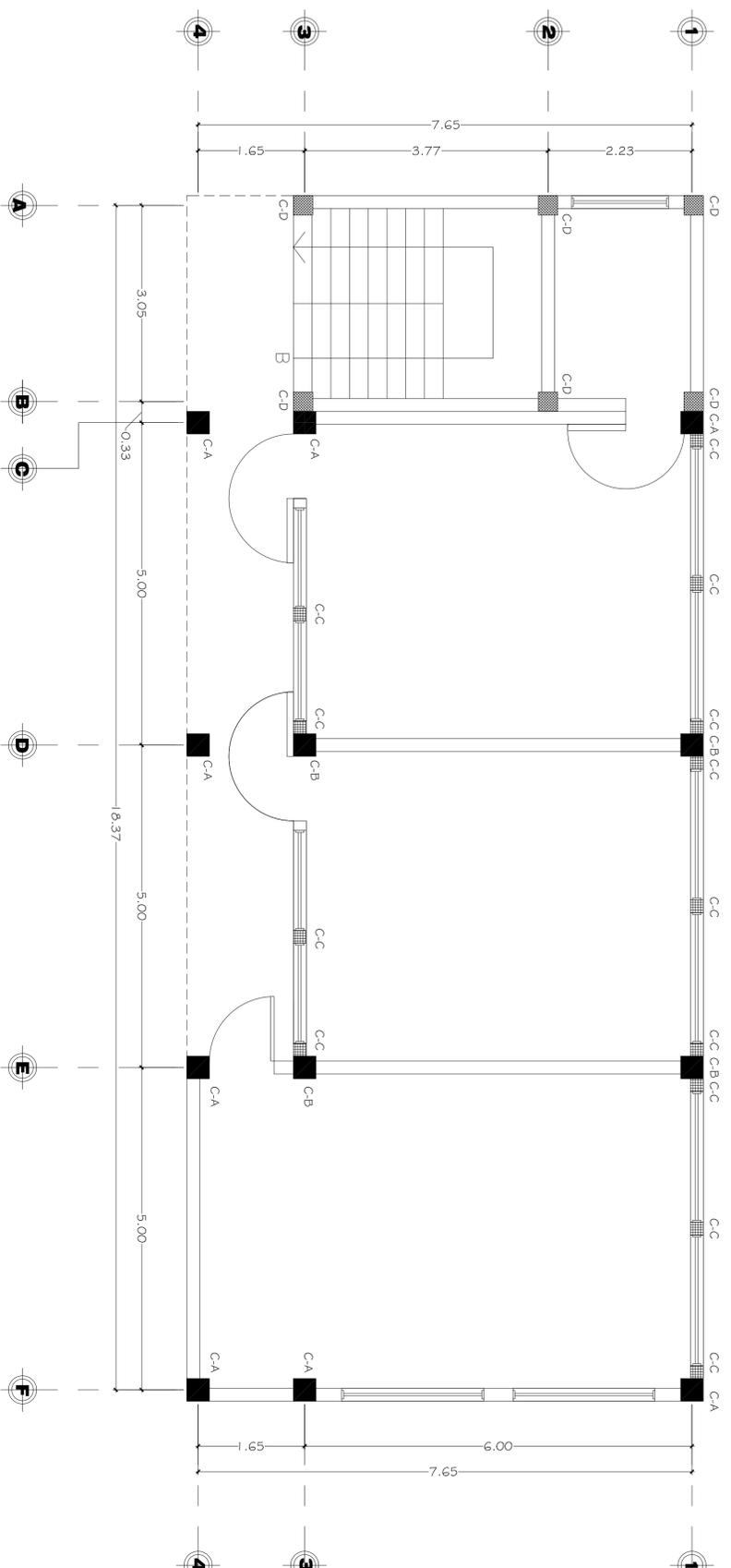
DISEÑO Y CALCULO: ENRIQUE LIZBETH LÓPEZ VELÁSQUEZ
 DIBUJO: JENIFER ELIZBETH LÓPEZ VELÁSQUEZ

PLANO No. 7 / 15

NO. REGISTRACION: 14247
 ASESOR: JENIFER LIZBETH LÓPEZ VELÁSQUEZ



NOMENCLATURA	
Z - 00	ZAFATA TIPO 00
C - 00	COLUMNA TIPO 00
CC	CIMIENTO CORRIDO
VC - 00	VIGA CONECTORA TIPO 00



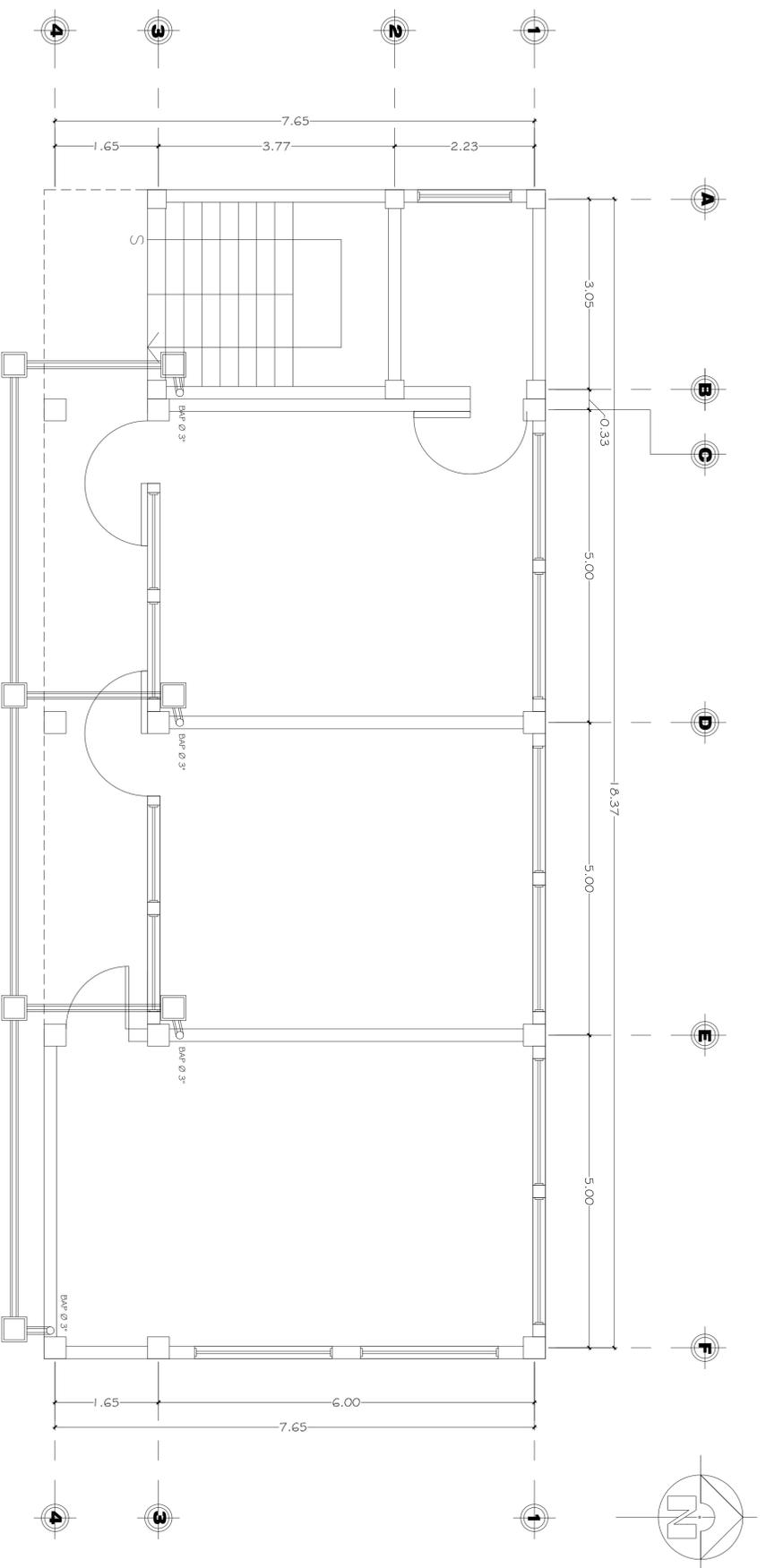
PLANTAS DE CIMENTACION Y COLUMNAS
PLANTA ALTA Y BAJA, ESCUELA RIBVAL, CABERIO CHILCAKASITE

PROYECTO:	ESUELA RIBVAL	ESCALA:	1 : 50
CONTEIDO:	CABERIO CHILCAKASITE, ALDEA RIBVAL, SOLOLA	FECHA:	JUL 2010
PLANTAS DE CIMENTACION Y COLUMNAS			

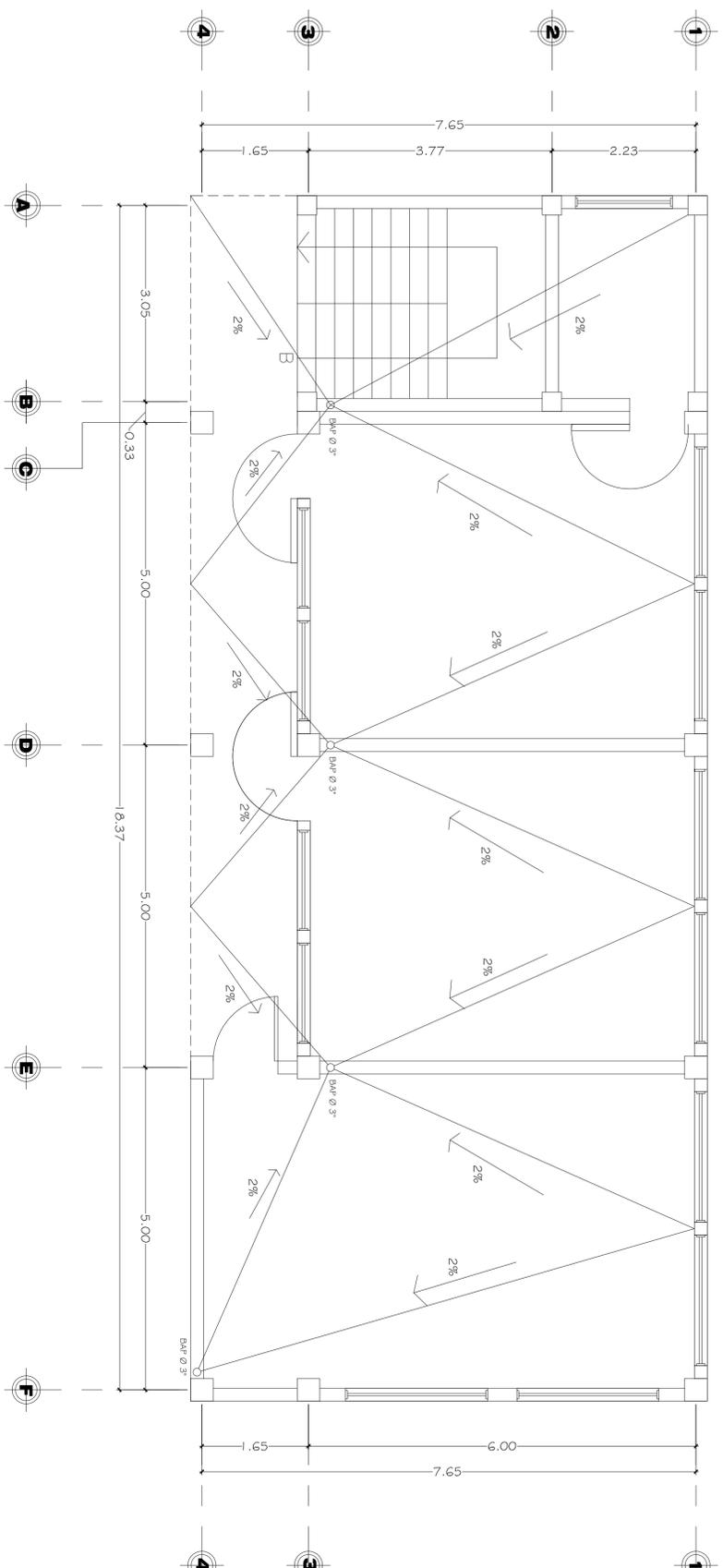
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
ERGO PROFISSIONAL SUPERVISOR EPS
MINISTERIO DE SOCIA, SOLA

DISEÑO Y CALCULO:	JENNIFER LUZBETH LOPEZ VELASQUEZ	PLANO No:	8 / 15
DIBUJO:	JENNIFER LUZBETH LOPEZ VELASQUEZ		

NO. REGISTRACION _____ NOMBRE _____
ALDEA RIBVAL, CABERIO CHILCAKASITE



NOMENCLATURA	
BAF Ø 3"	BAJADA DE AGUA PLUVIAL Ø 3"
2%	PENDIENTE DEL PANUELO
<input type="checkbox"/>	CAJA DE UNION DE 0.40 x 0.40m



PLANTAS DE TECHOS Y BAJADAS DE AGUA
PLANTA ALTA Y BAJA, ESCUELA RIBVAL, CABERIO CHILKACASTE

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MINISTERIO DE EDUCACION Y CIENCIA

PROYECTO: ESCUELA RIBVAL
CABERIO CHILKACASTE, ALDEA RIBVAL, SOLOLA

CONTENIDO: PLANTAS DE TECHOS

ESCALA: 1 : 50
FECHA: JUL 2010

DISEÑO Y CALCULO: JENNER ELIZABETH LOPEZ VELAZQUEZ

DIBUJO: JENNER ELIZABETH LOPEZ VELAZQUEZ

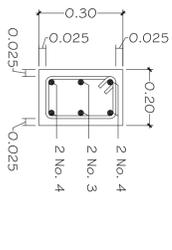
PLANO No: 9 / 15

NOI REPRESENTACION

INGENIERO EN ARQUITECTURA

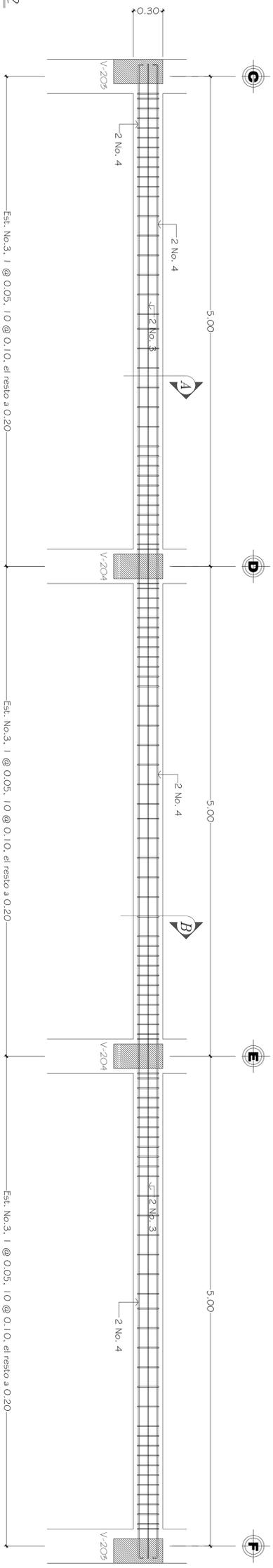
INGENIERO EN ARQUITECTURA

INGENIERO EN ARQUITECTURA



Est. No.5, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, di resto a 0.20

SECCION "A" VIGA V-202
ESCALA 1:1.25

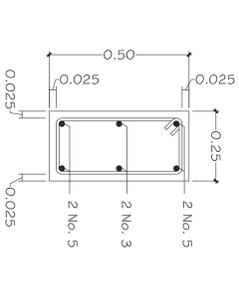


Est. No.3, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, di resto a 0.20

Est. No.3, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, di resto a 0.20

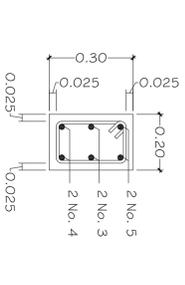
Est. No.3, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, di resto a 0.20

SECCION VIGA V-202
ESCALA 1:25



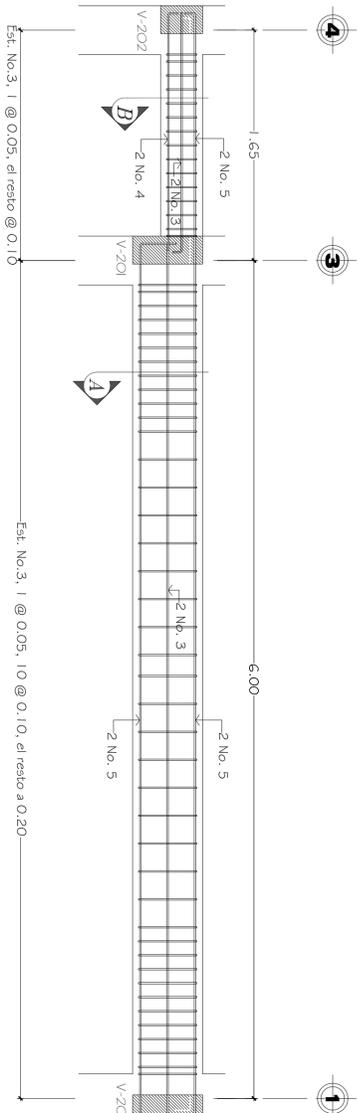
Est. No.5, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, di resto a 0.20

SECCION "A" VIGA V-203
ESCALA 1:1.25



Est. No.5, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, di resto a 0.20

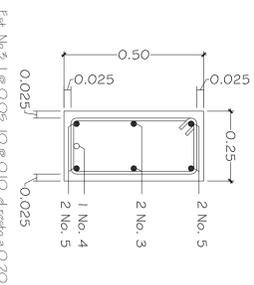
SECCION "B" VIGA V-203
ESCALA 1:1.25



Est. No.3, 1 @ 0.05, di resto a 0.10

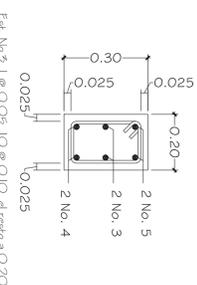
Est. No.3, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, di resto a 0.20

SECCION VIGA V-203
ESCALA 1:25



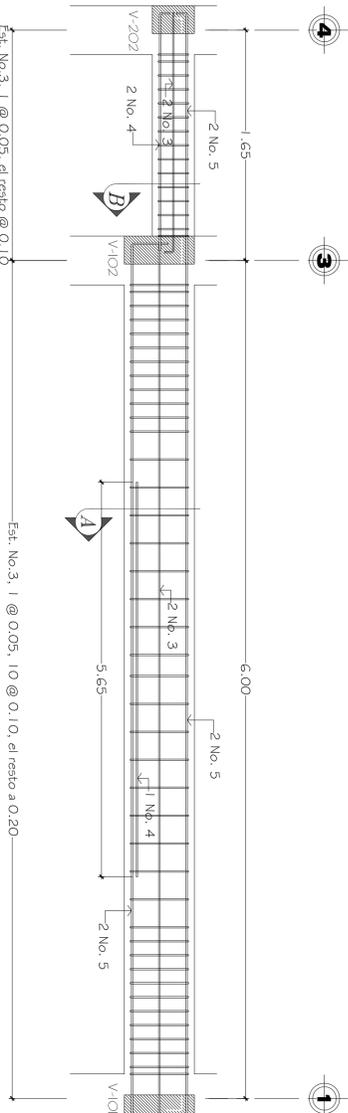
Est. No.5, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, di resto a 0.20

SECCION "A" VIGA V-204
ESCALA 1:1.25



Est. No.5, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, di resto a 0.20

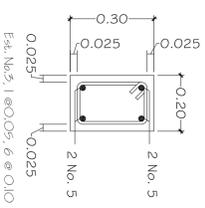
SECCION "B" VIGA V-204
ESCALA 1:1.25



Est. No.3, 1 @ 0.05, di resto a 0.10

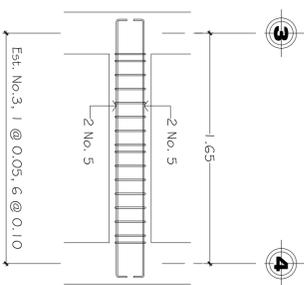
Est. No.3, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, di resto a 0.20

SECCION VIGA V-204
ESCALA 1:25



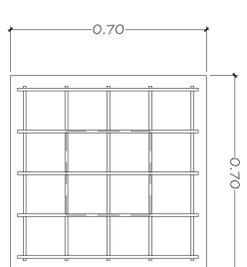
Est. No.5, 1 @ 0.05, 6 @ 0.10

SECCION "A" VIGA VC - 2
ESCALA 1:1.25



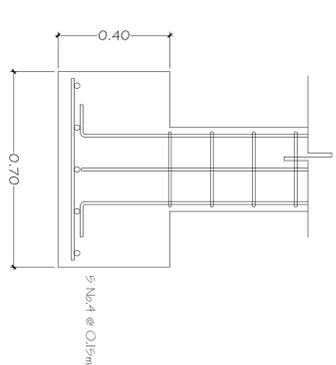
Est. No.3, 1 @ 0.05, 6 @ 0.10

SECCION VIGA VC - 2
ESCALA 1:25



5 No.4 @ 0.15m

ZAPATA Z-4
ESCALA 1:1.25



5 No.4 @ 0.15m

ZAPATA Z-4
ESCALA 1:1.25



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISOR EPS
MINISTERIO DE EDUCACION Y CIENCIA

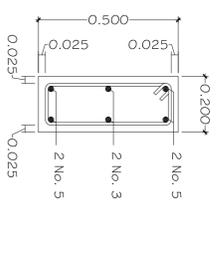
PROYECTO: ESCUELA RIBAL
CARRERIO CHAKKOCAYE, ALDEA PIRIVAU, SOLOLA
CONTENIDO: DETALLES DE VIGAS

ESCALA: 1:50
FECHA: JUL 2010

DISEÑO Y CALCULO: INGENIERO LÓPEZ VELÁSQUEZ
DIBUJO: INGENIERO LÓPEZ VELÁSQUEZ

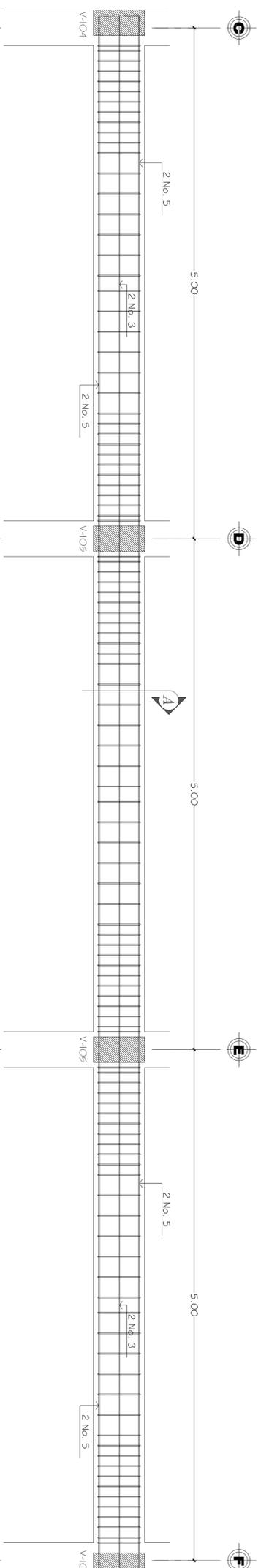
PLANO No. 10/15

NO. REGISTRACION: NÚMERO DE VIGAS: NÚMERO DE PLANOS: NÚMERO DE HOJAS



Est. No.5, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, el resto a 0.20

SECCION "A" VIGA V-101
ESCALA 1:12.5

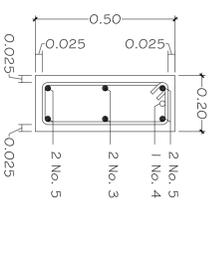


Est. No.3, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, el resto a 0.20

Est. No.3, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, el resto a 0.20

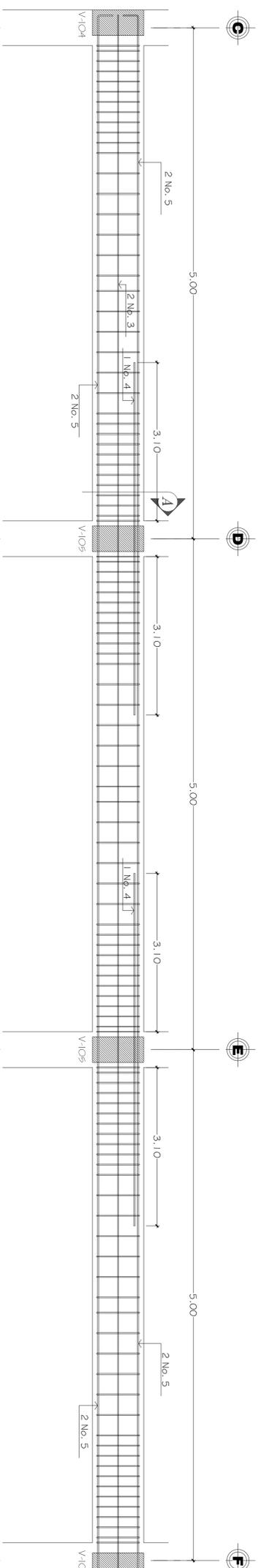
Est. No.3, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, el resto a 0.20

SECCION VIGA V-101
ESCALA 1:25



Est. No.5, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, el resto a 0.20

SECCION "A" VIGA V-102
ESCALA 1:12.5

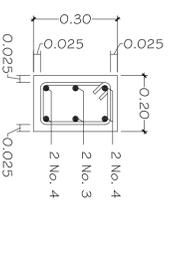


Est. No.3, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, el resto a 0.20

Est. No.3, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, el resto a 0.20

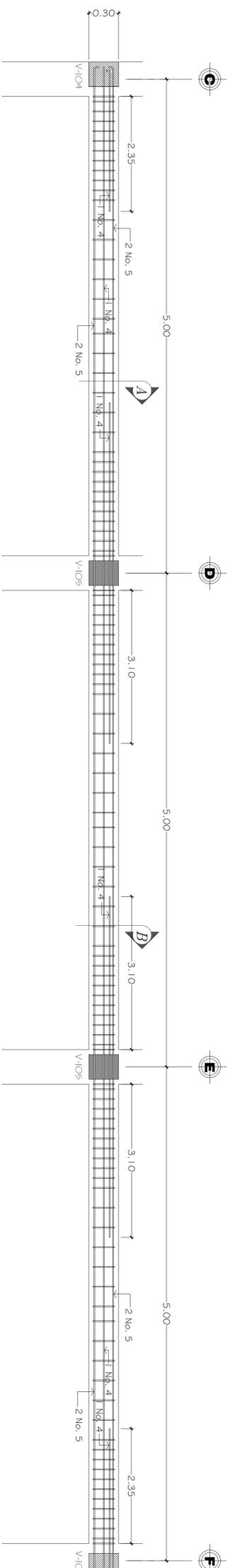
Est. No.3, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, el resto a 0.20

SECCION VIGA V-102
ESCALA 1:25



Est. No.5, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, el resto a 0.20

SECCION "A" VIGA V-103
ESCALA 1:12.5

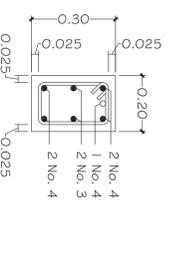


Est. No.3, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, el resto a 0.20

Est. No.3, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, el resto a 0.20

Est. No.3, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, el resto a 0.20

SECCION VIGA V-103
ESCALA 1:25



Est. No.5, 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, el resto a 0.20

SECCION "B" VIGA V-103
ESCALA 1:12.5

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
MUNICIPALIDAD DE SOCIAL SOLA

PROYECTO: ESCUELA RURAL
CARRERIO CHIKKOKAYTE, ALDEA PRIVADA, SOCIAL
CONTENIDO: DETALLES DE VIGAS

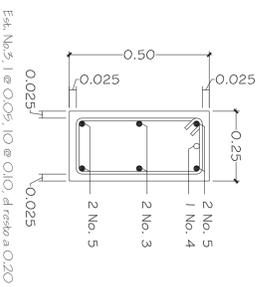
ESCALA: 1:50
FECHA: JUL 2010

DISEÑO Y CALCULO: JENNER ELIZABETH LÓPEZ VELÁSQUEZ
DIBUJO: JENNER ELIZABETH LÓPEZ VELÁSQUEZ

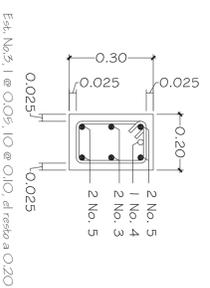
PLANO No. 15

NO.1 RESPONSABLE
ALVARO ALVARO

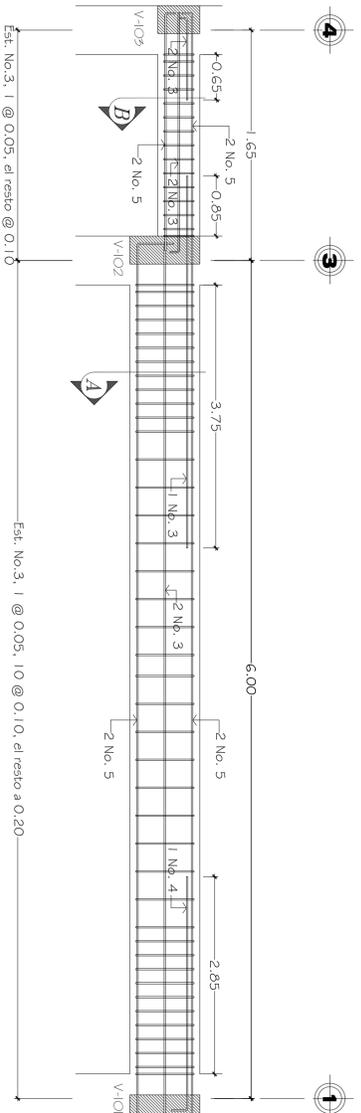
NO.2 RESPONSABLE
MELBA MARÍA



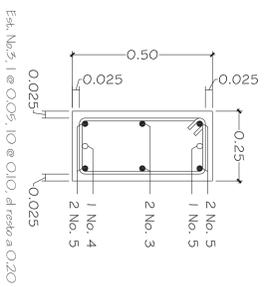
SECCION "A" VIGA V-104
ESCALA 1:125



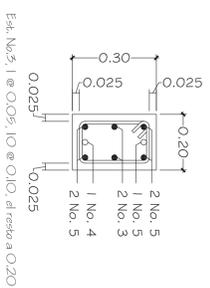
SECCION "B" VIGA V-104
ESCALA 1:125



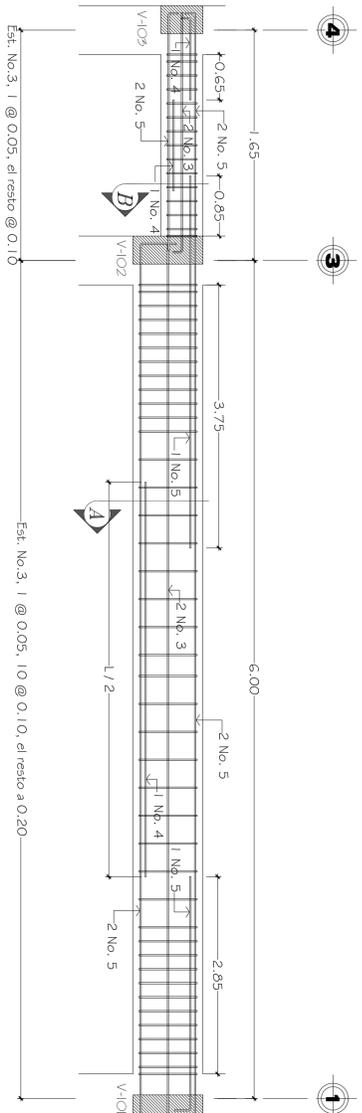
SECCION VIGA V-104
ESCALA 1:25



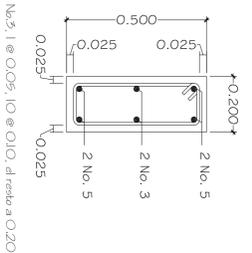
SECCION "A" VIGA V-105
ESCALA 1:125



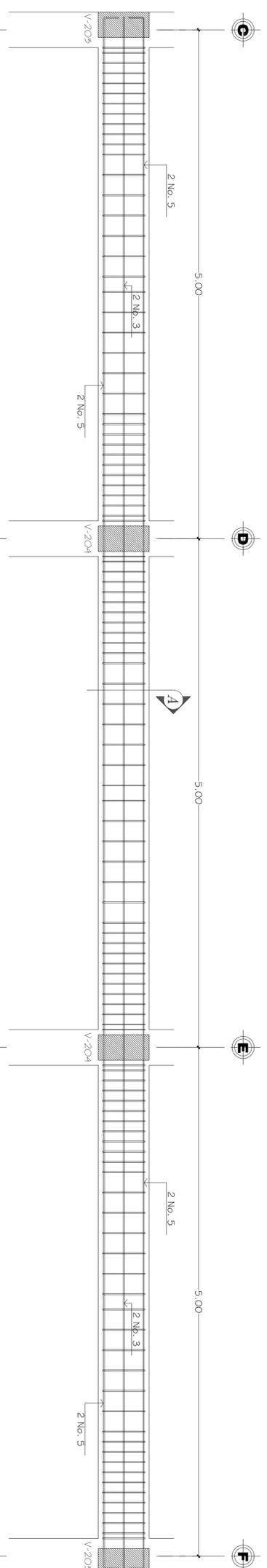
SECCION "B" VIGA V-105
ESCALA 1:125



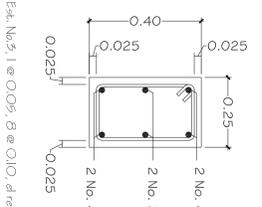
SECCION VIGA V-105
ESCALA 1:25



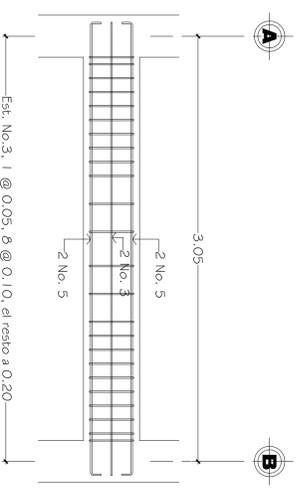
SECCION "A" VIGA V-201
ESCALA 1:125



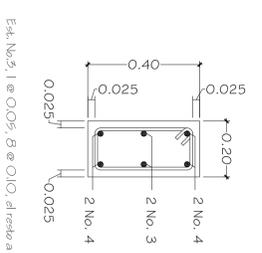
SECCION VIGA V-201
ESCALA 1:25



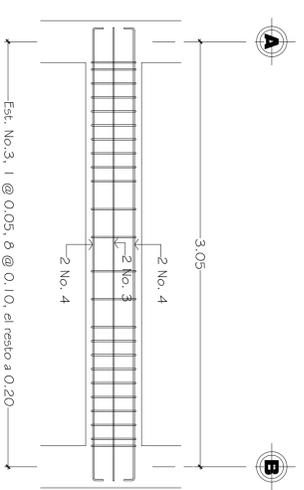
SECCION "A" VIGAS V-106, V-205
ESCALA 1:125



SECCION VIGAS V-106, V-205
ESCALA 1:25



SECCION "A" VIGA VC - 1
ESCALA 1:125



SECCION VIGA VC - 1
ESCALA 1:25

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA EN SISTEMAS DE INGENIERIA
E.B.E.C.O.P. S.A. DE C.V. S.A. DE C.V. S.A. DE C.V.

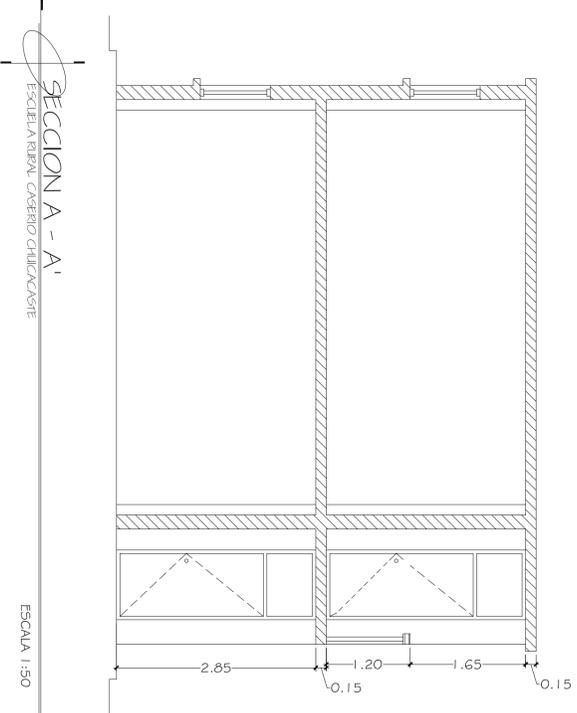
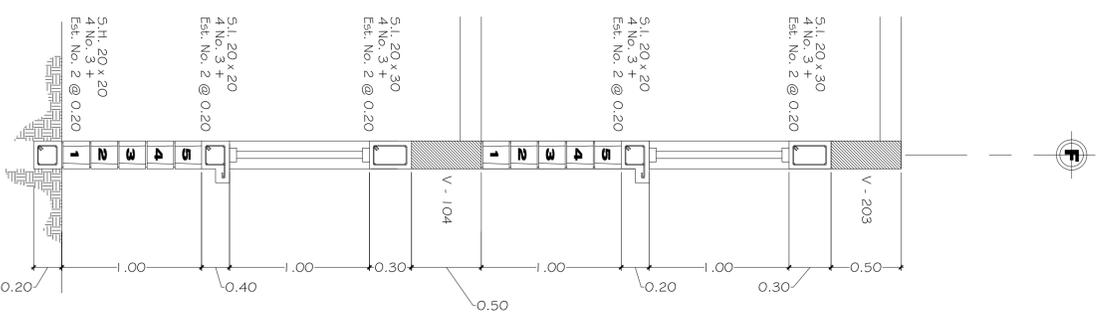
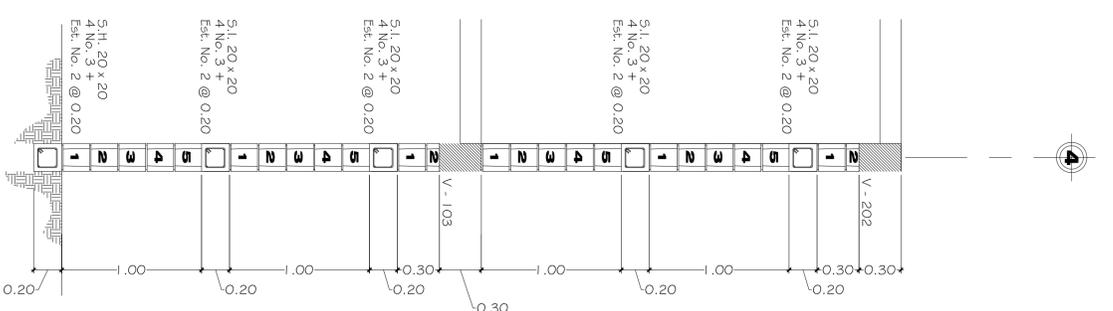
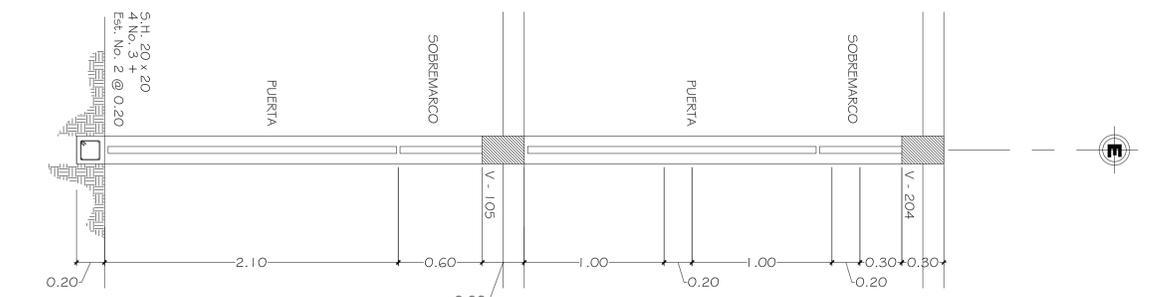
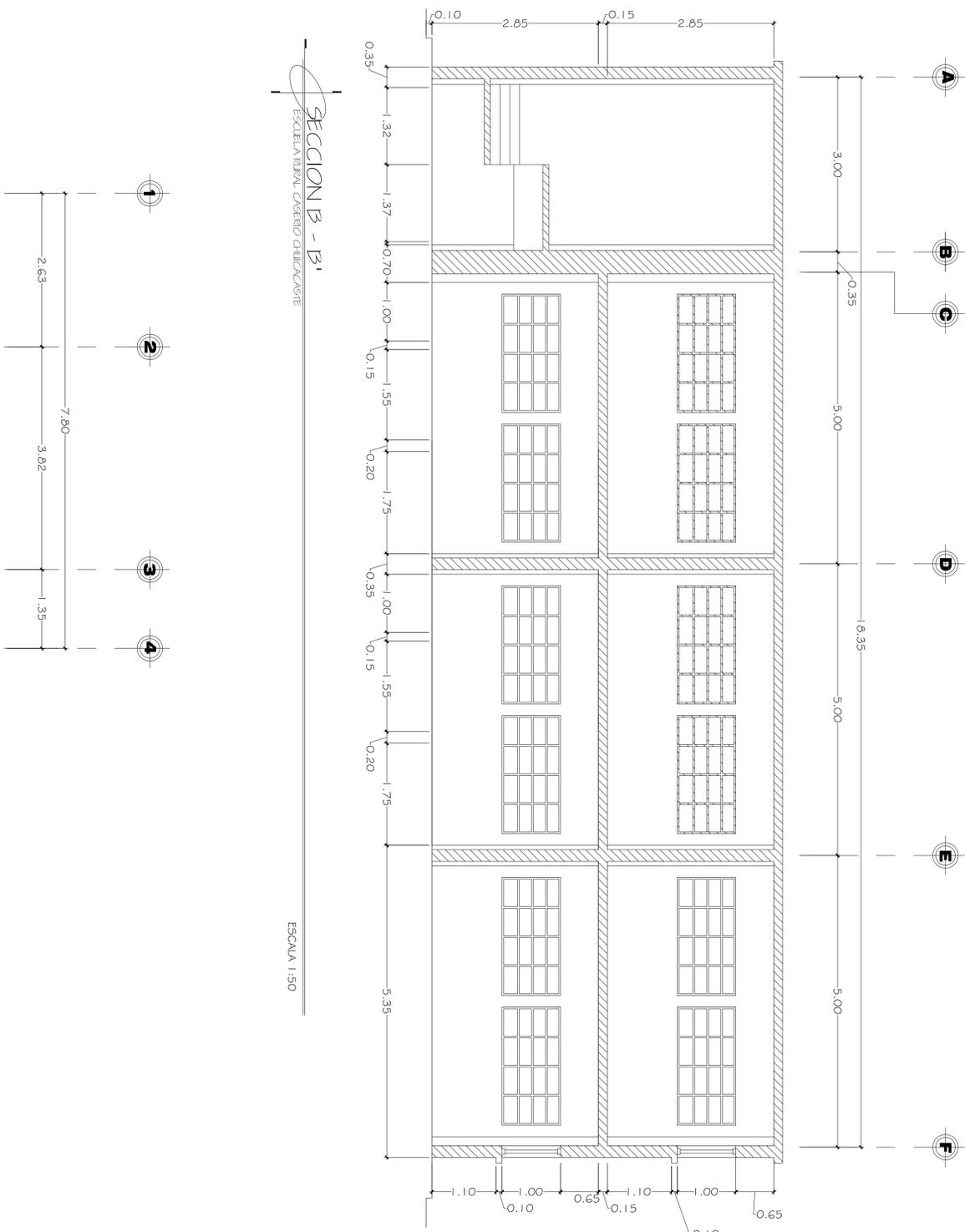
PROYECTO: ESCUELA RIBVAL
CARRERAS: ALBA PARRA, SOCOLA
CONTENIDO: DETALLES DE VIGAS

ESCALA: 1:50
FECHA: JUL 2010

DISEÑO Y CALCULO: JENIFER LUZBETH LOPEZ VELAZQUEZ
DIBUJO: JENIFER LUZBETH LOPEZ VELAZQUEZ

PLANO No. 12/15

NO. 1 REVISOR: ALBA PARRA
NO. 2 REVISOR: ALBA PARRA



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISOR EPS
 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA

PROYECTO: ESQUEMA RIBAL
 CAGERIO CHIKKAGASTE, ALDEA PRIVADA, SOLOLA

CONTENIDO: CORTES Y SECCIONES

FECHA: JUL 2010

ESCALA: 1:50

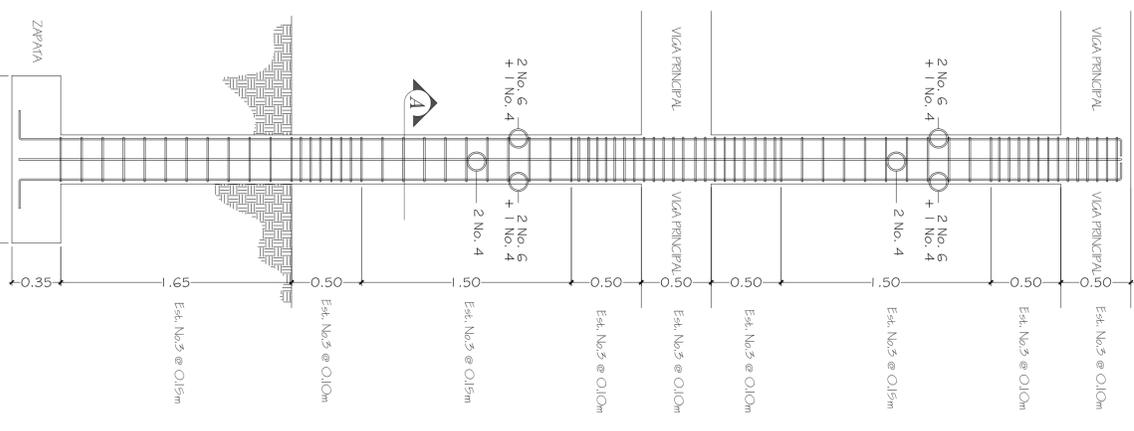
DISEÑO Y CALCULO: JENNER ELIZABETH LOPEZ VELASQUEZ

DIBUJO: JENNER ELIZABETH LOPEZ VELASQUEZ

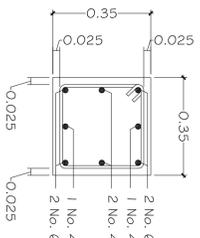
PLANO No. 15/15

NO. REGISTRACION: 14287

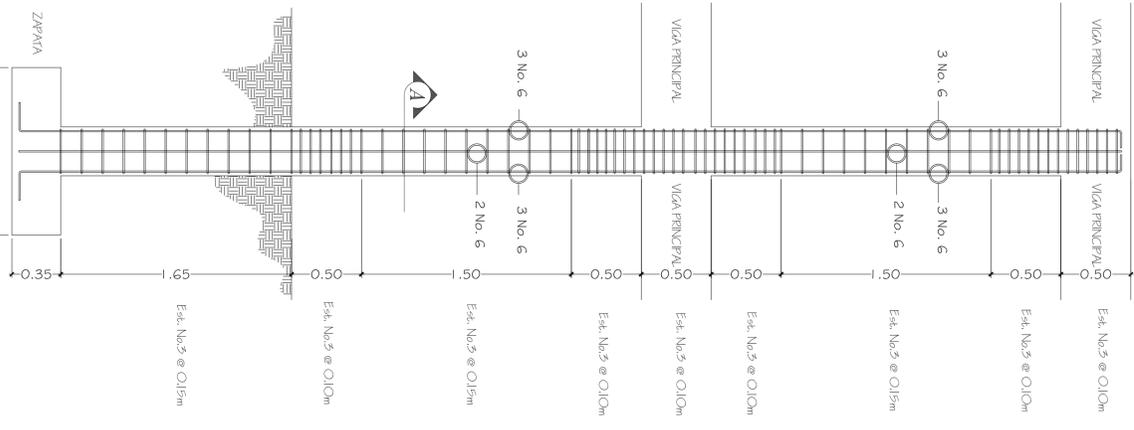
MAQUINARIO: 14287



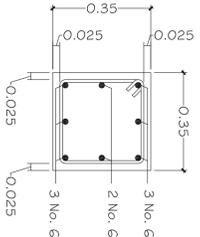
COLUMNA TIPO C-A
ESCALA 1:25



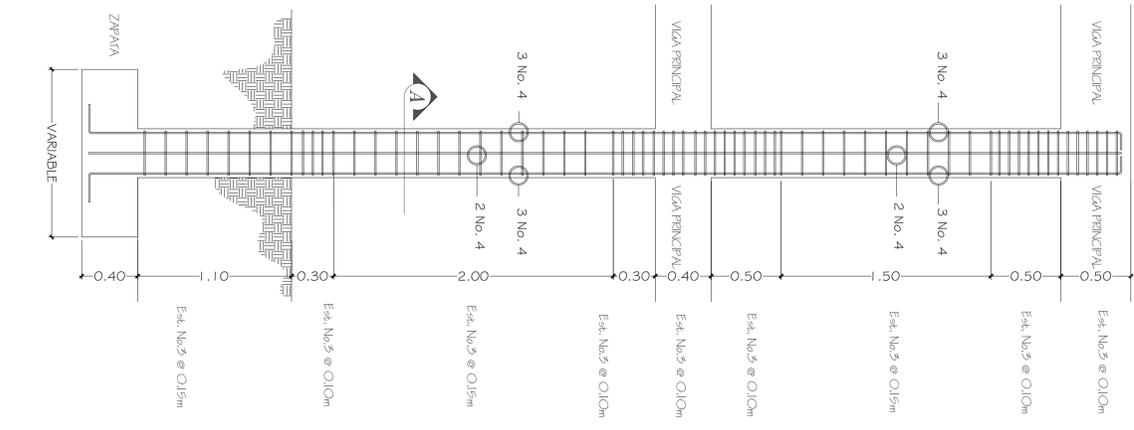
SECCION "A-A" COLUMNA C-A
ESCALA 1:12.5



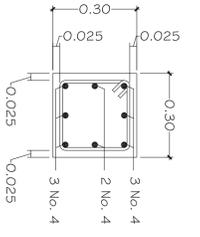
COLUMNA TIPO C-B
ESCALA 1:25



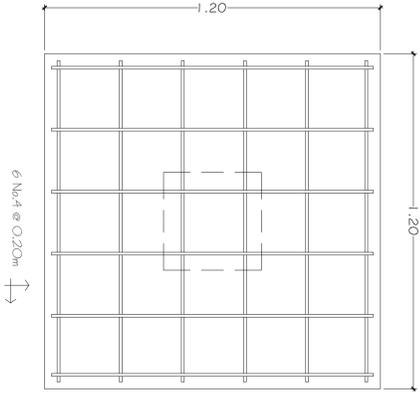
SECCION "A-A" COLUMNA C-B
ESCALA 1:12.5



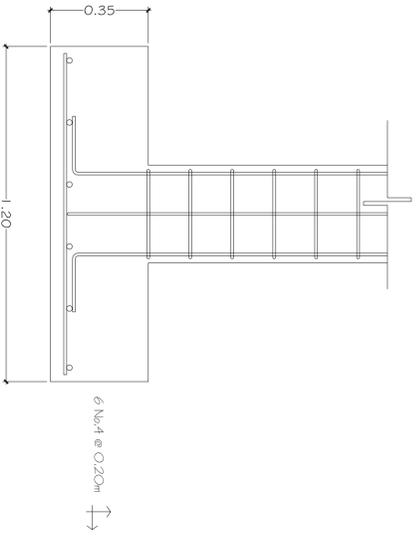
COLUMNA TIPO C-D
ESCALA 1:25



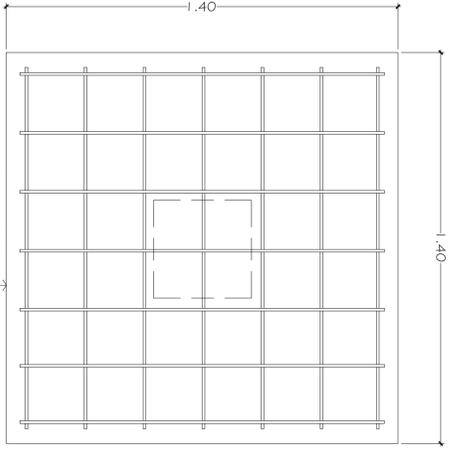
SECCION "A-A" COLUMNA C-D
ESCALA 1:12.5



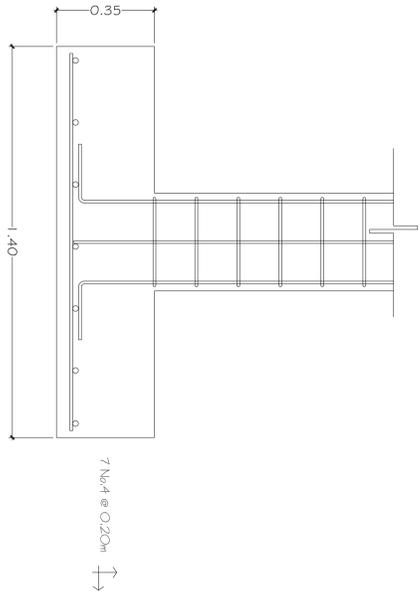
ZAPATA Z-1
ESCALA 1:12.5



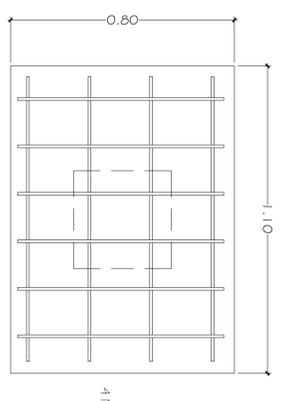
ZAPATA Z-1
ESCALA 1:12.5



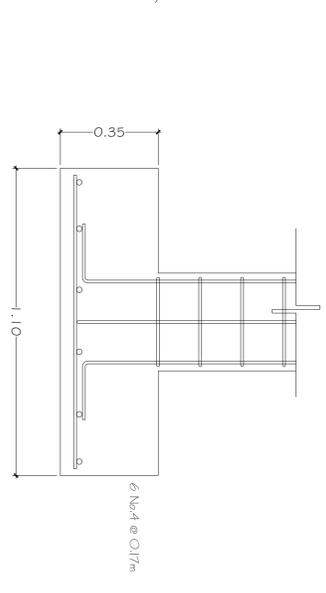
ZAPATA Z-2
ESCALA 1:12.5



ZAPATA Z-2
ESCALA 1:12.5



ZAPATA Z-3
ESCALA 1:12.5



ZAPATA Z-3
ESCALA 1:12.5

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MINISTERIO DE EDUCACION Y CIENCIA

PROYECTO: ESCUELA RIBVAL
CARGERIO CHIKKOKAYTE ALDEA PIRIVAU, SOLOLA
CONTENIDO: DETALLES DE COLUMNAS

ESCALA: 1:50
FECHA: JUL 2010

DISEÑO Y CALCULO: JENNER ELIZABETH LÓPEZ VELÁSQUEZ
DIBUJO: JENNER ELIZABETH LÓPEZ VELÁSQUEZ

PLANO No. 14/15
NO. REGISTRACION: 14287
REG. MIN. DE EDUCACION Y CIENCIA

ANEXOS

Anexo1. Coeficientes para momentos negativos en losas

TABLA 12.3

Coeficientes para momentos negativos en losas*

$$M_{s,neg} = C_{s,neg} w l_s^2$$

donde w = carga muerta más viva uniforme total

$$M_{b,neg} = C_{b,neg} w l_b^2$$

Relación $m = \frac{l_s}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	<input type="checkbox"/>								
$C_{s,neg}$		0.045	0.076	0.050	0.075	0.071		0.033	0.061
$C_{b,neg}$		0.045	0.076	0.050	0.075	0.071	0.071	0.061	0.033
0.95	<input type="checkbox"/>								
$C_{s,neg}$		0.050	0.072	0.055	0.079	0.075		0.038	0.065
$C_{b,neg}$		0.041	0.072	0.045	0.079	0.075	0.067	0.056	0.029
0.90	<input type="checkbox"/>								
$C_{s,neg}$		0.055	0.070	0.060	0.080	0.079		0.043	0.068
$C_{b,neg}$		0.037	0.070	0.040	0.080	0.079	0.062	0.052	0.025
0.85	<input type="checkbox"/>								
$C_{s,neg}$		0.060	0.065	0.066	0.082	0.083		0.049	0.072
$C_{b,neg}$		0.031	0.065	0.034	0.082	0.083	0.057	0.046	0.021
0.80	<input type="checkbox"/>								
$C_{s,neg}$		0.065	0.061	0.071	0.083	0.086		0.055	0.075
$C_{b,neg}$		0.027	0.061	0.029	0.083	0.086	0.051	0.041	0.017
0.75	<input type="checkbox"/>								
$C_{s,neg}$		0.069	0.056	0.076	0.085	0.088		0.061	0.078
$C_{b,neg}$		0.022	0.056	0.024	0.085	0.088	0.044	0.036	0.014
0.70	<input type="checkbox"/>								
$C_{s,neg}$		0.074	0.050	0.081	0.086	0.091		0.068	0.081
$C_{b,neg}$		0.017	0.050	0.019	0.086	0.091	0.038	0.029	0.011
0.65	<input type="checkbox"/>								
$C_{s,neg}$		0.077	0.043	0.085	0.087	0.093		0.074	0.083
$C_{b,neg}$		0.014	0.043	0.015	0.087	0.093	0.031	0.024	0.008
0.60	<input type="checkbox"/>								
$C_{s,neg}$		0.081	0.035	0.089	0.088	0.095		0.080	0.085
$C_{b,neg}$		0.010	0.035	0.011	0.088	0.095	0.024	0.018	0.006
0.55	<input type="checkbox"/>								
$C_{s,neg}$		0.084	0.028	0.092	0.089	0.096		0.085	0.086
$C_{b,neg}$		0.007	0.028	0.008	0.089	0.096	0.019	0.014	0.005
0.50	<input type="checkbox"/>								
$C_{s,neg}$		0.086	0.022	0.094	0.090	0.097		0.089	0.088
$C_{b,neg}$		0.006	0.022	0.006	0.090	0.097	0.014	0.010	0.003

Fuente: Arthur Nilson, Diseño de estructuras de concreto.

Anexo 2. Coeficientes para momentos positivos en losas por carga viva

Coeficientes para momentos positivos debidos a carga viva en losas*

$$M_{a,poz,II} = C_{a,II} w l^2$$

donde w = carga viva uniforme total

$$M_{b,poz,II} = C_{b,II} w l^2$$

Relación $m = \frac{l_x}{l_y}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	<input type="text"/>								
$C_{a,II}$	0.036	0.027	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.030
$C_{b,II}$	0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.030	0.028
0.95	<input type="text"/>								
$C_{a,II}$	0.040	0.030	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
$C_{b,II}$	0.033	0.025	0.029	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
0.90	<input type="text"/>								
$C_{a,II}$	0.045	0.034	0.035	0.039	0.037	0.042	0.040	0.035	0.036
$C_{b,II}$	0.029	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.029	0.024	0.022
0.85	<input type="text"/>								
$C_{a,II}$	0.050	0.037	0.040	0.043	0.041	0.046	0.045	0.040	0.039
$C_{b,II}$	0.026	0.019	0.024	0.023	0.019	0.022	0.026	0.022	0.020
0.80	<input type="text"/>								
$C_{a,II}$	0.056	0.041	0.045	0.048	0.044	0.051	0.051	0.044	0.042
$C_{b,II}$	0.023	0.017	0.022	0.020	0.016	0.019	0.023	0.019	0.017
0.75	<input type="text"/>								
$C_{a,II}$	0.061	0.045	0.051	0.052	0.047	0.055	0.056	0.049	0.046
$C_{b,II}$	0.019	0.014	0.019	0.016	0.013	0.016	0.020	0.016	0.013
0.70	<input type="text"/>								
$C_{a,II}$	0.068	0.049	0.057	0.057	0.051	0.060	0.063	0.054	0.050
$C_{b,II}$	0.016	0.012	0.016	0.014	0.011	0.013	0.017	0.014	0.011
0.65	<input type="text"/>								
$C_{a,II}$	0.074	0.053	0.064	0.062	0.055	0.064	0.070	0.059	0.054
$C_{b,II}$	0.013	0.010	0.014	0.011	0.009	0.010	0.014	0.011	0.009
0.60	<input type="text"/>								
$C_{a,II}$	0.081	0.058	0.071	0.067	0.059	0.068	0.077	0.065	0.059
$C_{b,II}$	0.010	0.007	0.011	0.009	0.007	0.008	0.011	0.009	0.007
0.55	<input type="text"/>								
$C_{a,II}$	0.088	0.062	0.080	0.072	0.063	0.073	0.085	0.070	0.063
$C_{b,II}$	0.008	0.006	0.009	0.007	0.005	0.006	0.009	0.007	0.006
0.50	<input type="text"/>								
$C_{a,II}$	0.095	0.066	0.088	0.077	0.067	0.078	0.092	0.076	0.067
$C_{b,II}$	0.006	0.004	0.007	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.004

Fuente: Arthur Nilson, Diseño de estructuras de concreto.

Anexo 3. **Coeficientes para momentos positivos en losas por carga muerta**

Coeficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas*

$$M_{i,positif} = C_{a,dl} w l^2 \quad \text{donde } w = \text{carga muerta uniforme total}$$

$$M_{b,positif} = C_{b,dl} w l^2$$

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	$C_{a,dl}$ 0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
	$C_{b,dl}$ 0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95	$C_{a,dl}$ 0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
	$C_{b,dl}$ 0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90	$C_{a,dl}$ 0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
	$C_{b,dl}$ 0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85	$C_{a,dl}$ 0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
	$C_{b,dl}$ 0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.80	$C_{a,dl}$ 0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
	$C_{b,dl}$ 0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010
0.75	$C_{a,dl}$ 0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
	$C_{b,dl}$ 0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.70	$C_{a,dl}$ 0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033
	$C_{b,dl}$ 0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65	$C_{a,dl}$ 0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034
	$C_{b,dl}$ 0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.60	$C_{a,dl}$ 0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
	$C_{b,dl}$ 0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55	$C_{a,dl}$ 0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
	$C_{b,dl}$ 0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.50	$C_{a,dl}$ 0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
	$C_{b,dl}$ 0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002

Fuente: Arthur Nilson, Diseño de estructuras de concreto.

Anexo 4. Relación de carga W para cálculo de cortante en la losa

Relación de la carga W que se transmite en las direcciones l_a y l_b para calcular el cortante en la losa y las cargas en los apoyos*

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9	
	<input type="checkbox"/>									
1.00	W_a W_b	0.50 0.50	0.50 0.50	0.17 0.83	0.50 0.50	0.83 0.17	0.71 0.29	0.29 0.71	0.33 0.67	0.67 0.33
0.95	W_a W_b	0.55 0.45	0.55 0.45	0.20 0.80	0.55 0.45	0.86 0.14	0.75 0.25	0.33 0.67	0.38 0.62	0.71 0.29
0.90	W_a W_b	0.60 0.40	0.60 0.40	0.23 0.77	0.60 0.40	0.88 0.12	0.79 0.21	0.38 0.62	0.43 0.57	0.75 0.25
0.85	W_a W_b	0.66 0.34	0.66 0.34	0.28 0.72	0.66 0.34	0.90 0.10	0.83 0.17	0.43 0.57	0.49 0.51	0.79 0.21
0.80	W_a W_b	0.71 0.29	0.71 0.29	0.33 0.67	0.71 0.29	0.92 0.08	0.86 0.14	0.49 0.51	0.55 0.45	0.83 0.17
0.75	W_a W_b	0.76 0.24	0.76 0.24	0.39 0.61	0.76 0.24	0.94 0.06	0.88 0.12	0.56 0.44	0.61 0.39	0.86 0.14
0.70	W_a W_b	0.81 0.19	0.81 0.19	0.45 0.55	0.81 0.19	0.95 0.05	0.91 0.09	0.62 0.38	0.68 0.32	0.89 0.11
0.65	W_a W_b	0.85 0.15	0.85 0.15	0.53 0.47	0.85 0.15	0.96 0.04	0.93 0.07	0.69 0.31	0.74 0.26	0.92 0.08
0.60	W_a W_b	0.89 0.11	0.89 0.11	0.61 0.39	0.89 0.11	0.97 0.03	0.95 0.05	0.76 0.24	0.80 0.20	0.94 0.06
0.55	W_a W_b	0.92 0.08	0.92 0.08	0.69 0.31	0.92 0.08	0.98 0.02	0.96 0.04	0.81 0.19	0.85 0.15	0.95 0.05
0.50	W_a W_b	0.94 0.06	0.94 0.06	0.76 0.24	0.94 0.06	0.99 0.01	0.97 0.03	0.86 0.14	0.89 0.11	0.97 0.03

Fuente: Arthur Nilson, Diseño de estructuras de concreto.

Anexo 5. Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr



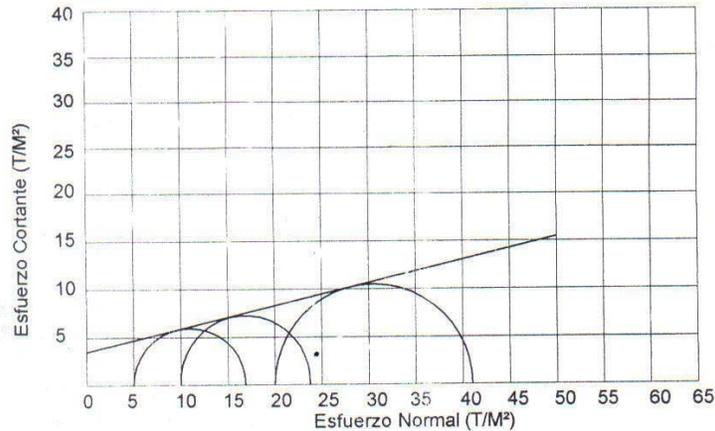
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 12653

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 493 S.S. O.T.: 26,443
 INTERESADO: Jennifer Elizabeth López Vásquez
 PROYECTO: Diseño de edificio de la Escuela Rural Caserío Chuicacaste-EPS
 UBICACIÓN: Caserío Chuicacaste, Aldea Pixabaj, Sololá Fecha: 30 de noviembre de 2009.
 pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 13.46^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 3.50 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Limo arcillo arenoso color café
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA α (T/m ²)	11.91	13.70	21.00
PRESION INTERSTICIAL u (T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA E_r (%)	5.0	7.0	13.0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	0.65	0.65	0.65
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.25	1.25	1.25
HUMEDAD (%H)	91.6	91.6	91.6

Atentamente,

Vo. Bo.

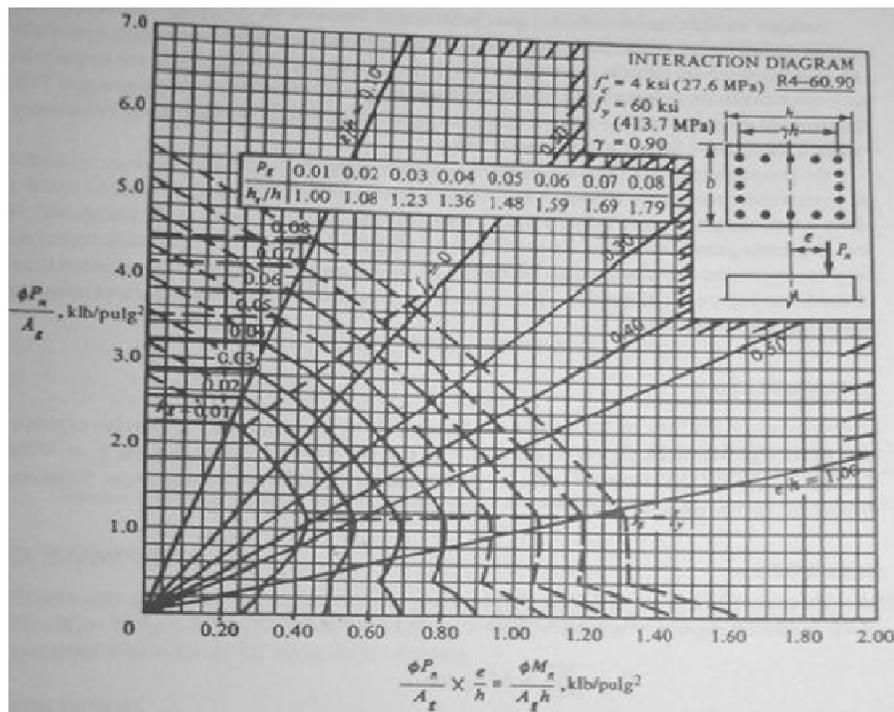
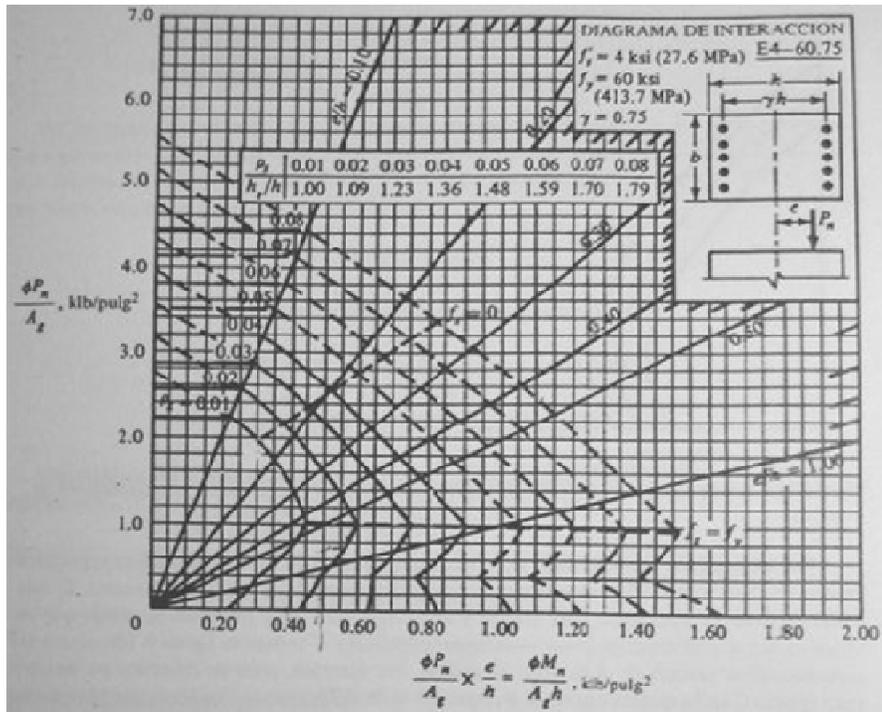
Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC

Ing. Omar Enrique Méndez Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9506 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Anexo 6. Diagramas de interacción



Fuente: Jack McCormac, Diseño de concreto reforzado.