



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**CONSTRUCCIÓN DE LA ESTACIÓN DE BOMBEROS
MUNICIPALES EN EL MUNICIPIO DE SAN MIGUEL PETAPA,
DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**

Jorge Alberto Martínez Cruz

**Asesorado por el
Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta**

Guatemala, septiembre de 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**CONSTRUCCIÓN DE LA ESTACIÓN DE BOMBEROS MUNICIPALES EN EL
MUNICIPIO DE SAN MIGUEL PETAPA, DEPARTAMENTO DE
GUATEMALA**

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

JORGE ALBERTO MARTÍNEZ CRUZ

**ASESORADO POR EL
ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA**

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2008

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Inga. Christa Del Rosario Classon de Pinto
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
EXAMINADOR	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas



Ref.EPS.SUMAAO.0018.007

Guatemala,
11 de Julio de 2007

**Ingeniera
Norma I. Sarmiento de Serrano
Director a.i. de la
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala.**

Respetable Ingeniera Sarmiento de Serrano.

Por medio de la presente, envié a usted el informe final correspondiente a la Práctica de Ejercicio Profesional Supervisado titulado: **CONSTRUCCIÓN DE LA ESTACIÓN DE BOMBEROS MUNICIPALES EN EL MUNICIPIO DE SAN MIGUEL PETAPA, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA.**

Este Trabajo lo desarrollo el estudiante universitario JORGE ALBERTO MARTINEZ CRUZ quien fue asesorado y supervisado por el suscrito.

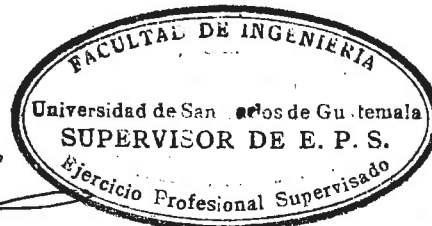
Por lo que, habiendo cumplido con los objetivos y los requisitos de ley, solicito darle el trámite correspondiente.

Sin otro particular, me es grato suscribirme de usted.

Atentamente.

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"


**Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
Ingeniero Civil
Supervisor de Ingeniería Civil**





Guatemala, 12 de julio de 2007
Ref. EPS. C. 395.07.07

Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

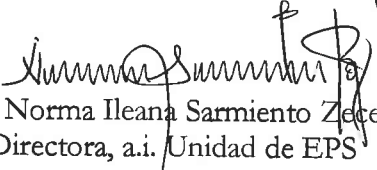
Estimado Ingeniero Boiton Velásquez.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"CONSTRUCCIÓN DE LA ESTACIÓN DE BOMBEROS MUNICIPALES EN EL MUNICIPIO DE SAN MIGUEL PETAPA, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **JORGE ALBERTO MARTÍNEZ CRUZ**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del asesor – supervisor, en mi calidad de Directora, a.i. apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Sé y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zetecña
Directora, a.i. Unidad de EPS



NISZ/jm



Guatemala,
12 de octubre de 2007

FACULTAD DE INGENIERÍA

Ingeniero
Fernando Amilcar Boiton Velásquez
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Boiton.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **CONSTRUCCIÓN DE LA ESTACIÓN DE BOMBEROS MUNICIPALES EN EL MUNICIPIO DE SAN MIGUEL PETAPA, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Jorge Alberto Martínez Cruz, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Alfredo Arrivillaga Ochaeta y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Jorge Alberto Martínez Cruz, titulado CONSTRUCCIÓN DE LA ESTACIÓN DE BOMBEROS MUNICIPALES EN EL MUNICIPIO DE SAN MIGUEL PETAPA, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA , da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



Guatemala, septiembre 2008.

/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: **CONSTRUCCIÓN DE LA ESTACIÓN DE BOMBEROS MUNICIPALES EN EL MUNICIPIO DE SAN MIGUEL PETAPA, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA,** presentado por el estudiante universitario **Jorge Alberto Martínez Cruz,** autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Glympo Paiz Recinos
DECANO

Guatemala, septiembre de 2008



/gdech

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**“CONSTRUCCIÓN DE LA ESTACIÓN DE BOMBEROS MUNICIPALES EN
EL MUNICIPIO DE SAN MIGUEL PETAPA, DEPARTAMENTO DE
GUATEMALA”**,

tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil con fecha 05 de febrero de 2005.

JORGE ALBERTO MARTÍNEZ CRUZ

ACTO QUE DEDICO A:

- DIOS** Por haberme llenado de paciencia y sabiduría, y darme la oportunidad de culminar mi carrera profesional.
- MIS PADRES** **Guillermo Arturo Martínez Chávez y Berta Cruz Cano de Martínez**, a quienes les agradezco su apoyo incondicional; quienes deben sentirse satisfechos de que haya logrado este triunfo profesional.
- MI HERMANO** **Guillermo Arturo Martínez Cruz**, de quien he tenido todo su apoyo.
- MI CUÑADA** **Karen Herrera Clara de Martínez**
- MI SOBRINA** **Karen Sophía Martínez Herrera**
- MIS ABUELITOS** **Jorge Martínez Arreola (Q.E.P.D)**
Ernestina Chávez de Martínez (Q.E.P.D)
Alberto Isabel Cruz Mejía (Q.E.P.D)
Juana Cano de Cruz (Q.E.P.D)
- MIS TÍOS** **Mario Rolando Martínez Chávez (Q.E.P.D)**
Carlos Augusto Martínez Chávez
Lidia Martínez Chávez Vda. de Cordón (Q.E.P.D.)
Raquel Martínez Chávez Vda. de Sandoval
Jorge Adán Sandoval Garay (Q.E.P.D)
César Augusto Cruz Cano
Clara Luz Cruz Cano
Rogelio Cruz Cano
- MIS PRIMOS** **Dr. Mario Augusto Martínez Villagrán**
José Rolando Martínez Villagrán
Ana Patricia Martínez de Grajeda
Luis Alberto Grajeda

AGRADECIMIENTOS A:

Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
GLOSARIO	VII
RESUMEN	XI
OBJETIVOS	XIII
INTRODUCCIÓN	XV
1. ASPECTOS MONOGRÁFICOS DE SAN MIGUEL PETAPA	1
1.1 Origen del nombre	1
1.2 Fiesta titular	2
1.3 Extensión territorial y ubicación geográfica	2
1.4 Climatología	3
1.5 Colindancias	3
1.6 Vías de Comunicación	3
1.7 Actividad productiva	3
1.8 Vivienda	4
1.9 Zonas de riesgo	4
1. 10 Salubridad	5
1 .11 Aspectos socioeconómicos	6

2. INVESTIGACIÓN DIAGNÓSTICA DE NECESIDADES EN SERVICIOS BÁSICOS E INFRAESTRUCTURA	7
2.1 Descripción de necesidades	7
2.1.1 Estación de Bomberos Voluntarios	7
2.1.2 Construcción de Unida Médica	7
2.2 Factibilidad técnica	7
2.3 Justificación social y económica	8
2.4 Orden de prioridad de las necesidades	8
3. FASE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	9
3.1 Descripción de proyecto	9
3.2 Localización	10
3.3 Levantamiento topográfico	10
3.3.1 Planimetría	10
3.3.2 Altimetría	11
3.3.3 Ploteo de topografía en plano	11
3.3.4 Crear curvas de nivel	12
3.4 Criterios generales	12
3.4.1 Diseño arquitectónico	12
3.4.2 Clasificación de la edificación	13
3.4.3 Teoría general	15
3.4.3.1 Mampostería	17
3.4.3.2 Estructura metálica	27

3.5 Estructura de edificación	34
3.5.1 Integración de cargas	34
3.5.2 Análisis de fuerzas en elementos de mampostería	35
3.5.3 Diseño de losas	35
3.5.4 Diseño de elementos de mampostería	36
3.5.5 Diseño de cimentación	36
3.6 Estructura en área de parqueo	36
3.6.1 Selección de tipo de estructura	36
3.6.2 Integración de Cargas	36
3.6.2.1 Cargas verticales	38
3.6.2.2 Cargas horizontales	38
3.6.3 Análisis Estructural	38
3.6.3.1 Diagrama de momentos	39
3.6.3.2 Diagrama de corte	42
3.6.4 Diseño Estructural	44
3.6.4.1 Diseño de columnas	45
3.6.4.2 Diseño de vigas	46
3.6.4.3 Diseño de cimentación	48
3.7 Cuantificación de materiales	49
3.8 Presupuesto	58
3.9 Cronograma de ejecución	59
3.10 Planos y especificaciones	59

CONCLUSIONES	61
RECOMENDACIONES	62
BIBLIOGRAFÍA	63
APÉNDICE	64
CÁLCULO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA ESTACIÓN DE BOMBEROS MUNICIPALES DEL MUNICIPIO DE SAN MIGUEL PETAPA	65
PLANOS DE TOPOGRAFIA Y ESPECIFICACIONES	141

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

PRIMERA PARTE	Pág.
Figura 1. Diagrama de momento, losa	39
Figura 2. Diagrama de momento, vigas (No 1 y No 2)	40
Figura 3. Diagrama de momento, cimientos	41
Figura 4. Diagrama de corte, viga No 1	42
Figura 5. Diagrama de corte, viga No 2	43
Figura 6. Diagrama de corte, cimientos	44
Figura 7. Diseño de columna	45
Figura 8. Diseño de viga No. 1	46
Figura 9. Diseño de viga No. 2	47
Figura 10. Diseño de cimentación	48

GLOSARIO

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials.</i>
ALTIMETRÍA	Es la parte de la topografía, que con la medida de la distancia de cada punto del terreno, a su proyección de un plano vertical y nivelación el cual se logra mediante el uso de miras, niveles de agua, de anteojo, eclímetro, etc.
ANSI	<i>American Nacional Standard Building Code.</i>
ÁREA DE ACERO	ASD siglas en ingles de la <i>Specification for steel Building Allowable Stress Design and Plastic Design.</i>
BANQUETA	Faja de calle destinada a la circulación de peatones, ubicada generalmente a un nivel superior al de la calzada.
CONSTRUCCIÓN	Acción de construir.
CONSTRUIR	Fabricar, erigir, edificar.
DCC	Diseño por resistencia o coeficiente de carga.
DCCR	Diseño por coeficiente de carga y resistencia.

DEA	Diseño por esfuerzos admisibles.
DIN	Norma alemana que rige criterios de arquitectura.
FFCC	Vía del ferrocarril.
LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	Consiste en trabajo de campo, a partir del cual se obtienen los datos necesarios y el trabajo de gabinete, que los dibuja y rectifica, para determinar la representación sobre el papel de los datos obtenidos.
MEDIR	Estimar o evaluar una cantidad según su relación a otra cantidad de la misma especie, tomada como unidad y como término de comparación, hallar la relación entre una magnitud y otra de su misma especie tomada como unidad.
NTCC	Norma Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de concreto.
OBRA	Cosa producida por un agente, edificio en construcción, compostura o reparo en un edificio.
ORIENTACIÓN	Dirección hacia la cual apunta la fachada principal de la edificación.
PENDIENTE	Relación entre el desnivel y la distancia horizontal que hay entre dos puntos.

PLANIMETRÍA	Es la proyección de los distintos puntos del terreno sobre un mismo plano horizontal, y la determinación de las posiciones relativas de las proyecciones obtenidas, se emplea jalones, cinta métrica, cadena de medir o de agrimensor, reglones, escuadras, brújulas de anteojos, alidadas de pinulas, pantómetras, etc.
PROYECTO	Conjunto de escritos, cálculos y dibujos que se hacen para dar idea de cómo ha de ser y cuánto ha de costar una obra.
RCDF	Reglamento de Construcción para El Distrito Federal.
REMOCIÓN	Reemplazar material existente de calle o materia vegetal
SEAOC	Asociación sísmica de California.
TERRENO	Espacio de tierra, conjunto de sustancias minerales de origen común, cuya formación corresponde a una misma época.
TIERRA	Planeta que habitamos, parte de la superficie de este mismo planeta no ocupado por el mar, materia inorgánica desmenuzable, principal componente del suelo natural, cualquier mineral amorfo pulverizable fácilmente.
TOPOGRAFÍA	Es una parte de la Geodesia que tiene por objeto representar el terreno sobre el papel de la manera más exacta posible.

RESUMEN

Debido a la necesidad de un cuerpo de socorro dentro del municipio de San Miguel Petapa, departamento de Guatemala, el presente trabajo de graduación está dirigido a seleccionar la mejor opción para solucionar el problema: de la falta de un edificio que reúna todas las condiciones para una estación de bomberos, en la cual pueda albergar al cuerpo de bomberos municipales de la localidad y así dar una inmediata atención de primeros auxilios a las diversas situaciones de riesgo.

La fase de investigación, trata sobre la monografía del municipio, donde se enfocan aspectos de tipo histórico, social, económico, cultural, ubicación y una investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura.

Para poder dar una solución técnica y desarrollar un adecuado proyecto, se realizaron las siguientes actividades: visitas preliminares, entrevistas a personas que pertenecen a la institución, levantamiento topográfico, cálculo topográfico, diseño de ambientes, diseño estructural, cálculo de movimientos de tierra, diseño de drenajes, agua potable, pavimento, presupuesto y dibujos de planos.

El resultado de las investigaciones condujo al diseño de la estación de Bomberos Municipales, el cual proveerá a dicho cuerpo bomberil sus servicios básicos: cabina de control, oficina administrativa, clínica de enfermería para primeros auxilios, bodega, hidrante para abastecimiento de agua a las unidades denominadas motobombas, área de conferencias y parqueo de las unidades vehiculares que se encuentran en el primer nivel.

En el segundo nivel se diseñaron los ambientes de dormitorios para tropas de mujeres, hombres y oficiales, con sus respectivos servicios (duchas, sanitarios y lavamanos); cocina, comedor, sala de estar y un área de usos múltiples, contando con sus respectivas escaleras, donde están incorporados los secamientos de manguera.

Los tubos de deslizamiento ya no son funcionales por provocar accidentes como doblones de tobillos, zafaduras de muñecas, dislocaciones de hombros, etc., por lo cual, no se diseñaron.

El costo estimado de la edificación es de Q 901,545.18. en una área de 220.2969 metros cuadrados = 315.2779 varas cuadradas, contando con una construcción de dos niveles de 175.00 metros cuadrados cada una; teniendo un costo por metro cuadrado de Q 2,575.84.

OBJETIVOS

GENERAL

Realizar la planificación y diseño de la estación de Bomberos Municipales en el municipio de San Miguel Petapa, departamento de Guatemala

ESPECÍFICOS

1. Realizar una investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura, del municipio de San Miguel Petapa, departamento de Guatemala.
2. Brindar al cuerpo de bomberos municipales del municipio de San Miguel Petapa, la información necesaria para la futura construcción del proyecto.
3. Elaborar y hacer entrega a las autoridades respectivas, de un juego de planos de la edificación, topografía, cálculo estructural, especificaciones técnicas, cuantificación de materiales a utilizar, cronograma de ejecución y presupuesto del costo total de la obra, así como planos de registro.

INTRODUCCIÓN

El Ejercicio Profesional Supervisado de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala, busca brindar el apoyo necesario a las municipalidades del país.

La Municipalidad de San Miguel Petapa, departamento de Guatemala, se encuentra actualmente en busca de financiamiento para la construcción del edificio de la Estación del Cuerpo de Bomberos Municipales, el cual estará ubicado en la 1era. Avenida, Zona 1, Colonia Centenario, del mismo municipio.

Actualmente, la estación de Bomberos Municipales no cuenta con la distribución adecuada para albergar al personal que labora en esta institución, ni con un área de parqueo adecuada en la que se puedan organizar correctamente las unidades vehiculares disponibles, como servicios básicos de abastecimiento de motobombas, clínicas de primeros auxilios, área para adiestramiento de personal, para actos protocolarios, y los ambientes adecuados y seguros para el personal, con los que dará mejor servicio al municipio, debido al incremento de población.

En el presente proyecto de construcción se muestran las actividades que se efectuaron para elaborar la investigación y el diseño.

1. ASPECTOS DE SAN MIGUEL PETAPA GUATEMALA

1.1 Origen del nombre

Según Tomás Gage, el nombre se deriva de Pet-estera, y thap-agua; porque siendo una estera la que forma principalmente la cama de los indios, el nombre de Petapa, propiamente dicho, quiere decir cama de agua, en razón de que el agua del lago está llana, mansa, quieta.

Por decreto del 8 de noviembre de 1839 de la Asamblea Constituyente del Estado de Guatemala, se formó el distrito de Amatitlán:

1º. La ciudad de Amatitlán, San Cristóbal Palín, Villa Nueva, San Miguel y Santa Inés Petapa y todos los lugares anexos a estas poblaciones, formarán un distrito independiente para el gobierno político, y estará a cargo de un teniente corregidor, que ejercerá sus funciones con arreglo a la ley del 2 de octubre del mismo año, y gozará la dotación de mil pesos anuales.

2º. En el mismo distrito se establecerá un juez de la instancia para la administración de Justicia.

El distrito cambió de nombre y categoría a departamento, conforme el Acuerdo del Ejecutivo de fecha 9 de mayo de 1866. El acuerdo gubernativo del 3 de junio de 1912 demarcó la jurisdicción del Pueblo Viejo (hoy Villa Canales); con el objeto de demarcar la jurisdicción del nuevo municipio de Pueblo Viejo, y de que el de San Miguel Petapa tome más incremento. El Presidente Constitucional de la República, Acordó:

1º. Que en lo sucesivo pertenezcan al municipio de Pueblo Viejo, las siguientes aldeas y los caseríos: Pueblo Viejo, Canchón, La Concha, Fraijanes, Durazno, Los Verdes, Colmenas, El Tablón, Rabanales, Planes de la Laguna, Cerritos.

El acuerdo del 3 de mayo de 1927 dispuso, a solicitud de la municipalidad de Villa Canales, anexar a dicha circunscripción el terreno en que se encontraba la Comandancia de la División Canales, la estación ferroviaria de Morán y casas circunvecinas. Fue modificado por el acuerdo del 10 de septiembre de 1927: Con vista de lo informado por la comisión nombrada al efecto. El Presidente de la República, Acuerda: Que la línea divisoria entre los municipios de Villa Canales y San Miguel Petapa, departamento de Guatemala sea la siguiente: El camino nuevo desde su bifurcación con el antiguo, hasta el pie de la cuesta del primero, que queda atrás de la estación del ferrocarril; de allí por la calle, hasta el antiguo cauce del río Tulujá; luego, éste que hoy está señalado con calle, en línea recta hasta el río que forman el Villalobos y el Morán.

1.2 Fiesta titular

La fiesta titular se celebra los días 29 y 30 de septiembre, en honor al patrono San Miguel Arcángel.

1.3 Extensión territorial y ubicación geográfica

El municipio de San Miguel Petapa, tiene una extensión de 23 kilómetros cuadrados y se encuentra a una altura de 1,285 metros sobre el nivel del mar; con

una distancia de la ciudad capital de 15 kilómetros y una ubicación en la latitud Norte de 14° 30' 06" y una longitud Oeste de 90° 33' 37".

1.4 Climatología

Su clima es templado, con una máxima promedio de THORWAITE de 20° centígrados.

1.5 Colindancias

Limita al norte con Villa Nueva y Guatemala, al este con Villa Canales, al sur con Amatitlán; y al oeste con Villa Nueva (todos del departamento de Guatemala)

1.6 Vías de comunicación

De la capital por la carretera interoceánica CA-9 al sur son 16 kilómetros a Villa Nueva y 10 kilómetros a San Miguel Petapa, por la carretera departamental. Por la Avenida Petapa hay una distancia de la ciudad capital de 15 kilómetros.

1.7 Actividad productiva

Producción agropecuaria: maíz, frijol, frutas, caña de azúcar, tabaco, repollo, tomate, cebolla, pepino, berro, patatas, melón, güisquil y sandía.

Producción artesanal: tejidos de algodón y cestería

1.8 Vivienda

Según datos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadística a partir del censo realizado en el año 2002, el número total de habitantes es de 101,240 y el total de viviendas: 26,721; que, de acuerdo con el material que están fabricadas, se clasifican así:

Ladrillo	1,206
Block	18,686
Concreto	3,853
Adobe	476
Madera	504
Lámina metálica	1,655
Bajareque	53
Lepa, palo o caña	89
Otro material	199

1.9 Zonas de riesgo

En esta región se han dado inundaciones, causadas por los ríos que atraviesan el municipio y temblores ocasionados por el volcán de Pacaya.

1.10 Salubridad

Según datos proporcionados por el INE, del censo del 2002, el promedio de personas por hogar es de 4.45. Entre estos grupos se han detectado las siguientes deficiencias sanitarias:

Discapacidad	857
Ceguera	225
Sordera	226
Pérdida o discapacidad en extremidades	244
Deficiencia mental	136
Otras	189

Manejo de basura: las formas de eliminación de basura que utilizan las diferentes viviendas son:

Servicio municipal	2,840
Privado	17,794
Quema	1,525
Tiran cualquier lugar	395
En tierra	115
Otra (s)	91

1.11 Aspectos socioeconómicos

Servicios públicos: agua potable, energía eléctrica, escuelas, correo y telégrafos, un puesto de salud, edificio para mercado, servicio de buses extraurbanos, estación de bomberos, dos iglesias católicas. Dos estaciones de ferrocarril (Campo seco y el Ingenio).

Economía activa con un total de 38,930

Hombres	24,555
Mujeres	14,375

Economía inactiva con un total de 43,924

Hombres	15,230
Mujeres	28,694

2. INVESTIGACIÓN DIAGNÓSTICA DE NECESIDADES EN SERVICIOS BÁSICOS E INFRAESTRUCTURA

2.1 Descripción de necesidades

2.1.1 Estación de bomberos municipales

Actualmente, la estación de Bomberos Municipales está ubicada en la 0 Calle, frente a la municipalidad de San Miguel Petapa, por lo que es necesario trasladarla en la 1° avenida Zona 1 Colonia Centenario. La planificación de la estación debe contemplar los diferentes ambientes para albergar a miembros del cuerpo de bomberos, así como el equipo y vehículos; como también el aumento del personal que laborará en la edificación.

2.1.2 Construcción de unidad médica

La construcción de la unidad médica mínima dentro de la estación, servirá para prestar primeros auxilios y de consulta.

2.2 Factibilidad técnica

En el área existe diversidad de recursos naturales como bosques, ríos, tierra cultivable, recurso hídrico y proveedores de materiales; así también la asesoría técnica para supervisión, ejecución y administración.

Se cuenta con el apoyo de diferentes comités que están formados en las distintas colonias o sectores del municipio, apoyo logístico de diferentes industrias, y mano de obra calificada y no calificada.

2.3 Justificación social y económica

Ubicar la estación de bomberos municipales en el centro del municipio, agilizará la respuesta a diferentes emergencias, tales como incendios, accidentes, partos, entre otros. Brindará mayor comodidad al personal y a la vez contribuirá con un mejor servicio a la comunidad. El valor de la estación de bomberos asciende a la cantidad de Q 901,545.18 el financiamiento para llevar a cabo el proyecto, se obtendrá por medio de préstamos que tramitará la municipalidad.

2.4 Orden de prioridad de las necesidades

Toda necesidad es una prioridad, pero en la realidad en orden de relevancia, se puede determinar por la demanda, financiamiento y tiempo en el que se puede llevar a cabo.

En este caso, la estación de Bomberos Municipales tiene una gran relevancia, ya que el municipio de San Miguel Petapa ha crecido tanto en su población como en industrias, con lo cual necesita cubrir las necesidades de primeros auxilios.

3. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

3.1 Descripción del proyecto

La estación de bomberos municipales fue diseñada con los lineamientos de la municipalidad de San Miguel Petapa y de la estación existente, basándose en los requerimientos de la estación central. Actualmente está ubicada en la 0 Calle, frente a la municipalidad de dicho municipio, y no cuenta con los ambientes adecuados.

La estación bomberil está constituida por dos niveles, con los siguientes ambientes:

Primer nivel: cabina de llamadas y servicio sanitario, administración y servicio sanitario, clínica y servicio sanitario, bodega, gradas para subir el segundo nivel, cabezal de pozo para abastecimiento de agua, parqueo para unidad de rescate y un mezzanine para recibir adiestramiento.

Segundo nivel: gradas para bajar al primer nivel, cocina, comedor, sala de estar, dormitorio para tropa de hombres, con duchas, lavamanos y servicios sanitarios para hombres, dormitorio para tropas de mujeres con su respectiva ducha, servicio sanitario y lavamanos dormitorio para oficiales con su respectiva ducha y servicio sanitario, y una área para servicios múltiples y lavamanos.

3.2 Localización

La nueva instalación será ubicada en la 1ª. Avenida, Zona 1, Colonia Centenario, terreno otorgado por la Municipalidad de San Miguel Petapa, bajo la dirección del Dr. Rafael Eduardo González Rosales, con un área de 220.23 metros cuadrados = 315.28 varas cuadradas

3.3 Levantamiento topográfico

3.3.1 Planimetría

El levantamiento topográfico planimétrico, se realizó con una poligonal cerrada, utilizando el método de conservación de azimut, con orientación de estación a estación de 180 grados. Radiando los diferentes puntos de interés y el perímetro, que luego fueron utilizados para la realización de planos de registro y ubicación.

Las estaciones fueron marcadas con estacas debidamente identificadas y las radiaciones fueron identificadas con pintura.

Para la realización de los trabajos de planimetría y señalización en campo de la topografía se utilizó el equipo siguiente:

- Teodolito Sokia, modelo DT-6.
- Trípode.
- Brújula.
- Plomadas.
- Cinta métrica.
- Estacas y clavos.

Los datos tomados en campo pueden observarse en la libreta de topografía que se muestra en el apéndice.

3.3.2 Altimetría

El levantamiento topográfico de altimetría, se realiza de acuerdo a una nivelación de primer orden, con un banco de marca ubicada en lugares donde pudieran ser replanteados.

Para la realización de los trabajos de altimetría se utilizó el equipo siguiente:

- Nivel precisión marca Sokia.
- Trípode.
- Estadia.

La información recolectada en la nivelación del terreno, se puede apreciar en la libreta de nivelación que se muestra en el apéndice.

3.3.3 Ploteo de topografía en plano

Primero se debe tener la libreta de planimetría y nivelación calculada en una hoja electrónica, en la cual se muestra los dibujos topográficos en el apéndice.

3.3.4 Crear curvas de nivel

Se tomarán diferentes cotas como se muestra en el plano del apéndice para sacar los distintos niveles y así crear las curvas de nivel.

3.4 Criterios generales

3.4.1 Diseño arquitectónico

Confort Climático: cuando se planifica una edificación, se debe tomar en cuenta el tamaño y la posición del terreno respecto de los puntos cardinales; a este criterio se le puede llamar “orientación”. La orientación se entiende como la dirección hacia la cual apunta la fachada principal de la edificación.

Orientación Norte: es ideal para colocar grandes ventanas, esto debido al nivel de iluminación durante el día, ya que los rayos del sol no molestan en absoluto.

Orientación Este: en esta orientación también se pueden colocar ventanas, ya que los rayos del sol se inclinan rápidamente en forma vertical y además se pueden controlar con aleros o voladizos.

Orientación Sur: tiene el problema que en las últimas horas de la tarde los rayos del sol se proyectan en forma directa a esta orientación.

Orientación Oeste: es la orientación más crítica para la colocación de ventanas, ya que la luz solar incide directamente toda la tarde.

El reglamento municipal establece para el confort climático los siguientes porcentajes de iluminación y ventilación:

Espacios habitables

- Iluminación 15% del área del ambiente.
- Ventilación 33% del área de iluminación.

3.4.2 Clasificación de la edificación

Superficie de los espacios: para determinar la superficie de cada uno de los espacios, la norma DIN 14092, establece el programa necesario según el número de unidades (U); en las estaciones de bomberos con área de estacionamiento de diferente tamaño, la unidad (U), se ha de referir a la de mayor envergadura. A partir de las superficies calculadas con base en el número de unidades (U) se obtiene el tamaño mínimo de cada uno de los espacios:

Espacios auxiliares:

Bodega	1U
Servicio sanitario	6U
Sala de estar, cocina, comedor	3U
Administración	1U
Central de control	1U
Clínica	1U

Una estación de ámbito local puede estar conformado por: parqueos 4U, bodega 1U, aula 1U, sola para personal 1U, central de control 1U.

Estación de ámbito local y regional: para prevención de incendios y prestación de ayuda médica, con taller central, enfermería, instalaciones de formación y prácticas para ser formado; parqueos: 16U, y 4U adicionales para el transporte de enfermos; cuarto de herramientas y bodega para equipo especial 4U; sala de personal, cocina, comedor 3U; administración, despacho de dirección 1U; taller de vehículos, cuarto de instalaciones 2U; cuarto de guardia 4U; taller central (según necesidad).

La distribución de ámbitos en la edificación, se debe llevar a cabo definiendo áreas según su uso, tal como se describe a continuación:

- Administración: oficina de directivo, centro de llamadas y coordinación.
- Privada: dormitorios, comedor, cocina y sala.
- Servicios: sanitarios, duchas, consulta médica, bodega y parqueo.

La dimensión de cada uno de estos ambientes, obedece tanto a la cantidad de personas que utilizarán los mismos, la cantidad de iluminación, ventilación, normas y dimensiones mínimas, como del área destinada y costo.

3.4.3. Teoría general

Tipos de carga

- Cargas muertas.
- Cargas vivas.
- Cargas accidentales.

Carga Muerta: es aquella cuya magnitud y posición permanecen prácticamente constantes durante la vida útil de la estructura.

- Peso propio.
- Instalaciones.
- Empujes de relleno definitivo..
- Cargas debidas a deformaciones permanentes.

Carga Viva: es aquella carga en magnitud y posición debida al funcionamiento propio de la estructura.

- Personal.
- Mobiliario.
- Empujes de cargas de almacenes.

Estas cargas se especifican como uniformemente repartidas por unidad de área en el ANSI y otros códigos como el RCDF-87 titulo 6, Código de Diseño de Hormigón Armado ACI-318-R99, AGIES 2000.

Cargas vivas para estructuras especiales

- Para puentes de FFCC las normas de la American Railway Engineering Association (AREA).
- Para puentes carreteros las normas de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)
- Para edificios el Uniform Building Code (UBC):

Cargas accidentales:

Viento: esta carga depende de la ubicación de la estructura, de su altura, del área expuesta y de la posición. Las cargas de viento se manifiestan como presiones y succiones. En las NTCC-Viento del RCDF-87 se especifica el cálculo de estas presiones de acuerdo con las características de la estructura. En general no se especifican normas de diseño para el efecto de huracanes o tornados, debido a que se considera incosteable el diseño contra estos efectos; sin embargo, se sabe que el detallado cuidadoso del refuerzo, y la unión de refuerzos en los sistemas de piso con muros, mejora notablemente su comportamiento.

Sismo: esta carga inducida en la estructura esta en relación con su masa y elevación a partir del suelo, así como de las aceleraciones del terreno y de la capacidad de la estructura para disipar energía; estas cargas se pueden determinar como fuerzas estáticas horizontales aplicadas a las masas de la estructura, aunque en ocasiones, debido a la altura de los edificios o esbeltez, se hace necesario un análisis dinámico para determinar las fuerzas máximas a que estará sometida la estructura.

3.4.3.1. Mampostería

Distribución de fuerzas laterales

Las fuerza laterales debidas al viento o al sismo son resistidas en las construcciones por los momentos resistentes en los marcos estructurales y/o por los muros de corte. En ente caso interesan las últimas.

Las fuerzas de viento o sismo tienden a empujar las paredes que están en entre pisos produciéndose esfuerzos en las paredes.

Las fuerzas son transmitidas por las paredes transversales hacia las paredes sometidas a corte de los diafragmas horizontales, ya sea por el piso o techo de la estructura

El diafragma se considera como una viga horizontal con el piso y el techo, unidos en un solo sistema El piso conduce las fuerzas laterales y las transmite al final de las paredes. Los extremos del diafragma que actúa como una viga, resisten la tensión y compresión causada por las fueras laterales.

Deflexión del diafragma

Las fuerzas laterales en las paredes debidas al viento o sismo, causan deflexión en los diafragmas. Para determinar la deflexión permisible de los diafragmas horizontales se recomienda la fórmula:

$$\Delta = \frac{H^2 F_b}{0.01 E_m t}$$

Donde:

Δ = Deflexión permisible entre soportes adyacentes de muro en Pulgadas.

H^2 = Altura de las paredes entre soportes horizontales en pies.

F_b = Esfuerzo permisible de compresión por flexión $0.33 F_m$.

E_m = Módulo de elasticidad de la mampostería en lb. por pulgada cuadrada.

t = Espesor total de la pared en pulgadas.

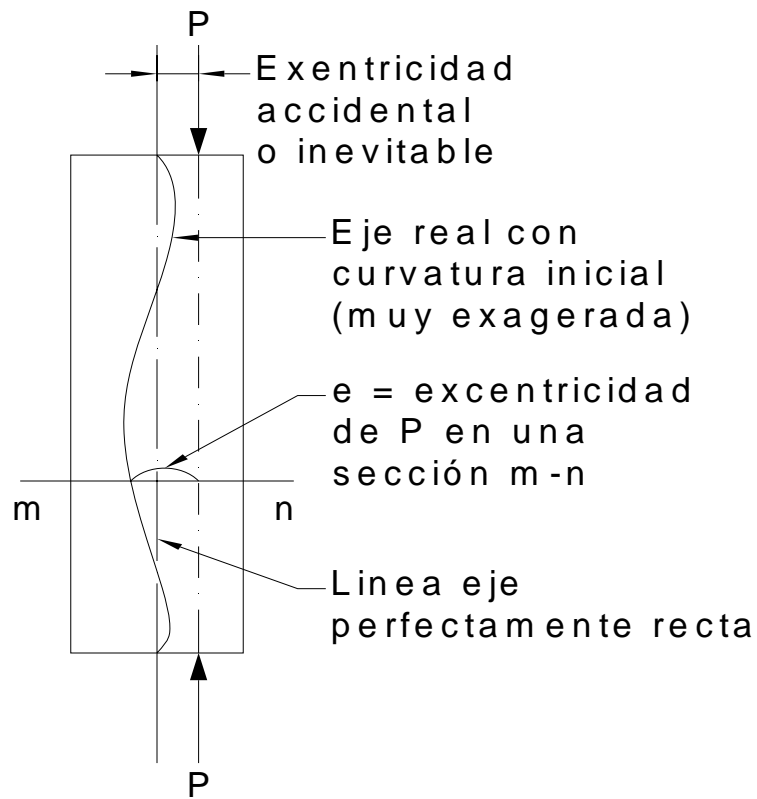
El diafragma es un miembro estructural que actúa como una viga de gran peralte. Se definen dos tipos de diafragma: rígidos y flexibles.

Los primeros están constituidos por losas de concreto reforzado de los entrepisos, en este caso; o bien estructuras de acero con losa de concreto reforzado, en otro. Transmiten las fuerzas horizontales de corte a los muros en proporción a sus rigideces relativas, así mismo estos diafragmas rígidos son capaces de transmitir las fuerzas rotacionales causadas por la de excentricidad de la masa respecto del centro de rigidez, cuando la estructura está sometida a fuerza horizontal.

Para calificar como un diafragma el techo o sistema de piso, éste deberá ser capaz de transmitir las fuerzas horizontales a los muros de corte, sin exceder una deflexión que cause daño a algún miembro vertical. La deflexión del diafragma deberá limitarse para prevenir esfuerzos excesivos en los muros perpendiculares a muros de corte.

Los diafragmas flexibles pueden ser cubiertos con núcleo de polietileno expandido y reforzado con mallas de alambre de acero en ambas caras,

recubiertas de mortero o concreto y forros de madera de cubierta de plywood; estos diafragmas transmiten las fuerzas a las paredes de corto en proporción al área tributaria de cada elemento. Los diafragmas flexibles no son considerados capaces de transmitir fuerzas rotacionales.



Rigidez: se define como el recíproco de la deflexión de un muro.

$$R = \frac{1}{\Delta}$$

Los muros de mampostería reforzada deberán resistir fuerzas horizontales de sismo; se diseñan para resistir dos veces la fuerza de corte que actúa en ellas.

$$2V = 2[ZIKCSW]$$

Esto está especificado por el U.B.C., la fuerza de corte se distribuye de acuerdo a las rigideces relativas de los muros:

$$F_v = \frac{R}{\sum R} * 2V$$

Distribución de fuerza lateral

De acuerdo con el código SEAOC, la fuerza de corte deberá ser distribuida en lo alto de la estructura por medio de la fórmula.

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n Fi$$

La fuerza concentrada en la parte superior del edificio, será determinada por:

$$F_b = 0.07T - V \text{ donde } F_t = 0, \text{ cuando } T < 0.70 \text{ seg.}$$

V = Corte en la base

T = Periodo fundamental de la estructura

F_t no excederá de $0.25V$ y puede ser considerada como cero, cuando T es igual a 0.70 segundos o menos. La porción restante de la fuerza total en la base V, debe ser distribuida en la altura de la estructura incluyendo el nivel N de acuerdo con la fórmula.

$$F_i = \frac{(V - F_t) * W_i * h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

Distribución de momentos

Las fuerzas laterales en la estructura tienden a girar ésta; por tanto se produce un incremento o disminución de las fuerzas verticales que actúan en los muros extremos de corte. En muchos casos se producen esfuerzos de compresión muy grandes en los muros, por lo que es necesario colocar mampostería con un fin mayor, colocar refuerzo a compresión o bien aumentar el grueso del muro.

El momento de volteo está basado en la fuerza actuante del viento o sismo.

$$M_B = F_t * h_n + \sum_{i=1}^n F_i * h_i$$

$$M_x = F_t(h_n - h_x) + \sum_{i=1}^n F_i(h_i - h_x)$$

Cuando:

$$F_t=0$$

$$M_x = \sum_{i=1}^n F_i(h_i - h_x)$$

$$M_B = \sum_{i=1}^n F_i * h_i$$

Diseño

El diseño de la mampostería se puede resumir en tres chequeos generales.

Compresión: la sección del muro y la resistencia a compresión del block debe ser adecuada para resistir la compresión de las cargas actuantes. De manera que se debe cumplir con:

$$F_a > f_a$$

Si lo anterior no se cumple, se tendrá que cambiar la sección del muro; la compresión actuante resulta de la fórmula:

$$F_a = \frac{P}{A} \text{ en } \frac{Kg}{cm^2} \quad \text{o} \quad f_a = \frac{W}{t * L} = \frac{W}{100t}$$

Donde

W = carga actuante por metro lineal $\frac{Kg}{ml}$

A = área del muro por metro lineal = 100t

t = espesor muro (cm.)

La compresión resistente se calcula con la siguiente fórmula:

$$F_a = 0.20 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right]$$

Corte: las cualidades del block deben ser tales, que absorban el esfuerzo al corte actuante; de manera que se debe cumplir con la condición:

$$F_v > f_v$$

Si lo anterior no se cumple, se tendrá que cambiar la calidad del block, en caso contrario se colocará refuerzo mínimo. El Corte actuante se calcula de la siguiente manera.

$$F_v = \frac{1.5V}{100tL}$$

V = corte actuante en cada muro (kg.).

Donde

t = espesor muro (cm.)

El corte resistente se obtiene al usar la siguiente fórmula.

$$F_v = 0.40 \sqrt{f'_m}$$

El refuerzo mínimo (soleras) se describe a continuación:

Para soleras $A_s = 0.0007Lt.$

Para estribos o eslabones $A_s = f_s * S * \frac{b}{F_s}$

Donde

S = espaciamiento (cm.)

b = Base = t = ancho de block (cm.)

F_s = esf. tensión acero $0.6 F_v$

Flexión: las cualidades del block deben ser tales, que absorban el esfuerzo a flexión actuante. De manera que la condición a cumplirse es:

$$F_b > f_b$$

Si lo anterior no se cumple, se debe cambiar la calidad del block; en caso contrario se debe colocar refuerzo mínimo, el cual se define de la siguiente manera:

Para columnas $A_s = 0.0007 Lt$

Para estribos $A_s = f_v \cdot S \cdot \frac{b}{F_s}$

Donde:

S = espaciamiento (cm)

B = base = t = ancho block (cm.)

F_s = esf. tensión acero $0.6F_y$

Cimiento Corrido: el cimiento corrido debe ser capaz de transmitir de manera íntegra las cargas de la estructura hacia el suelo, sin sufrir deformaciones.

Debe tener las dimensiones mínimas que requiere el código vigente. La sección de calidad del concreto debe resistir el corte actuante, de manera que se cumpla con:

$$V_r > V_a$$

De no cumplirse con esta condición, se debe cambiar la sección del concreto; en caso contrario se coloca el refuerzo mínimo.

El refuerzo necesario se obtiene de la siguiente manera:

Longitudinal

$$A_s = 0.002bt$$

$$S = \text{área varilla} / A_s$$

Transversal

$$M = \frac{WL^2}{8}$$

$$A_s = \frac{0.85F_c}{F_y} \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_v b}{0.003825 f'_c}} \right]$$

Donde

M = momento actuante (kg-m)

L = distancia donde actúa máximo momento (m)

b = base = 100 cm.

d = peralte efectivo de concreto (cm.)

Lo anterior, se refiere a la construcción tradicional del block.

3.4.3.2 Estructura metálica

Especificaciones DEA y DCCR

El American Institute of Steel Construction (AISC), ha desarrollado especificaciones de diseño para el acero estructural con los diferentes enfoques del diseño: "Specification for Structural Steel Buildings-Allowable Stress Design (ASD) and Plastic Design" y "Load and Resistance Factor Design (LRFD) Specification for Structural Steel Buildings". Los códigos de construcción adoptan por referencia o incorporan estos dos enfoques. Es prerrogativa del diseñador, seleccionar el enfoque que va a seguirse, estas decisiones generalmente se basan en consideraciones económicas. Los dos enfoques no deben mezclarse.

DEA, la especificación del AISC para el DEA (ASD en inglés) establece esfuerzos admisibles que, bajo las cargas de servicio en una estructura, no pueden sobrepasarse en los miembros estructurales o en conexiones. Los esfuerzos admisibles incorporan un factor de seguridad para compensar por las incertidumbres en el diseño y la construcción.

CCR, la especificación del AISC para el DCCR (LRFD en inglés) exige que se apliquen los coeficientes, tanto a las cargas de servicio como a la resistencia nominal de los miembros y conexiones. Para tener en cuenta las incertidumbres al estimar las cargas de servicio, se aplican a ellas coeficientes de carga generalmente mayores que la unidad. Para reflejar la variabilidad inherente en los pronósticos de la resistencia de un miembro o conexión, la resistencia nominal R_n se multiplica por un coeficiente de resistencia ϕ menor que la unidad. Para asegurar que un miembro o conexión

tenga suficiente resistencia para soportar las cargas de servicio, dichas cargas de servicio multiplicadas por los coeficientes de carga apropiados (cargas mayoradas), no deben sobrepasar la resistencia de ϕR_n .

Tensión axial:

La especificación DCCR del AISC da la resistencia de diseño P_n (en klb) de un miembro a tensión como.

$$\phi_t P_n = 0.9F_y A_g \leq 0.75F_u A_e$$

En donde

A_e = área neta efectiva, en pulg²

$A_g \phi_t P_n = 0.9F_y A_g \leq 0.75F_u A_e$ = área bruta del miembro, en pulg².

F_y = resistencia mínima especificada a cedencia en $\frac{Klb}{pulg^2}$

F_u = resistencia mínima especificada a tensión, en $\frac{Klb}{pulg^2}$

ϕ = coeficiente de resistencia a tensión.

Para el DEA, los esfuerzos admisibles en tensión son $0.60 F_y$ en el área bruta y $0.50F_u$ en el área neta efectiva. En el área neta efectiva A_e de un miembro a tensión tanto para el DCCR como para el DEA se define como se indica a continuación A_e área neta (en pulg²) del miembro.

Esfuerzo cortante en las almas

Según la norma DCCR, la resistencia de diseño a cortante ϕV_n (en klb) esta dada por las siguientes ecuaciones con:

$$\phi = 0.90. \text{ Para } \frac{h}{t} \leq 187 \sqrt{\frac{k}{f_y}}$$
$$\phi V_n = 0.54 F_y A_w$$

$$\text{Para } 187 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 234 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$$

$$\phi V_n = 0.54 F_y A_w \frac{187 \sqrt{\frac{k}{F_y}}}{\frac{h}{t}}$$

$$\text{Para } \frac{h}{t} > 234 \sqrt{\frac{k}{F_y}} \quad \phi V_n = A_w \frac{23,760}{\left(\frac{h}{t}\right)}$$

En donde:

h = distancia libre entre las aletas menos el radio de esquina o el filete en cada aleta para un perfil laminado y la distancia libre entre las aletas para una sección armada, en pulgadas.

t = Espesor del alma, en pulg.

k = Coeficiente de pandeo del alma

$$k = 5 + 5 \left(\frac{a}{h} \right)^2 \quad \text{si } \frac{a}{h} \leq 3.0$$

$$k = 5 \quad \text{si } \frac{a}{h} > 3.0 \quad \text{o} \quad \left(\frac{260}{\left(\frac{h}{t} \right)} \right)^2$$

a = distancia libre entre rigidizadores transversales, en pulg.

F_Y = esfuerzo mínimo de cadencia especificado del alma, en $\frac{Klb}{p\lg^2}$

Compresión:

Las fuerzas de compresión pueden fallar por pandeo local o general en un miembro del acero. El pandeo general, es la flexión hacia fuera del plano, mostrada por una columna o una viga cargada axialmente. El pandeo local puede manifestarse como una falla del alma bajo una carga concentrada o por encima de una reacción, o como pandeo de una aleta o alma a lo largo de una viga o columna.

Las características del pandeo local de la sección transversal de un miembro sometido a compresión pueden afectar su resistencia. Respecto del potencial para el pandeo local, las secciones pueden clasificarse como compactas, no compactas, o de elementos esbeltos.

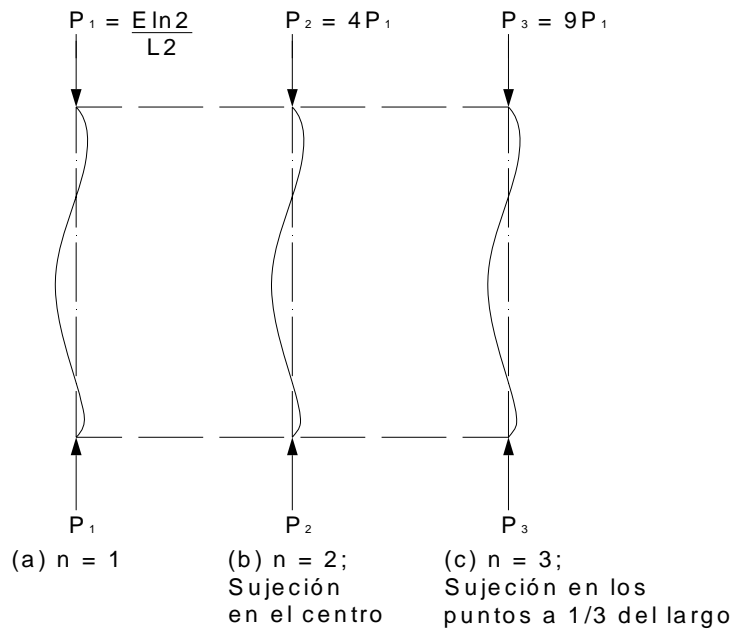
Compresión axial: el diseño de miembros que están sometidos a compresión aplicada a través del eje centroidal (compresión axial) se basa en el supuesto de esfuerzos uniformes sobre el área bruta. Este concepto es aplicable tanto al diseño con coeficientes de carga y de resistencia (DCCR) como al diseño por esfuerzos admisibles (DEA).

El diseño de un miembro a compresión o columna axialmente cargado tanto en el DCCR como en el DEA, utiliza el concepto de longitud efectiva de columna KL .

El coeficiente de pandeo K es la relación entre la longitud efectiva de columna y la longitud no arriostrada L . Los valores de K dependen de las condiciones de apoyo de la columna que va a diseñarse.

Las especificaciones del AISC para el DCCR y el DEA indican que K debe tomarse igual a la unidad para las columnas de pórticos arriostrados, a menos que el análisis justifique un valor menor. Se requiere un análisis para la determinación de K en los pórticos no arriostrados, pero K no debe ser menor que la unidad.

Los valores de diseño K recomendados por el Structural Stability Research Council para usarlos con seis condiciones ideales de rotación y traslación en los apoyos de la columna, se ilustran en la siguiente figura:



La resistencia a la compresión axial de una columna depende de su rigidez medida por la relación de esbeltez KL / r en donde r es el radio de giro respecto del plano de pandeo. Por consideraciones de capacidad de servicio, el AISC recomienda que KL/r no sea superior a 200.

La resistencia por la norma DCCR de un miembro a compresión ϕP_n (en klb), está dada por:

$$\phi P_n = 0.85 A_g F_{cy}$$

Con $\phi = 0.85$. Para $\lambda c \leq 1.5$

$$F_{c\lambda} = 0.658 \lambda^2 c F_y$$

Para $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cy} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y$$

En donde

$$\lambda_c = \left(\frac{KL}{r\pi} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

F_y = esfuerzo de cedencia mínimo especificado del acero, en

$$\frac{Klb}{pulg^2}$$

A_g = área bruta del miembro, en pulg²

E = módulo elástico del acero = 29,000 $\frac{Klb}{pulg^2}$

Según la DEA, el esfuerzo de compresión admisible depende de si el pandeo será elástico o inelástico, como se indica por la relación de esbeltez

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

Cuando $KL / r < C_c$, el esfuerzo de compresión admisible F_A (en klb) sobre la sección bruta, debe calcularse a partir de:

$$F_a = \frac{1 - \left(\frac{KL}{r}\right)^2}{2C_c^2} F_y$$

$$\frac{5}{3} + \frac{\left(\frac{KL}{8}\right)}{8C_c} - \frac{\left(\frac{KL}{8}\right)^3}{8C_c^3}$$

Cuando $\frac{KL}{r} > C_c$, el esfuerzo de compresión admisible es

$$F_a = \frac{12\Pi^2 E}{23\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

3.5 Estructura de edificación

3.5.1 Integración de cargas

La integración de cargas se lleva a cabo por medio de áreas tributarias; previo a esto se debe realizar un esquema donde se identifican los elementos de mampostería y se determinan las áreas que distribuyen a los diferentes muros, las cargas provenientes de la losa.

Se calcula la excentricidad de la edificación y las rigideces de los elementos, con esto se puede determinar la relación entre las rigideces en ambos sentidos y así determinar la estabilidad del mismo. Por último, de esta forma se puede llegar a cuantificar el peso total de la estructura, con la finalidad de calcular el corte en la base de la edificación.

En la figura 8 de la hoja de cálculo se muestran las áreas tributarias, al igual que todos los cálculos de la estructura.

3.5.2 Análisis de fuerza en elementos de mampostería

La mampostería que se propuso para este diseño es de prefabricado de poliestireno con maya de alambre; los datos de momentos y construcción se presentan en el apéndice; y se incluye otra alternativa: *el tradicional* que es de mampostería de block, con soleras y columnas.

3.5.3 Diseño de losas

Se puede realizar el análisis y diseño de las losas, por medio del método clásico. Pero en la actualidad por cuestiones económicas, prácticas y eficientes, se recomienda utilizar alguna de las opciones de prefabricado que existen en el mercado, (ver detalle de planos numero 7/10) .

3.5.4 Diseño de elementos de mampostería

Ver detalles en planos número 10/10 y en el apéndice

3.5.5 Diseño de cimentación

El diseño de la cimentación se realizó de acuerdo con los criterios presentados en la sección 3.4.3.1

3.6 Estructura en área de parqueo

La estructura utilizada como cubierta en el área de parqueo sirve de entrepiso y esta formada por simple “T” con Vigueta y Bovedilla.

3.6.1 Selección de tipo de estructura

La selección del tipo de estructura prefabricada se hizo con base en la economía, rapidez de colocación y áreas grandes de luz libre a cubrir.

3.6.2 Integración de cargas

La integración de cargas se basó en lo especificado por el código del AGIES, y el ACI.-318R- 1999.

La losa del segundo nivel se basó en la carga viva de $500 \frac{Kg}{m^2}$ teniendo así los siguientes resultados para el diseño:

Costanera de 2" X 4" x 1/16" perfil "C" de 6 mts de largo 98 lbs.

Lámina de 10' de largo calibre 26 21 lbs.

Losa bovedilla: Peso propio $325 \frac{Kg}{m^2}$

Carga muerta $100 \frac{Kg}{m^2}$

Carga viva $250 \frac{Kg}{m^2}$

Vigas T Acero de refuerzo grado 60, peso $500 \frac{Kg}{ml}$.

concreto 5,000 psi en vigas T

Acero de preesfuerzo Fpu. 270 Ksi

Peso del poliestireno con su mortero $148.20 \frac{Kg}{m^2}$

Peso de pared de block y columnas $227.44 \frac{Kg}{m^2}$ (con el que se diseñó el cálculo de la estructura)

3.6.2.1 Cargas verticales

Las cargas verticales se definen a continuación:

- Peso lámina.
- Peso de costanera.
- Peso acabados.
- Peso de pared.
- Peso de losa.

3.6.2.2 Cargas horizontales

Las cargas horizontales se definen a continuación:

- Viento.
- Sismo.
- Corte basal.

3.6.3. Análisis estructural

Teniendo ya configuradas las cargas en la estructura, se pasa a realizar el análisis. Los resultados se presentan en los siguientes incisos.

3.6.3.1 Diagrama de momentos

Figura 1.-

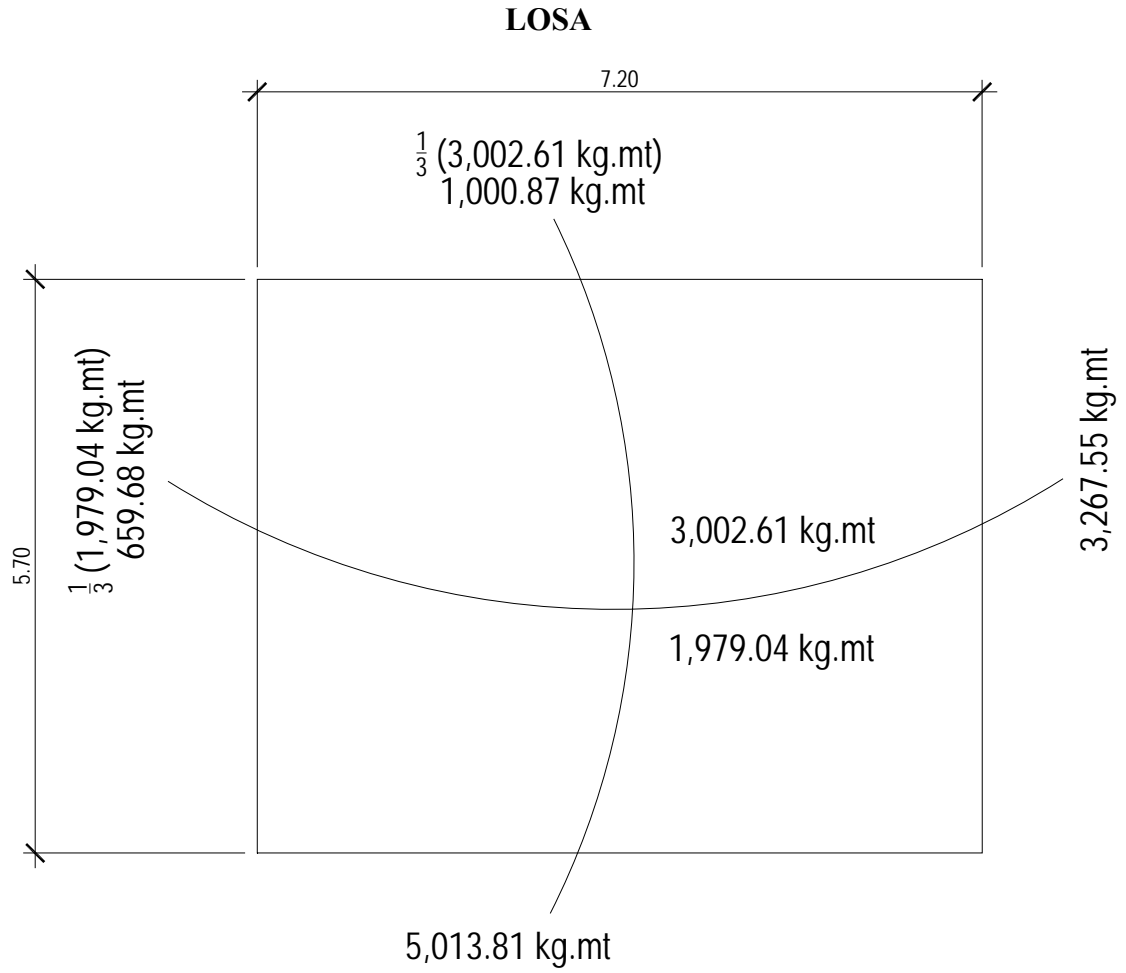


Figura 2.-

VIGAS

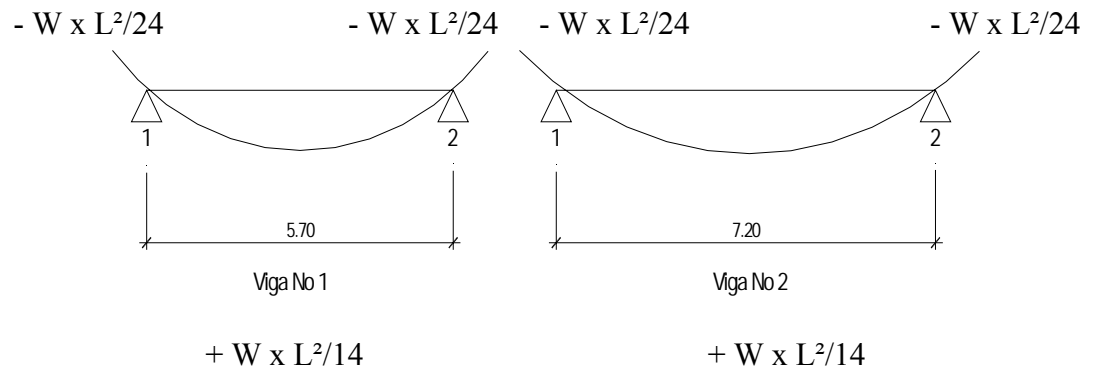
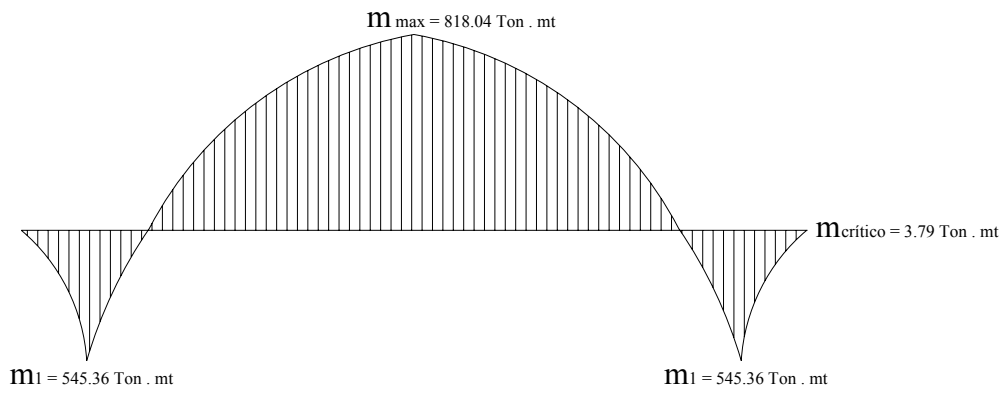


Figura 3.-

CIMIENTO



3.6.3.2 Diagrama de corte

Figura 4.

Viga No 1

$$W_u = 4,866.63 \text{ kg / mt}$$

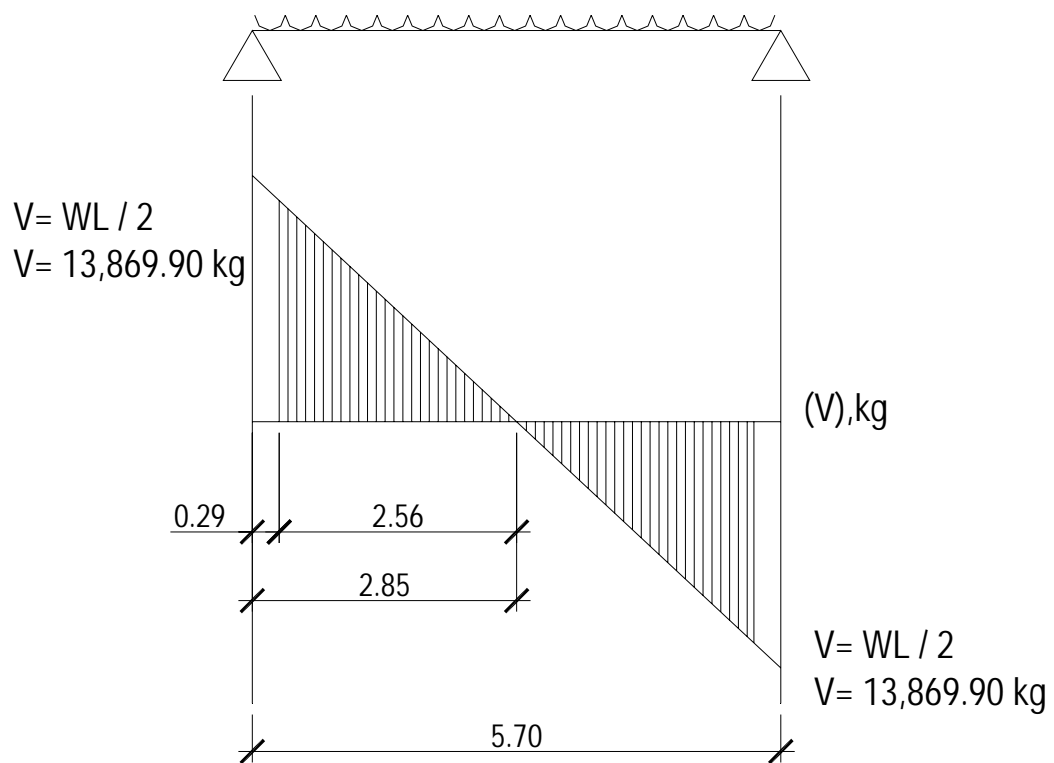


Figura 5.

Viga No 2

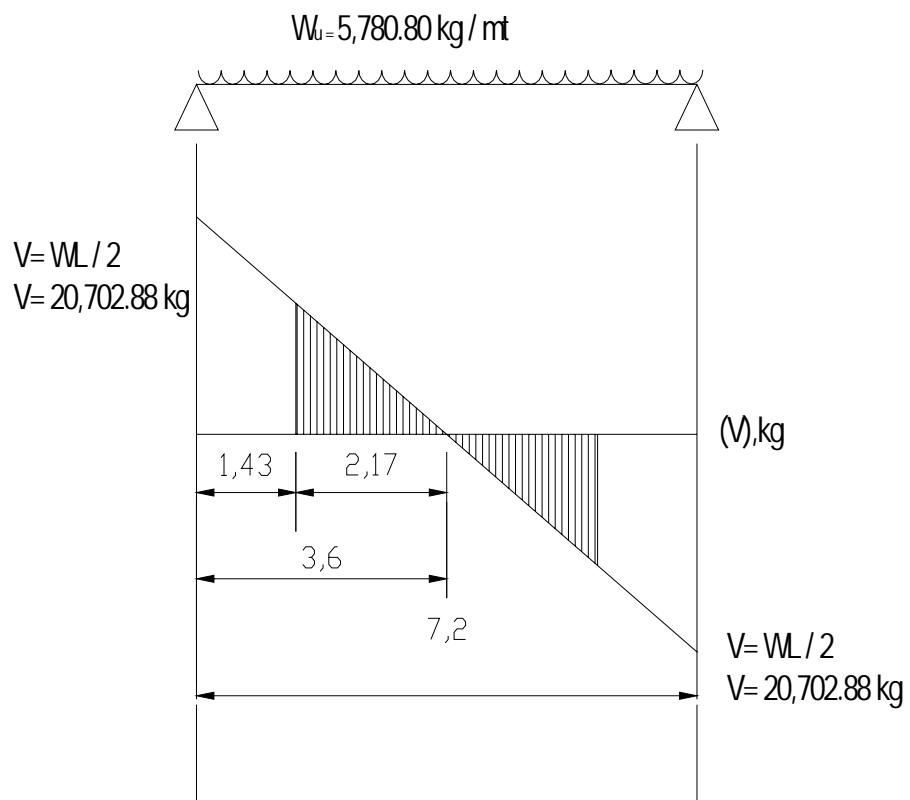
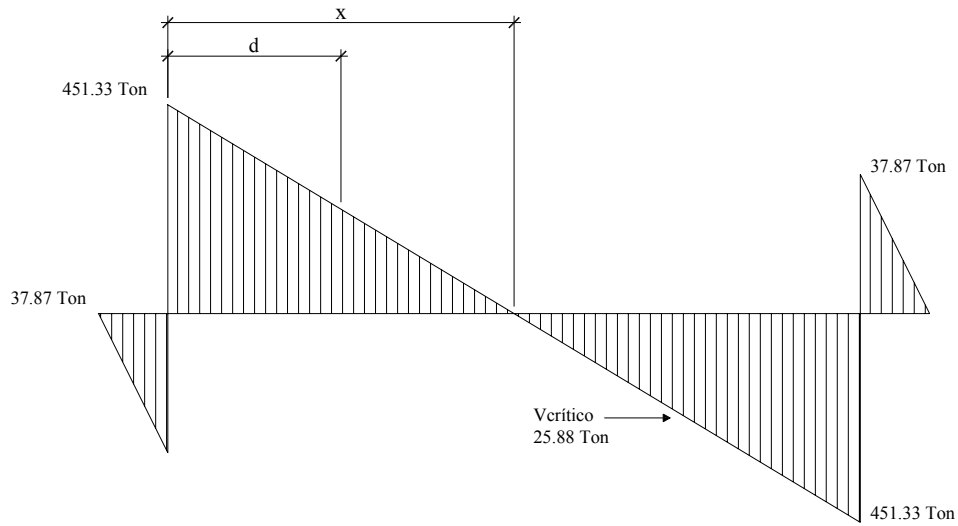


Figura 6.

CIMIENTO

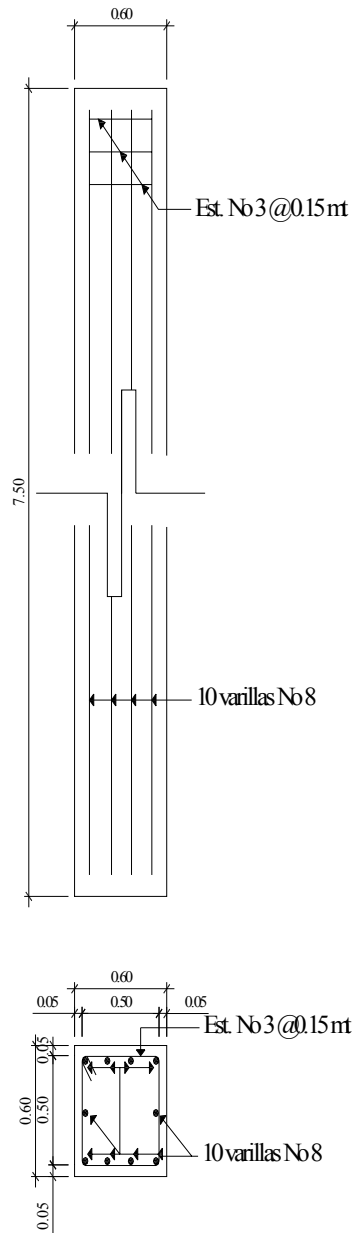


3.6.4. Diseño estructural

Teniendo el análisis de la estructura, se pasa al diseño estructural, realizado con base en los materiales a utilizar, como lo indican los planos 10/10.

3.6.4.1 Diseño de columna

Figura 7. Columna



3.6.4.2. Diseño de vigas

Figura 8. Viga No. 1

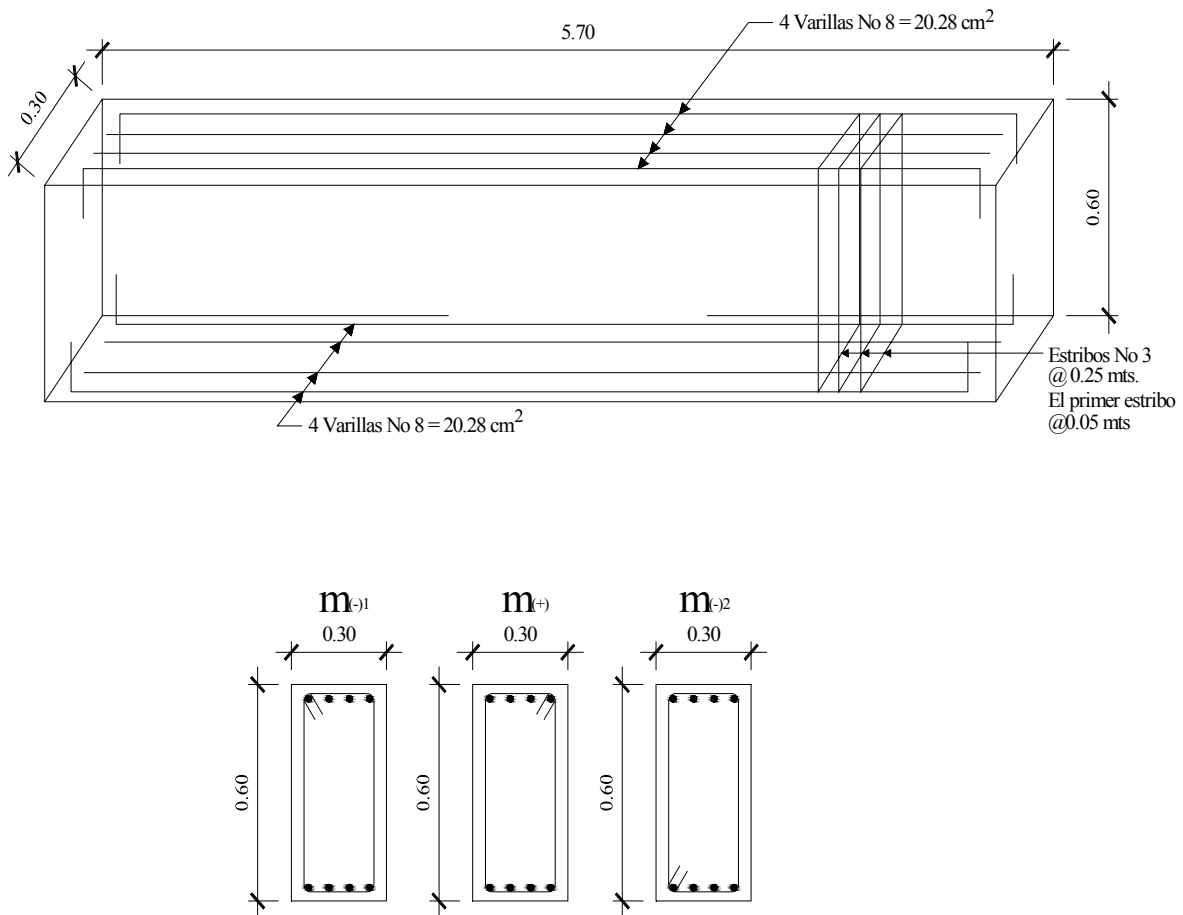
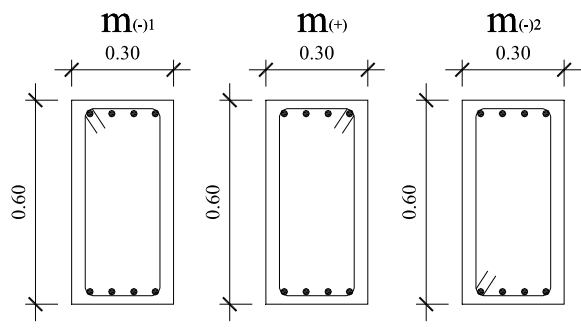
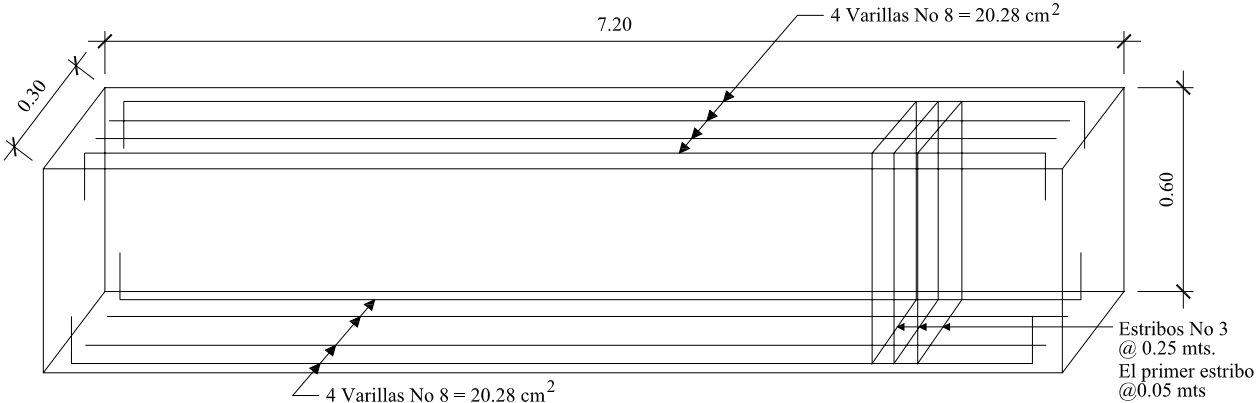
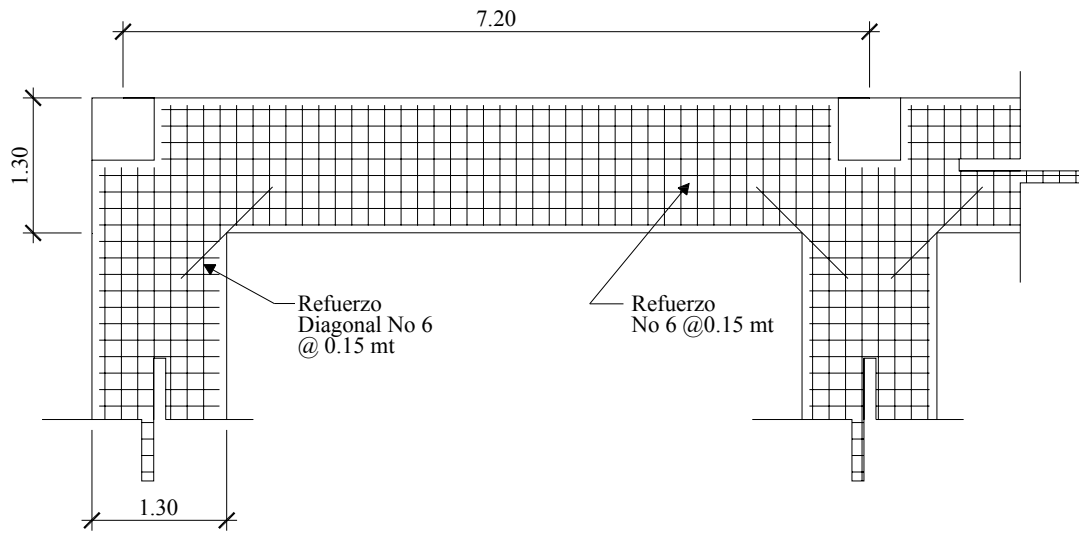


Figura 9. VIGA No. 2

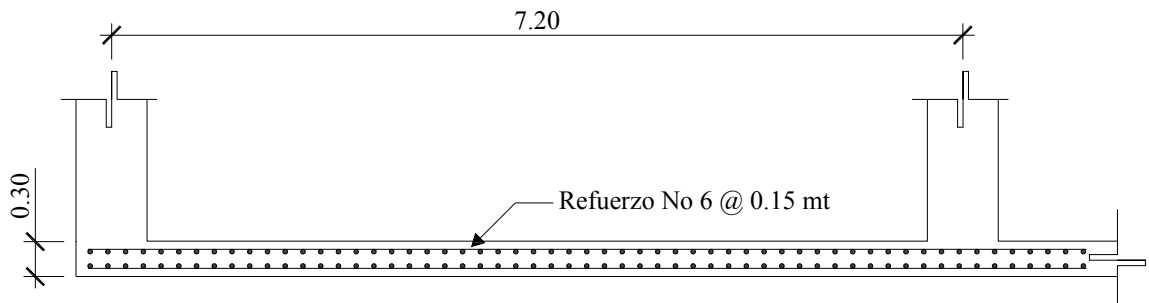


3.6.4.3 Diseño de cimentación

Figura 10. Planta



Sección



3.7 Cuantificación de materiales

Su cuantificación fue tomada con base en los planos de ejecución que se indican en el inciso 3.10, ya que en él se encuentran las referencias de medición; como criterios se pueden tener los siguientes:

Cimentación:	a ejes.
Zapatatas:	por unidad.
Columnas:	del rostro superior del cimiento, al rostro inferior de la losa.
Soleras y vigas	a ejes.
Muros:	vanos libres, descontando columnas y soleras.
Losas:	a rostros exteriores de voladizos.
Pisos:	a rostros exteriores de muros, descontando área de muros en planta, o en rostros interior de muros.
Sillares y dinteles	a rostros interiores.
Tuberías:	lineal, hasta centros de accesorios y/o cajas.
Ventanería	por metro cuadrado.
Instalaciones:	se cuantifican únicamente en planta, las trayectorias verticales debe incluirse en los costos unitarios.
Azulejos:	por metro cuadrado, tomando por separado los decorados y por metro lineal los listelos.
Personal:	por contrato o por mes según su actividad.
Permanente:	por mes.
Acabados:	por metro cuadrado incluyendo muros, columna

TRABAJOS PRELIMINARES

REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	UNITARIO	PARCIAL
TOPOGRAFÍA	180	ML	Q 4.50	Q 810.00
MOVIMIENTO DE TIERRA				
RETROESCAVADORA	22	HRS.	Q 125.00	Q 2,750.00
TRANSPORTE DE MATERIAL	276	MT3	Q 30.00	Q 8,280.00
MATERIAL, BODEGA Y GUARDIANIA				
PARAL DE 4"X4"X10'	30	U	Q 70.00	Q 2,100.00
LÁMINA DE ZINC CALIBRE 26 DE 10' DE LARGO	26	U	Q 95.00	Q 2,470.00
CLAVO DE 3'	2	Lbs	Q 4.00	Q 8.00
MANO DE OBRA				
DEMOLICIÓN CASETA ELÉCTRICA	35.5	MT2	Q 40.00	Q 1,420.00
LIMPIEZA Y CHAPEO	220.2969	MT2	Q 15.00	Q 3,304.45
TRAZO Y ESTAQUIADO	100.15	ML	Q 20.00	Q 2,003.00
ARMADO DE BODEGA Y GUARDIANÍA	18	MT2	Q 40.00	Q 720.00
			TOTAL	Q 23,865.45

CIMIENTO COMBINADO EXCÉNTRICO

REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	UNITARIO	PARCIAL
MOVIMIENTO DE TIERRA				
RETROESCAVADORA	23	HRS.	Q 125.00	Q 2,875.00
TRANSPORTE DE MATERIAL	186	MT3	Q 30.00	Q 5,580.00
MATERIALES				
CEMENTO	300	qq	Q 45.00	Q 13,500.00
ARENA DE RÍO	30	MT3	Q 140.00	Q 4,200.00
ARENA AMARRILLA	186	MT3	Q 80.00	Q 14,880.00
GRAVA DE 1/2"	30	MT3	Q 160.00	Q 4,800.00
HIERRO # 6	160	qq	Q 290.00	Q 46,400.00
ALAMBRE DE AMARRE	640	Lbs	Q 4.00	Q 2,560.00
MANO DE OBRA				
ZANJEADO	186	MT3	Q 65.00	Q 12,090.00
RELLENO	186	MT3	Q 30.00	Q 5,580.00
FUNDICIÓN	30	MT3	Q 400.00	Q 12,000.00
ARMADURA # 6	2,880	ML	Q 10.00	Q 28,800.00
			TOTAL	Q 153,265.00

COLUMNAS

REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	UNITARIO	PARCIAL
MATERIALES				
CEMENTO	180	qq	Q 45.00	Q 8,100.00
ARENA DE RÍO	18	MT3	Q 140.00	Q 2,520.00
GRAVA DE 1/2"	18	MT3	Q 160.00	Q 2,880.00
HIERRO # 8	60	qq	Q 290.00	Q 17,400.00
HIERRO # 3	12	qq	Q 290.00	Q 3,480.00
ALAMBRE DE AMARRE	288	Lbs.	Q 4.00	Q 1,152.00
TABLA DE 1"X12"X10'	115	U	Q 65.00	Q 7,475.00
CLAVO DE 3"	35	Lbs.	Q 4.00	Q 140.00
MANO DE OBRA				
FORMALEATEADO Y CENTRADO	350	ML	Q 40.00	Q 14,000.00
FUNDICIÓN	18	MT3	Q 400.00	Q 7,200.00
ARMADURA # 3	720	ML	Q 12.00	Q 8,640.00
ARMADURA # 3	936	ML	Q 7.00	Q 6,552.00

TOTAL	Q 79,539.00
--------------	--------------------

VIGAS

REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	UNITARIO	PARCIAL
MATERIALES				
CEMENTO	50	qq	Q 45.00	Q 2,250.00
ARENA DE RÍO	5	MT3	Q 140.00	Q 700.00
GRAVA DE 1/2"	5	MT3	Q 160.00	Q 800.00
HIERRO # 8	20	qq	Q 290.00	Q 5,800.00
HIERRO # 3	4	qq	Q 290.00	Q 1,160.00
ALAMBRE DE AMARRE	96	lbs.	Q 4.00	Q 384.00
CLAVO DE 3"	15	Lbs.	Q 4.00	Q 60.00
MANO DE OBRA				
FORMALETEADO Y NIVELADO	90	ML	Q 40.00	Q 3,600.00
FUNDICIÓN	5	MT3	Q 400.00	Q 2,000.00
ARMADURA # 3	240	ML	Q 12.00	Q 2,880.00
ARMADURA # 3	312	ML	Q 7.00	Q 2,184.00
TOTAL				Q 21,818.00

FUNDICIÓN LOSA PISO

REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	UNITARIO	PARCIAL
MATERIALES				
CEMENTO	350	qq	Q 45.00	Q 15,750.00
ARENA DE RÍO	35	MT3	Q 140.00	Q 4,900.00
GRAVA DE 1/2"	35	MT3	Q 160.00	Q 5,600.00
ELECTROMALLA	27	qq	Q 380.00	Q 10,260.00
MANO DE OBRA				
ZANJEJO DE CANAL	1.5	ML	Q 30.00	Q 45.00
FUNDICION	35	MT3	Q 200.00	Q 7,000.00
			TOTAL	Q 43,555.00

BODEGA

REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	UNITARIO	PARCIAL
--------	----------	--------	----------	---------

MATERIALES				
CEMENTO	57	qq	Q 45.00	Q 2,565.00
ARENA DE RÍO	7	MT3	Q 140.00	Q 980.00
GRAVA DE 1/2"	5	MT3	Q 160.00	Q 800.00
CAL	13	qq	Q 25.00	Q 325.00
ARENA BLANCA	2	MT3	Q 80.00	Q 160.00
HIERRO #4	9	qq	Q 290.00	Q 2,610.00
HIERRO #3	4	qq	Q 290.00	Q 1,160.00
HIERRO # 2	2	qq	Q 290.00	Q 580.00
ALAMBRE DE AMARRE	72	lbs.	Q 4.00	Q 288.00
BLOCK 0.14X0.19X0.39 25 Kg/cm ²	390	U	Q 3.20	Q 1,248.00
CLAVO DE 3"	15	Lbs.	Q 4.00	Q 60.00
VENTANAS DE ALUMINIO CON VIDRIOS PALETA	1	U	Q 800.00	Q 800.00
PUERTA DE METAL	1	U	Q 1,000.00	Q 1,000.00
MANO DE OBRA				
TRAZO Y ESTAQUEADO	13.3	ML	Q 20.00	Q 266.00
ZANJEADO	3.75	MT3	Q 30.00	Q 112.50
RELLENO	3.75	MT3	Q 30.00	Q 112.50
FUNDICIÓN	5	MT3	Q 200.00	Q 1,000.00
FORMALETA	125	ML	Q 15.00	Q 1,875.00
FORMALETA Y PARALEADO	11.25	MT2	Q 40.00	Q 450.00
HIERRO #4	378	ML	Q 8.00	Q 3,024.00
HIERRO #3	312	ML	Q 7.00	Q 2,184.00
HIERRO #2	360	ML	Q 6.00	Q 2,160.00
BLOCK 0.14X0.19X0.39 25 Kg/cm ²	390	U	Q 5.00	Q 1,950.00
BLANQUEADO	75	MT2	Q 40.00	Q 3,000.00
			TOTAL	Q 28,710.00

**CABINA, ADMINISTRACIÓN Y
CLÍNICA**

REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	UNITARIO	PARCIAL
--------	----------	--------	----------	---------

MATERIALES				
CEMENTO	203	qq	Q 45.00	Q 9,135.00
ARENA DE RÍO	21	MT3	Q 140.00	Q 2,940.00
GRAVA DE 1/2"	17	MT3	Q 160.00	Q 2,720.00
CAL	21	qq	Q 25.00	Q 525.00
ARENA BLANCA	3	MT3	Q 80.00	Q 240.00
HIERRO #4	26	qq	Q 290.00	Q 7,540.00
HIERRO #3	15	qq	Q 290.00	Q 4,350.00
HIERRO # 2	6	qq	Q 290.00	Q 1,740.00
ALAMBRE DE AMARRE	186	lbs.	Q 4.00	Q 744.00
BLOCK 0.14X0.19X0.39 25 Kg/cm ²	1300	U	Q 3.20	Q 4,160.00
SANITARIO	3	U	Q 600.00	Q 1,800.00
LAVAMANOS	3	U	Q 500.00	Q 1,500.00
DUCHAS	3	U	Q 70.00	Q 210.00
VENTANAS DE ALUNIO				
VIDRIO DE PALETA	4	U	Q 800.00	Q 3,200.00
PUERTA DE METAL	6	U	Q 1,000.00	Q 6,000.00
MANO DE OBRA				
TRAZO Y ESTAQUEADO	48.1	ML	Q 20.00	Q 962.00
ZANJEADO	13.53	MT3	Q 30.00	Q 405.90
RELLENO	13.53	MT3	Q 30.00	Q 405.90
FUNDICIÓN	17	MT3	Q 200.00	Q 3,400.00
FORMALETA	490	ML	Q 15.00	Q 7,350.00
FORMALETA Y PARALEADO	45	MT2	Q 40.00	Q 1,800.00
HIERRO #4	1092	ML	Q 8.00	Q 8,736.00
HIERRO #3	1170	ML	Q 7.00	Q 8,190.00
HIERRO #2	1080	ML	Q 6.00	Q 6,480.00
BLOCK 0.14X0.19X0.39 25 Kg/cm ²	1300	U	Q 5.00	Q 6,500.00
BLANQUEADO	1000	MT2	Q 40.00	Q 40,000.00
SANITARIO	3	U	Q 150.00	Q 450.00
LAVAMANOS	3	U	Q 150.00	Q 450.00
DUCHAS	3	U	Q 75.00	Q 225.00
			TOTAL	Q 132,158.80

LOSA PRIMER NIVEL

REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	UNITARIO	PARCIAL
MATERIALES				
VIGUETA T	3	U	Q39,738.33	Q 119,214.99
VIGUETA JJ-20-55	38	U	Q 263.16	Q 10,000.00
BOVEDILLA JJ-20	815	U	Q 15.54	Q 12,666.02
MALLA 6X6 7/7	211.5	M2	Q 16.67	Q 3,525.71
CEMENTO	180	qq	Q 45.00	Q 8,100.00
ARENA	18	M3	Q 140.00	Q 2,520.00
GRAVA 1/2"	18	M3	Q 160.00	Q 2,880.00
TRANSPORTE	1	U	Q 975.00	Q 975.00
MANO DE OBRA				
FUNDICIÓN	18	MT3	Q 400.00	Q 7,200.00
			TOTAL	Q 167,081.72

SEGUNDO NIVEL

REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	UNITARIO	PARCIAL
MATERIALES				
CEMENTO	125	qq	Q 45.00	Q 5,625.00
ARENA DE RÍO	17	MT3	Q 140.00	Q 2,380.00
GRAVA DE 3/8"	7	MT3	Q 160.00	Q 1,120.00
CAL	40	qq	Q 25.00	Q 1,000.00
ARENA BLANCA	5	MT3	Q 80.00	Q 400.00
HIERRO #3	32	qq	Q 290.00	Q 9,280.00
HIERRO # 2	12	qq	Q 290.00	Q 3,480.00
ALAMBRE DE AMARRE	176	lbs.	Q 4.00	Q 704.00
BLOCK 0.09X0.19X0.39 25 Kg/cm ²	2850	U	Q 3.20	Q 9,120.00
SANITARIO	6	U	Q 600.00	Q 3,600.00
LAVAMANOS	6	U	Q 500.00	Q 3,000.00
DUCHAS	6	U	Q 70.00	Q 420.00
VENTANAS DE ALUMINIO VIDRIO DE PALETA	26	U	Q 800.00	Q 20,800.00
PUERTA DE METAL	16	U	Q 1,000.00	Q 16,000.00
COSTANERAS PERFIL C 2"X4"X1/4" 6ml	60	U	Q 93.60	Q 5,616.00
LÁMINA CALIBRE 26 ALUZINC T100	180	ML	Q 55.00	Q 9,900.00
CABALLETE	15	ML	Q 98.48	Q 1,477.20
CANAL DE 6" X 8'	10	U	Q 70.00	Q 700.00
PERNOS DE 3/4" PARA LÁMINA ALUZINC T100	60	U	Q 0.20	Q 12.00
MANO DE OBRA				
FUNDICIÓN	7	MT3	Q 200.00	Q 1,400.00
FORMALETA	1110	ML	Q 15.00	Q 16,650.00
HIERRO #3	2496	ML	Q 7.00	Q 17,472.00
HIERRO #2	2160	ML	Q 6.00	Q 12,960.00
BLOCK 0.09X0.19X0.39 25 Kg/cm ²	2850	U	Q 5.00	Q 14,250.00
BLANQUEADO	285	MT2	Q 40.00	Q 11,400.00
SANITARIO	6	U	Q 150.00	Q 900.00
LAVAMANOS	6	U	Q 150.00	Q 900.00
DUCHAS	6	U	Q 75.00	Q 450.00
TECHO	175	MT2	Q 100.00	Q 17,500.00

TOTAL	Q 188,516.20
-------	---------------------

DRENAJES

REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	UNITARIO	PARCIAL
MATERIALES				
TUBERÍA AGUA PLUVIAL 80 PSI 4"	16	U	Q 240.92	Q 3,854.72
TUBERÍA DE AGUAS NEGRAS 80PSI 8"	12	U	Q 882.67	Q 10,592.04
Y PARA AGUAS NEGRAS 8"	7	U	Q 445.45	Q 3,118.15
CODO A 90° DE 4"	47	U	Q 108.23	Q 5,086.81
SIFÓN	9	U	Q 80.00	Q 720.00
REPOSADERA DE 4"	3	U	Q 82.25	Q 246.75
MANO DE OBRA				
INSTALACION DE TUBERÍA CAJAS Y ZANJEADO	1	GLOBAL	Q 6,232.00	Q 6,232.00
			TOTAL	Q 23,618.47

AGUA POTABLE

REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	UNITARIO	PARCIAL
MATERIALES				
TUBERÍA PVC 3/4" 250 PSI	17	U	Q 37.85	Q 643.45
T. HORIZONTAL 3/4"	18	U	Q 12.91	Q 232.38
T. VERTICAL 3/4"	6	U	Q 3.22	Q 19.32
LLAVE DE CHEQUE	1	U	Q 110.00	Q 110.00
LLAVE DE PASO	1	U	Q 94.17	Q 94.17
CONTADOR 3/4"	1	U	Q 500.00	Q 500.00
LLAVE DE COMPUERTA	1	U	Q 257.22	Q 257.22
CRUCES DE 3/4"	2	U	Q 30.00	Q 60.00
MANO DE OBRA				
INSTALACION DE TUBERIA Y ZANJEADO	1	GLOBAL	Q 4,002.00	Q 4,002.00
			TOTAL	Q 5,918.54

ELECTRICIDAD

REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	UNITARIO	PARCIAL

MANO DE OBRA Y MATERIALES	1	GLOBAL	Q12,500.00	Q 12,500.00
---------------------------	---	--------	------------	-------------

ESCALERAS

REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	UNITARIO	PARCIAL

MANO DE OBRA Y MATERIALES	1	GLOBAL	Q21,000.00	Q 21,000.00
---------------------------	---	--------	------------	-------------

3.8 Presupuesto

Cualquier presupuesto, está constituido por costos unitarios de cada uno de los renglones. Lo anterior se realizó con base en rendimientos, precios de materiales, mano de obra, equipo, herramienta, y maquinaria, aplicando también factores.

RESUMEN

No	RENGLÓN		COSTO TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES	Q	23,865.45
2	CIMIENTO COMBINADO EXCÉNTRICO	Q	153,265.00
3	COLUMNAS	Q	79,539.00
4	VIGAS	Q	21,818.00
5	FUNDICIÓN LOSA PISO	Q	43,555.00
6	BODEGA	Q	28,710.00
7	CABINA, ADMINISTRACIÓN Y CLÍNICA	Q	132,158.80
8	LOSA PRIMER NIVEL	Q	167,081.72
9	SEGUNDO NIVEL	Q	188,516.20
10	DRENAJES	Q	23,618.47
11	AGUA POTABLE	Q	5,918.54
12	ELECTRICIDAD	Q	12,500.00
13	ESCALERAS	Q	21,000.00
	COSTO TOTAL DIRECTO		<hr/> Q 901,545.18

3.9 Cronograma de ejecución

Con base en lo planificado y los rendimientos de cada renglón, se elaboró un cronograma de ejecución, quedando de la siguiente manera:

ESTACIÓN DE BOMBEROS	87d	mar 01/08/06	mié 29/11/06
TRABAJOS PELIMINARES	10d	mar 01/08/06	lun 14/08/06
CIMIENTO COMBINADO EXCÉNTRICO	12d	mar 15/08/06	mié 30/08/06
COLUMNAS	15d	jue 31/08/06	mié 20/09/06
VIGAS	21d	jue 21/09/06	jue 19/10/06
FUNDICIÓN DE LOSA PISO	1d	vie 20/10/06	vie 20/10/06
BODEGA	4d	lun 23/10/06	jue 26/10/06
"CABINA, ADMINITRACIÓN Y CLÍNICA"	9d	vie 27/10/06	mié 08/11/06
LOSA PRIMER NIVEL	1d	jue 09/11/06	jue 09/11/06
LOSA SEGUNDO NIVEL	1d	vie 10/11/06	vie 10/11/06
DRENAJES	7d	vie 20/10/06	lun 30/10/06
AGUA POTABLE	7d	vie 20/10/06	lun 30/10/06
ELECTRICIDAD	15d	jue 09/11/06	mié 29/11/06
ESCALERAS	8d	lun 13/11/06	mié 22/11/06

3.10 PLANOS Y ESPECIFICACIONES

Las especificaciones se refieren a la calidad y propiedades de los materiales a utilizar en la construcción del proyecto; están de acuerdo con los criterios utilizados para el diseño de cada una de las estructuras; dichas especificaciones están en los planos respectivos, dependiendo de lo que contenga cada uno.

A continuación se presenta la lista de planos elaborados para la estación de bomberos Municipales de San Miguel Petapa:

- Plano de ubicación
- Plano de localización
- Planta de conjunto
- Planta amueblada
- Planta acotada
- Planos de elevaciones
- Plano de secciones, transversal y longitudinal
- Planta de acabados
- Planta de cimentación y columnas
- Planta de armado de losa
- Plano detalles estructurales
- Plano detalles sistema pluvial
- Plano estructura
- Plano cimentación
- Planta instalación hidráulica
- Planta instalación eléctrica iluminación

CONCLUSIONES

- El costo estimado para la realización de la edificación es de Q 901,545.18 en una área de 220.2969 metros cuadrados, equivalentes a 315.2779 varas cuadradas; contando con una construcción de dos niveles de 175.00 metros cuadrados cada una y teniendo un costo por metro cuadrado, de Q 2,575.84.
- El suelo existente no presenta problemas de asentamientos ni de saturación; es un suelo arenoso, debe de controlarse en el momento de la construcción y sanear cada una de las zapatas existentes.
- Los ambientes diseñados del edificio, pueden destinarse para una cantidad de usuarios, correspondiente a cuatro mujeres y seis hombres; si el número de personal se incrementa, debe de ampliarse el espacio y realizar una nueva construcción aledaña a éste.
- El método constructivo de losa prefabricada, tiene ventaja sobre la losa tradicional, principalmente en relación con el tiempo de duración de la ejecución de la obra.
- Se utilizó concreto armado en el primer nivel y en el segundo, un techo metálico para restarle carga a la estructura de concreto.

RECOMENDACIONES

- Debe haber control constante y perenne sobre la cimentación, ya que se está trabajando sobre suelo franco arenoso.
- El levantamiento de las columnas debe de ser controlado por topografía, debido a que el anclaje de las vigas prefabricadas, depende de su verticalidad y distancia exacta.
- La estructura metálica debe de ser sometida a mantenimiento preventivo constante, y controlada cada año para evitar un mantenimiento correctivo.

BIBLIOGRAFÍA

Brockenbrough, Roger L. y Frederick s. Merrit. **Manual de diseño de estructuras de Acero. Colombia:** Editorial McGraw8 Hill, 2ª. Edición, 1997.

Código de diseño de hormigón armado ACI-318R-99. Tomos 1 y 2. Guatemala, 2000.

Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de suelos y cimentación.** México: Editorial Limusa, 4ª. Edición, 1995.

Neufert, Ernesto. **Arte de Proyectar en Arquitectura.** España: Editorial Gustavo Gili S.A., 1975.

Normas estructurales de diseño y construcción, recomendadas para la República de Guatemala, AGIES, Guatemala, 1999.

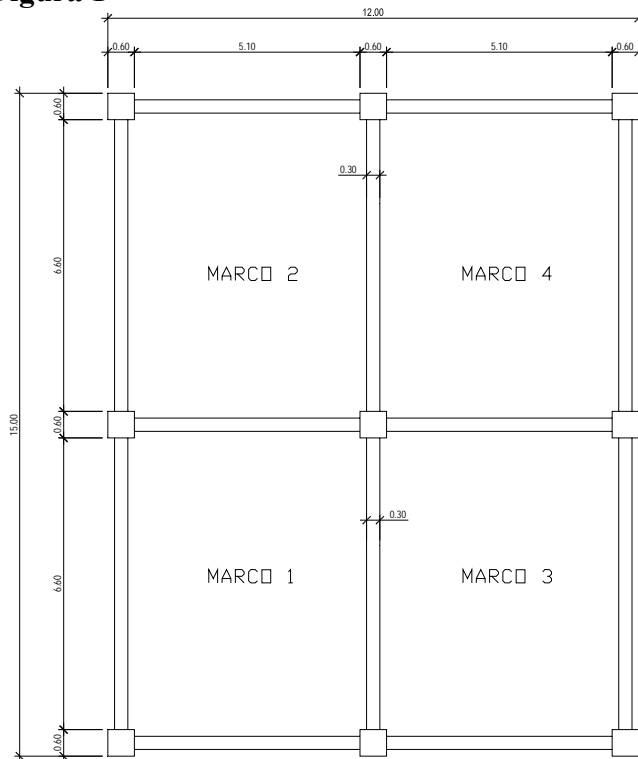
Vides Tobar, Amando. **Análisis y control de costos de ingeniería.** Guatemala: Editorial Piedra Santa, 2da. Edición 1996.

APÉNDICE

**CÁLCULO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA
ESTACIÓN DE BOMBEROS MUNICIPALES DEL
MUNICIPIO DE SAN MIGUEL PETAPA**

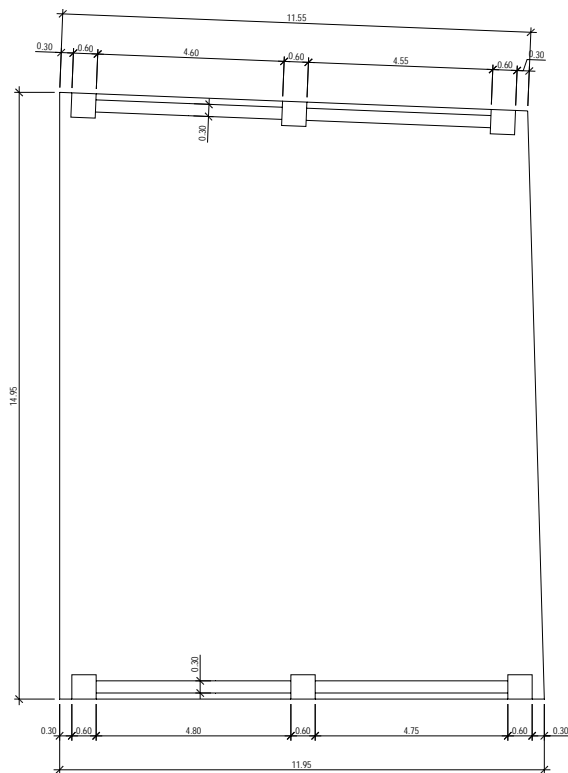
El cálculo estructural está basado en las medidas siguientes:

Figura 1



Se calculó la estructura con base en la figura 1; para obtener un cálculo más acertado y de mayor seguridad en el plano número 3 /10, contiene las medidas reales, con las cuales se diseñaron los ambientes correspondientes, ver figura 2.

Figura 2:



El cálculo estructural está basado en un sistema tradicional; los elementos estructurales son los siguientes: losa tradicional, vigas, columnas y cimiento combinado excéntrico, ver figura 1.

En la figura 2 se ilustra cómo se propuso en el diseño estructural correspondiente al plano número 7/10 con losa prefabricada en el primer nivel con los elementos estructurales de viga simple “T”, vigueta bovedilla y malla electro soldada, sistemas constructivos que son fabricados por la Empresa de Prefabricados PRECON. Las vigas, columnas y cimiento combinado excéntrico deben ser fundidos en la obra.

El techo de cubierta o final con estructura metálica, consta de costaneras perfil “C” de 2”x 4” x 1/16” y lámina Alucin T-100 calibre 26.

Se propuso la estructura prefabricada para obtener luces mas grandes y así tener mejor manipuleo de los vehículos que van a utilizarse en la estación bomberil.

Los cálculos estructurales que se definen más adelante, de los elementos que están sometidos a soportar las mayores cargas, como son las cargas muertas, cargas vivas, cargas de viento, cargas de cúspide, corte basal, etc.; se describen en el siguiente cálculo, basado en el código de diseño de hormigón Armado ACI-318R-99.

CÁLCULO ESTRUCTURAL

Se calculó la estructura tomando como referencia la figura 1, teniendo los marcos de referencia de un plano cartesiano “X” y “Y”. Los cuales se calcularán a partir de:

1. la estimación de secciones de vigas y columnas.
2. La determinación del espesor de losa.
3. la integración de las cargas gravitacionales a los marcos por medio de áreas tributarias.
4. la integración de cargas del sismo y torsión a los marcos.
5. el análisis del marco típico en el sentido “X” y “Y”.
6. el análisis envolvente de momentos.
7. el diseño de los elementos de vigas, columnas y cimientos combinados excéntricos y tensores.

Datos:

$$f_y = 2,812.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 281.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_c = 2,400.00 \text{ kg/mt}^3$$

$$CV = 500.00 \text{ kg/mt}^2$$

$$V_s = 21.00 \text{ Ton/mt}^2$$

Nota:

Se hará el análisis estructural para el marco número 1 de la figura 1, por utilizarse el mismo procedimiento del diseño para todos los marcos, debido a la simetría de la estructura.

1) Estimación de secciones de vigas y columnas.

1.1) Sección de vigas

$$H = L/12$$

L = Longitud Mayor

$$H = 7.20\text{mts}/12$$

$$H = 0.60\text{mts}$$

$$b = 0.60 \text{ mt}/2$$

$$b = 0.30 \text{ mt.}$$

1.2) Sección de columnas

La sección de columnas se tomará de 0.60 mts. x 0.60 mts. debido a la base de la viga.

2) Determinar espesor de losa

A = Lado Menor

B = Lado Mayor

$m = A/B > 0.5$ Trabaja en dos sentidos

$m = 5.70\text{mt} / 7.20\text{ mt}$

$m = 0.79 > 0.5 \uparrow \rightarrow$ Trabaja en dos sentidos

$t = \text{Perímetro de Losa} / 180$

$t = 25.80\text{ mts.} / 180$

$t = 0.15\text{ mt.}$

3) Integrar cargas gravitacionales a los marcos por medio de áreas tributarias

3.1) Carga muerta

En la carga muerta se calculan los siguientes elementos:

En la estructura de techo de cubierta o final, que cubre los ambientes del segundo nivel, se instalarán costaneras y láminas. El primer nivel de la estructura que es la base del segundo nivel, consta de losa, piso, paredes de block (0.09mt x 0.19mt x 0.39 mt), soleras, columnas, acabados (repello, ventanas, puertas), artefactos (sanitarios, lavamanos, tubería de drenaje, agua potable, agua pluvial, accesorios eléctricos, etc.).

Su integración de carga muerta es la siguiente:

Lámina	785.40	kg
Costaneras	860.70	kg
Pared de block, soleras,		
Columnas y acabados	77,776.27	kg
Artefactos 10%	7,942.24	kg
	<hr/> <hr/>	
	87,364.61	kg

$$87,364.61 \text{ Kg} / 180 \text{ m}^2 = 485.36 \text{ kg} / \text{m}^2 \quad \text{Elementos Estructurales, (E.E.).}$$

3.1.1) Losa (2,400.00kg/m ³) (0.15m)	= 360.00 kg/m ²
3.1.2) Piso	= 100.00 kg/m ²
3.1.3) Elementos estructurales	= 485.36 kg/m ²
	<hr/> <hr/>
	945.36 kg/m ²

3.2) Peso propio de la viga

$$(2,400.00 \text{ kg/m}^3) (0.60\text{m}) (0.30\text{m}) = 432.00 \text{ kg/m.}$$

3.3) Peso propio de la columna

$$(2,400.00 \text{ kg/ mt}^3) (0.60\text{mt}) (0.60\text{mt}) = 864.00 \text{ kg/mt.}$$

3.4) Carga viva

$$500.00 \text{ kg/mt}^2 \quad \text{para estación de Bomberos}$$

Primer Nivel

$$\text{Alosa} = 15.00\text{mt} \times 12.00\text{mt}$$

$$\text{Alosa} = 180.00\text{mt}^2$$

$$\text{Wlosa} = (180.00\text{mt}^2) (945.36\text{kg/ mt}^2)$$

$$\text{Wlosa} = 170,164.80 \text{ kg}$$

$$\text{Wvigas x} = (6\text{u}) (5.70\text{mt}) (432.00 \text{ kg/mt})$$

$$\text{Wvigas x} = 14,774.40 \text{ kg}$$

$$\text{Wvigas y} = (6\text{u}) (7.20\text{mt}) (432.00 \text{ kg/mt})$$

$$W_{\text{vigas y}} = 18,662.40 \text{ kg}$$

$$W_{\text{col}} = (9u) (7.50\text{mt}) (864.00 \text{ kg/mt})$$

$$W_{\text{col}} = 58,320.00 \text{ kg}$$

$$C_m = \Sigma W_{\text{losa}} + W_{\text{vigas x}} + W_{\text{vigas y}} + W_{\text{columnas}}$$

$$C_m = 261,921.60 \text{ kg}$$

$$C_v = (180.00 \text{ mt}^2) (500.00 \text{ kg/ mt}^2)$$

$$C_v = 90,000.00 \text{ kg}$$

$$W_T = C_m + 0.25C_v$$

$$W_T = 261,921.60 \text{ kg} + 0.25 (90,000.00 \text{ kg})$$

$$W_T = 284,421.60 \text{ kg.}$$

4) Integrar cargas de sismo y torsión a los marcos

4.1) Cálculo del corte basal (SEAOC)

Fórmula: $V = 2 \times i \times K \times S \times C \times W$

Literal	Significado
Z	Coefficiente de riesgo sísmico
i	Importancia de la estructura
K	Tipo de estructura
S	Coefficiente del suelo
C	Período de vibración de la estructura
W	Peso propio de la estructura

$$Z = 1.00 \text{ Capital}$$

$$i = 1.50 \text{ Bomberos}$$

$$K = 2.00 \text{ otras estructuras.}$$

$$t = 0.0906 \text{ H} / \sqrt{B}$$

$$t = 0.0906 \text{ (14.05 mts.)} / \sqrt{15}$$

$$t = 0.33 \text{ SEG}$$

$$C = \frac{1}{15 \sqrt{t}}$$

$$C = \frac{1}{15 \sqrt{0.33 \text{ seg}}}$$

$$C = 0.116 \approx 0.12$$

$$C = 0.12 \geq 0.12$$

$$C = 0.12$$

$$S = 1.50$$

Chequear $CS < 0.14$

$0.12 \times 1.50 < 0.14$

$0.18 > 0.14$

Tomar $CS = 0.14$

$$V = (1.00) (1.50) (2.00) (0.14) (284,421.60\text{kg})$$

$$V = 119,457.07 \text{ kg}$$

4.2) Fuerza en la cúspide

$$F_t = 0.07 \times t \times v$$

$$F_t = 0.07 (0.33\text{seg}) (119,457.07 \text{ kg})$$

$$F_t = 2,759.46 \text{ kg}$$

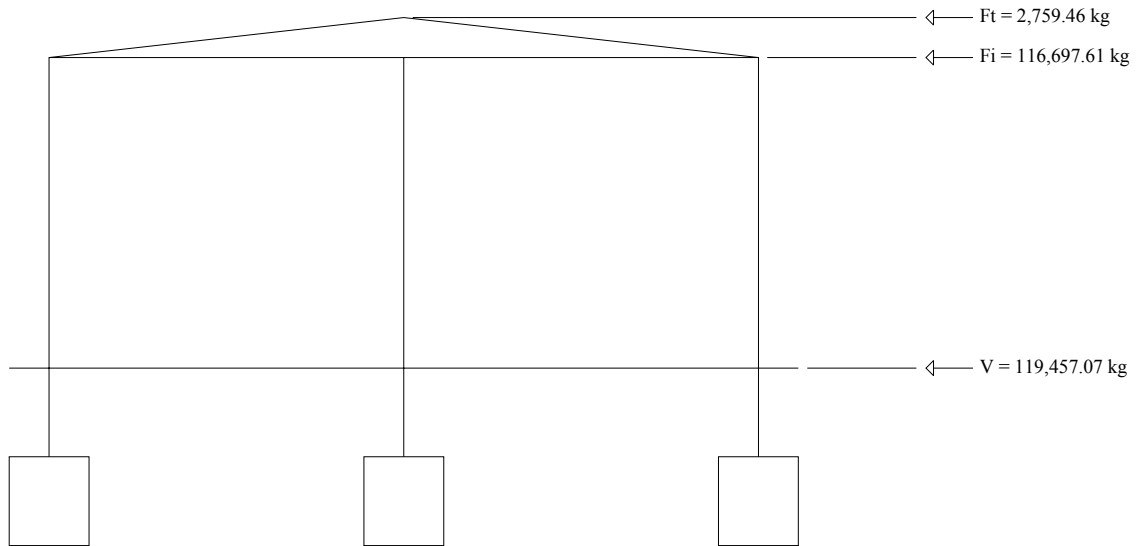
4.3) Fuerza por nivel

$$F_i = \frac{(V - F_t) (W_i \times h_i)}{W_i \times h_i}$$

$$F_i = \frac{(119,457.07 \text{ kg} - 2,759.46 \text{ kg}) (284,421.60 \text{ kg}) (7.50 \text{ mt})}{(284,421.60 \text{ kg}) (7.50 \text{ mt})}$$

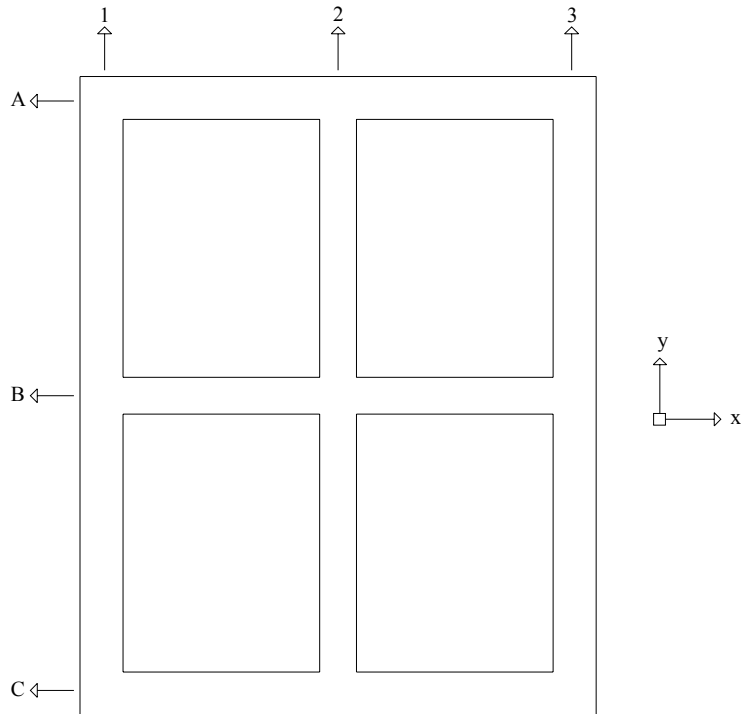
$$F_i = 116,697.61 \text{ kg}$$

Figura 3. Diagrama de fuerzas



5) **Analizar marco típico en el sentido “X” y “Y”**

Figura 4. Planta general



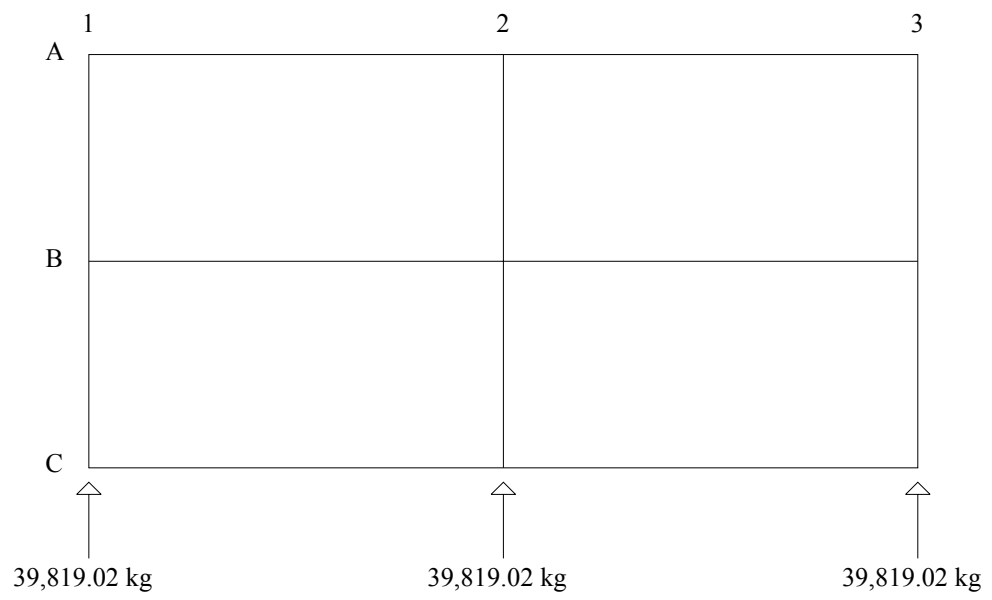
5.1) Marco Y-Y

$$F_m = (F_i + F_t) / \text{Número de Marcos}$$

$$F_m = \frac{116,697.61 \text{ kg} + 2,759.46 \text{ kg}}{3}$$

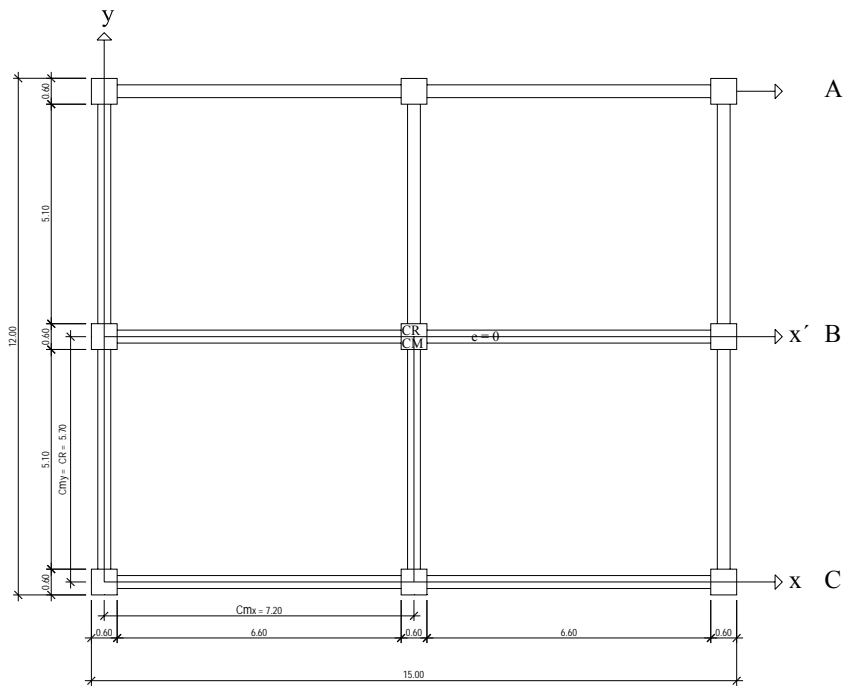
$$F_m = 39,819.02 \text{ kg}$$

Figura 5. Fuerza por marco



5.2) MARCO X-X

Figura 6. Excentricidad (e)



Rigidez de columna X – X

$$K_c = \frac{1}{\frac{ph^3}{12EI} + \frac{1.2ph}{AG}}$$

$$\begin{aligned}
 h &= 750 \text{ cm} \\
 E &= 15,100 \sqrt{f_c} \quad f_c = 281.00 \text{ kg / cm}^2 \\
 G &= 0.4E \\
 P &= 10,000 \text{ kg (Asumido)} \\
 A &= 60\text{cm} \times 60\text{cm} \\
 I &= (1/12) (60\text{cm}) (60\text{cm})^3
 \end{aligned}$$

$$K_c = \frac{1}{\frac{10,000 \text{ kg} (750\text{cm})^3}{12 (15,100 \sqrt{281}) (1/12) (60) (60)^3} + \frac{1.2 (10,000 \text{ kg}) (750\text{cm})}{(60) (60) (0.4) (15,100 \sqrt{281})}}$$

$$K_c = 0.763$$

Rigidez del marco

$$K_m = K_{c1} + K_{c2} + K_{c3}$$

$$K_m = 3K_c$$

$$K_m = 3 (0.763)$$

$$K_m = 2.29$$

Cálculo de centro de rigidez (CR)

Tabla 1

Marco	K	L	KL
A	2.29	0	0
B	2.29	5.70	13.05
C	<u>2.29</u>	11.40	<u>26.11</u>
	6.87		39.16

$$CR = \frac{\sum KL}{\sum K}$$

$$CR = 39.16 / 6.87$$

$$CR = 5.70 \text{ mt}$$

$$C_{my} = 11.40 / 2$$

$$C_{my} = 5.70 \text{ mt}$$

$$C_{mx} = 14.40 / 2$$

$$C_{mx} = 7.20 \text{ mt}$$

$$e = 5.70 \text{ mt} - 5.70 \text{ mt}$$

$$e = 0$$

Cálculo de la fuerza marco por torsión

Tabla 2

Marco	Km	di	Km di	Km di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	2.29	5.70	13.05	74.40	11.40	39,819.02	0	39,819.02
B	2.29	0	0	0	0	39,819.02	0	39,819.02
C	<u>2.29</u>	5.70	13.05	74.40	11.40	<u>39,819.02</u>	0	<u>39,819.02</u>
	6.87					119,457.06		119,457.06

$$d_i : d_a = 5.70 \text{ mt}$$

$$d_B = 5.70 - 0.30 - 5.10 - 0.30 = 0$$

NOTA: Cuando está abajo del CR, se toma con signo (-).

$$d_C = 11.40 - 5.70 = 5.70 \text{ mt}$$

$$E_i = \sum K m d_i^2 / K m d_i$$

$$F_i' = F_1 K m / \sum K m$$

En este nivel se tomaron en cuenta la fuerza de piso F_i , y la fuerza en la cúspide F_t

$$F_i' = (116,697.61 + 2,759.46) (229 / 6.87)$$

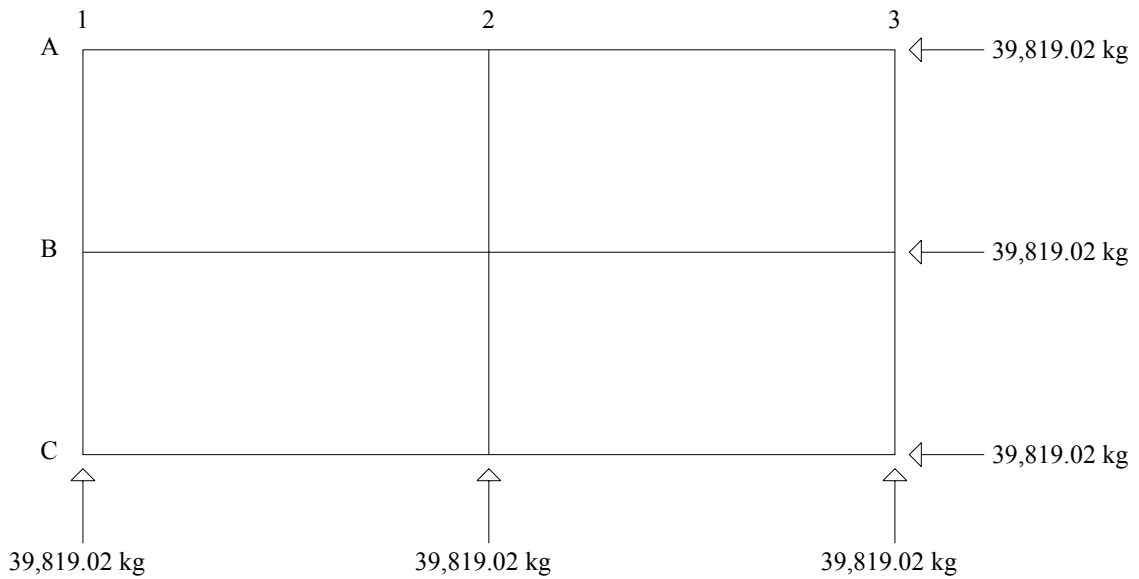
$$F_i' = 39,819.02 \text{ kg}$$

$$F_1 = 119,457.07 \text{ kg}$$

$$F_i'' = e F_i / E_i = 0 F_i / E_i = 0$$

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

Figura 7. Fuerzas totales por marco



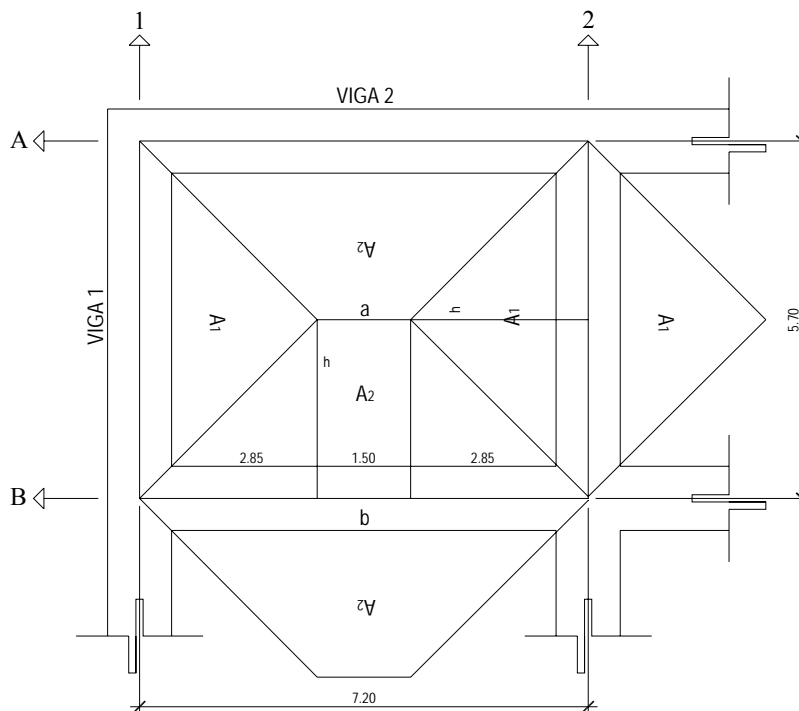
6) **Analizar envolvente de momentos.**

6.1) **Áreas tributarias:**

Se analizará el marco estructural en el eje cartesiano “X” y “Y”.

Para el eje “X” las literales A y B, en el eje “Y” los numerales 1 y 2; por ser simétrica la estructura se calculará un solo marco.

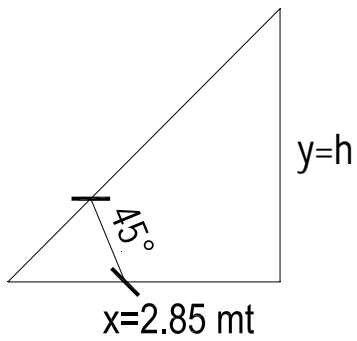
Figura 8. Áreas tributarias



6.2) Cálculo de áreas

6.2.1) Área 1:

Figura 9



$$\text{Tg} > = \frac{y}{x}$$

$$\text{Tg } 45^\circ = \frac{y}{2.85 \text{ mt}}$$

$$y = 2.85 \text{ mt}$$

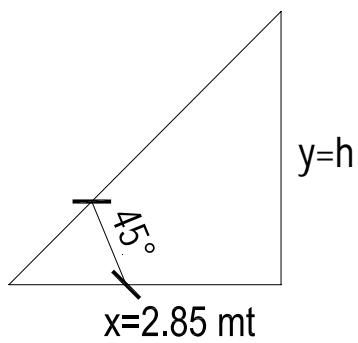
$$A1 = \frac{1}{2} bh$$

$$A1 = \frac{1}{2} (5.70) (2.85)$$

$$A1 = 8.13 \text{ mt}^2$$

6.2.2) Área 2:

Figura 10



$$\text{Tg } \theta = \frac{y}{x}$$

$$\text{Tg } 45^\circ = \frac{y}{2.85 \text{ mt}}$$

$$y = 2.85 \text{ mt}$$

$$A2 = \frac{1}{2} h (a + b)$$

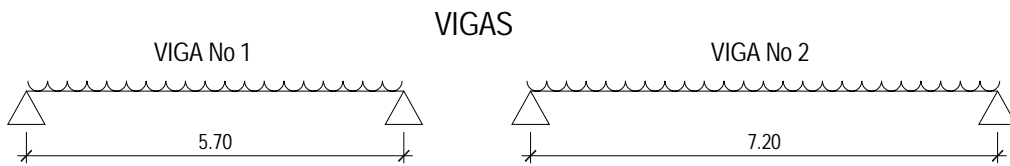
$$A2 = \frac{1}{2} (2.85) (1.50 + 7.20)$$

$$A2 = 12.40 \text{ mt}^2$$

6.3) Cálculo de cargas:

Por ser simétricos los marcos de la estructura, se efectuarán los cálculos de las áreas menores (A1), con la viga No 1 en el eje "X" de las literales A y B en el eje "Y" el numeral 2, y en las áreas mayores (A2), con la viga No 2 en el eje "X" la literal B, en el eje "Y" los numerales 1 y 2.

Figura 11



Datos:

$$f_y = 2,812.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 281.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_c = 2,400.00 \text{ kg/mt}^3$$

$$h = 0.60 \text{ mt}$$

$$b = 0.30 \text{ mt}$$

$$r = 0.05 \text{ mt}$$

$$CV = 500.00 \text{ kg/mt}^2$$

$$C_s = 100.00 \text{ kg/mt}^2$$

6.3.1) Encontrar cargas

6.3.1.1) Viga 1

$$C_{\text{losa}} = (0.15\text{mt}) (2,400.00 \text{ kg/mt}^3)$$

$$C_{\text{losa}} = 360.00 \text{ kg/mt}^2$$

$$C_{\text{viga}} = \frac{(0.60\text{mt}) (0.30\text{mt}) (5.70\text{mt}) (2,400.00 \text{ kg/mt}^3)}{16.26 \text{ mt}^2}$$

$$C_{\text{viga}} = 151.44 \text{ kg/mt}^2$$

$$C_{\text{mviga}} = C_{\text{losa}} + C_s + C_{\text{viga}}$$

$$C_{\text{mviga}} = 360.00 \text{ kg/mt}^2 + 100.00 \text{ kg/mt}^2 + 151.44 \text{ kg/mt}^2$$

$$C_{\text{mviga}} = 611.44 \text{ kg/mt}^2$$

6.3.1.2) Viga 2

$$\text{Closa} = (0.15\text{mt}) (2,400.00 \text{ kg/mt}^3)$$

$$\text{Closa} = 360.00 \text{ kg/mt}^2$$

$$\text{Cviga} = \frac{(0.60\text{mt}) (0.30\text{mt}) (7.20\text{mt}) (2,400.00 \text{ kg/mt}^3)}{24.80 \text{ mt}^2}$$

$$\text{Cviga} = 125.42 \text{ kg/mt}^2$$

$$\text{Cmvinga} = \text{Closa} + \text{Cs} + \text{Cviga}$$

$$\text{Cmvinga} = 360.00 \text{ kg/mt}^2 + 100.00 \text{ kg/mt}^2 + 125.42 \text{ kg/mt}^2$$

$$\text{Cmvinga} = 585.42 \text{ kg/mt}^2$$

6.3.2) Cálculo de cargas por unidad de longitud

6.3.2.1) Viga 1

$$\text{CV} = \frac{(500.00 \text{ kg/mt}^2) (16.26\text{mt}^2)}{5.70\text{mt}}$$

$$\text{CV} = 1,426.32 \text{ kg/mt}$$

$$\text{Cm} = \frac{(611.44 \text{ kg/mt}^2) (16.26 \text{ mt}^2)}{5.70 \text{ mt}}$$

$$\text{Cm} = 1,744.21 \text{ kg/mt.}$$

6.3.2.2) Viga 2

$$\text{CV} = \frac{(500.00 \text{ kg/mt}^2) (24.80\text{mt}^2)}{7.20 \text{ mt}}$$

$$CV = 1,722.22 \text{ kg/mt}$$

$$Cm = \frac{(585.42 \text{ kg/mt}^2) (24.80 \text{ mt}^2)}{7.20 \text{ mt}}$$

$$Cm = 2,016.45 \text{ kg/mt}$$

6.3.3) Cálculo de la carga última

6.3.3.1) Viga 1

$$Cu = 1.7 (CV) + 1.4 (Cm)$$

$$Cu = 1.7 (1,426.32 \text{ kg/mt }) + 1.4 (1,744.21 \text{ kg/mt})$$

$$Cu = 2,424.74 \text{ kg/mt } + 2,441.89 \text{ kg/mt}$$

$$Cu = Wu = 4,866.63 \text{ kg/mt}$$

6.3.3.2) Viga 2

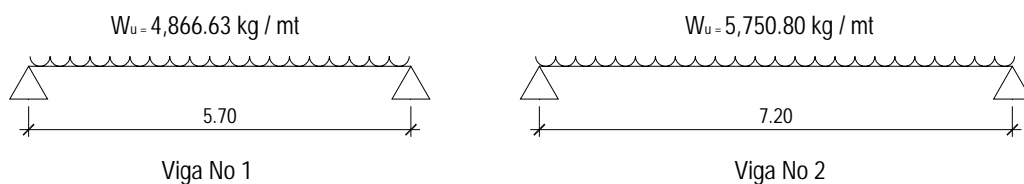
$$Cu = 1.7 (CV) + 1.4 (Cm)$$

$$Cu = 1.7 (1,722.22 \text{ kg/mt }) + 1.4 (2,016.45 \text{ kg/mt})$$

$$Cu = 2,927.77 \text{ kg/mt } + 2,823.03 \text{ kg/mt}$$

$$Cu = Wu = 5,750.80 \text{ kg/mt}$$

Figura 12. Vigas - Cargas



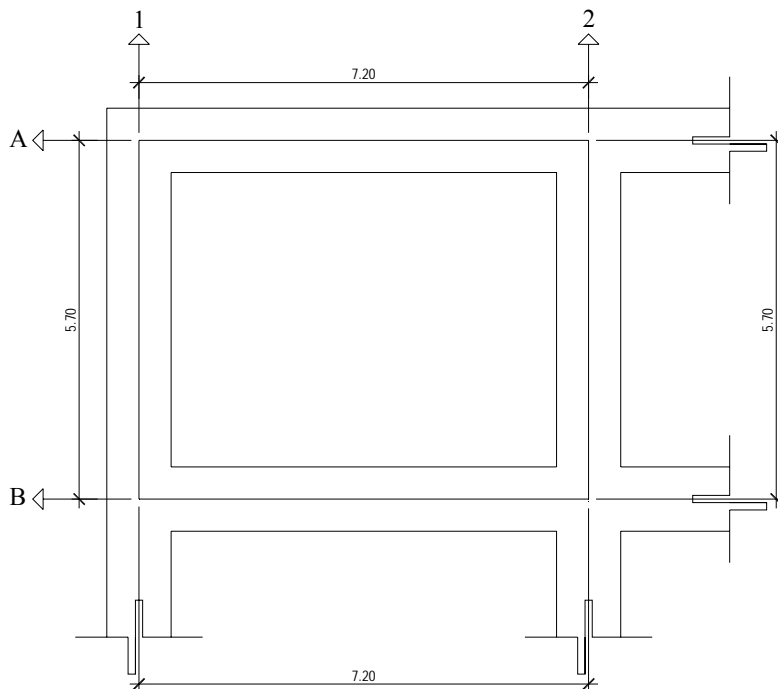
Viga No	L (mt)	A (mt ²)	CV (kg/mt ²)	Cm (kg/mt ²)	W _{cv} (kg/mt)	W _{cm} (kg/mt)	PP _{viga} (kg/mt ²)	W _u (kg/mt)
1	5.70	16.26	500.00	611.44	1,426.32	1,744.21	151.44	4,866.63
2	7.20	24.80	500.00	585.42	1,722.22	2,016.45	125.42	5,750.80

Tabla 3

6.4) Cálculo de la losa

Se calculará un solo marco por ser simétrica la estructura, en el eje “X” las literales A y B, en el eje “Y” los numerales 1 y 2.

Figura 13. Área de la losa



Datos

$$f'c = 281.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 2,812.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$CV = 500.00 \text{ kg/mt}^2$$

$$Csuelo = 100.00 \text{ kg/mt}^2$$

6.4.1) Determinar cómo trabaja la losa

$$A = \text{Lado Menor}$$

$$B = \text{Lado mayor}$$

$$m = A / B > 0.5 \text{ Trabaja en dos sentidos}$$

$$m = 5.70 \text{ mt} / 7.20 \text{ mt}$$

$$m = 0.79 > 0.5 \uparrow \rightarrow \text{Trabaja en dos sentidos}$$

6.4.2) Determinar espesor de la losa

$$t = \text{Perímetro de la losa} / 180$$

$$t = 25.80 \text{ mt} / 180$$

$$t = 0.15 \text{ mt}$$

6.4.3) Integración de cargas

$$CV = 500.00 \text{ kg} / \text{mt}^2$$

Cm:

$$Csuelo = 100.00 \text{ kg}/\text{mt}^2$$

$$Closa = (0.15 \text{ mt}) (2,400.00 \text{ kg}/\text{mt}^3)$$

$$Closa = 360.00 \text{ kg}/\text{mt}^2$$

$$CE.E = 485.36 \text{ kg}/\text{mt}^2$$

$$Cm: 945.36 \text{ kg}/\text{mt}^2$$

$$Cvu = 1.7(500.00 \text{ kg}/\text{mt}^2)$$

$$C_{vu} = 850.00 \text{ kg/mt}^2$$

$$C_{mu} = 1.4(945.36 \text{ kg/mt}^2)$$

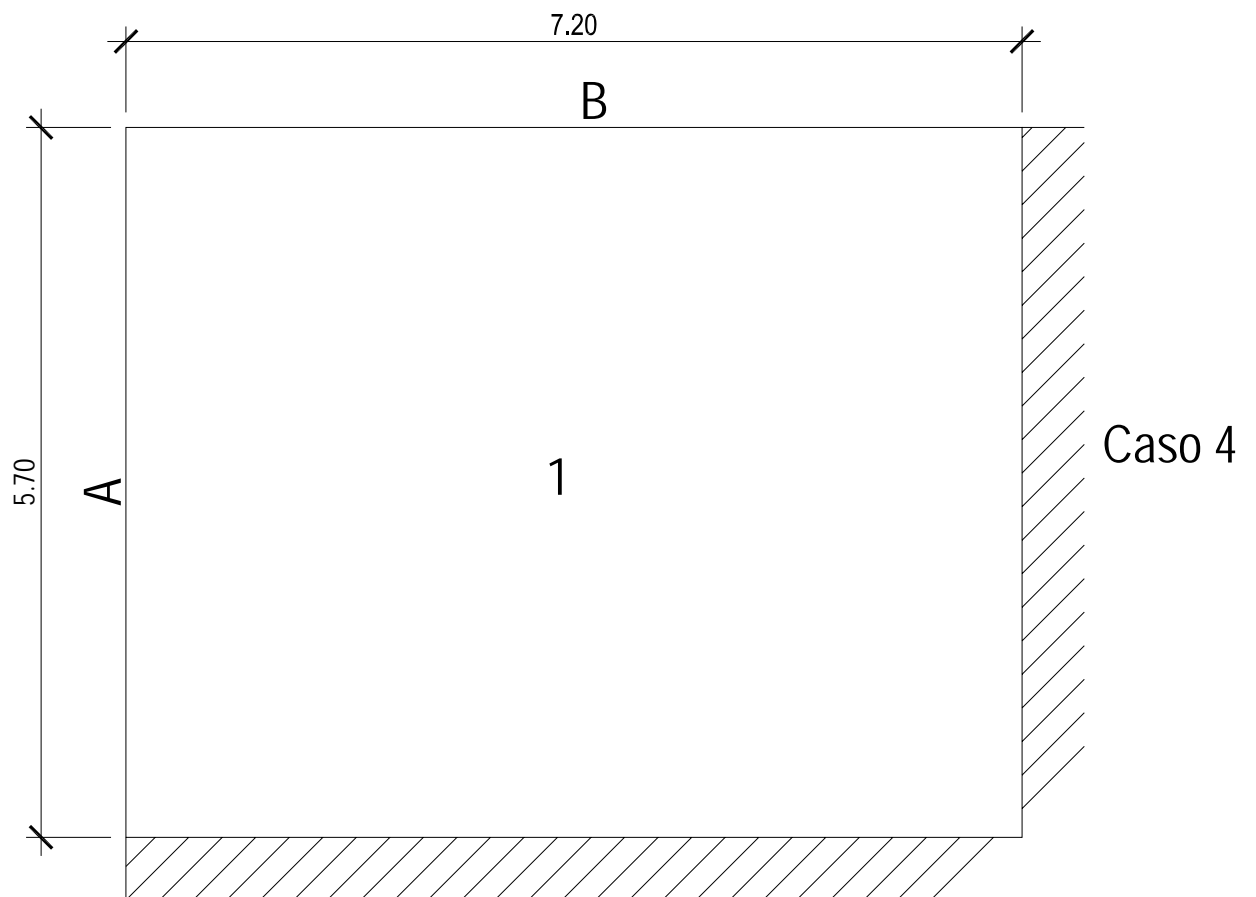
$$C_{mu} = 1,323.50 \text{ kg/mt}^2$$

$$C_{uT} = 2,173.50 \text{ kg/mt}^2 \times 1 \text{ mt}$$

$$C_{uT} = 2,173.50 \text{ kg/mt}$$

6.4.4) Calcular momentos para la losa

Figura 14



Losa 1:

$$m = A / B$$

$$m = 5.70\text{mt} / 7.20\text{mt}$$

$$m = 0.79 > 0.50 \quad \uparrow \rightarrow \text{Trabaja en dos sentidos.}$$

6.4.4.1) Momentos negativos

$$m_a^- = C_a^- \times C_{uT} \times a^2$$

$$m_a^- = 0.071 (2,173.50 \text{ kg/mt}) (5.70\text{mt})^2$$

$$m_a^- = 5,013.81 \text{ kg.mt}$$

$$m_b^- = C_b^- \times C_{uT} \times b^2$$

$$m_b^- = 0.029 (2,173.50 \text{ kg/mt}) (7.20\text{mt})^2$$

$$m_b^- = 3,267.55 \text{ kg.mt}$$

6.4.4.2) Momentos positivos

$$m_a^+ = C_a^+ \times C_{Vu} \times a^2 + C_a^+ \times C_{mu} \times a^2$$

$$m_a^+ = 0.048 (850 \text{ kg/mt}^2) (5.70\text{mt})^2 + 0.039 (1,323.50 \text{ kg/mt}^2) (5.70 \text{ mt})^2$$

$$m_a^+ = 1,325.59 \text{ kg.mt} + 1,677.02 \text{ kg.mt}$$

$$m_a^+ = 3,002.61 \text{ kg.mt}$$

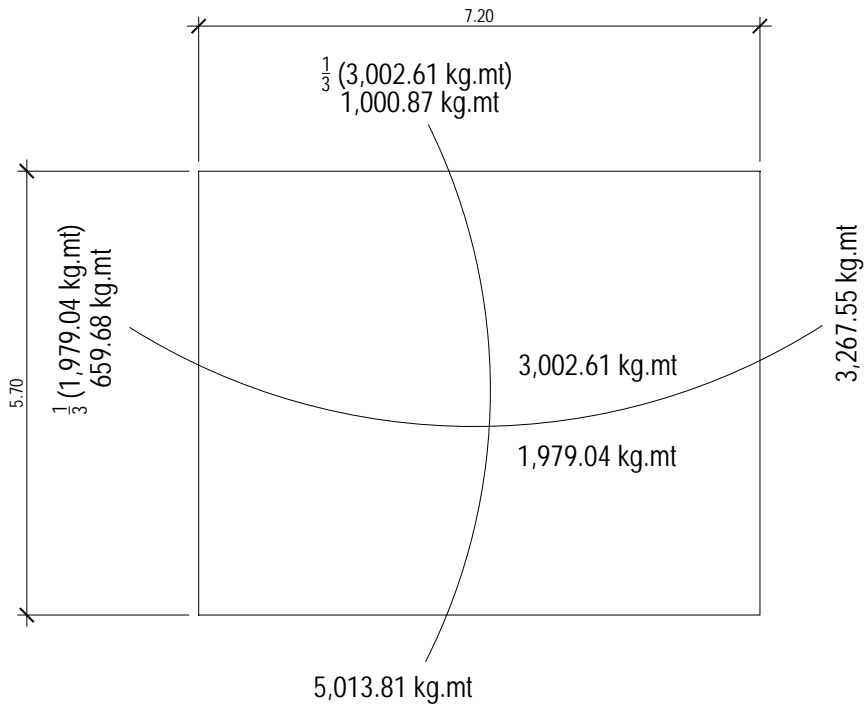
$$m_b^+ = C_b^+ \times C_{Vu} \times b^2 + C_b^+ \times C_{mu} \times b^2$$

$$m_b^+ = 0.020 (850 \text{ kg/mt}^2) (7.20\text{mt})^2 + 0.016 (1,323.50 \text{ kg/mt}^2) (7.20\text{mt})^2$$

$$m_b^+ = 881.28 \text{ kg.mt} + 1,097.76 \text{ kg.mt}$$

$$m_b^+ = 1,979.04 \text{ kg.mt.}$$

Figura 15. Diagrama de momentos



6.4.5) Chequeo y balanceo de momentos

La estructura de los marcos no se calculó por ser simétrica.

6.4.6) Cálculo del peralte (d)

$$\text{No. 3} = \varnothing 0.95 \text{ cm}$$

$$d = t - R_{cc} - \varnothing / 2$$

$$d = 15\text{cm} - 2\text{cm} - 0.95\text{cm} / 2$$

$$d = 12.5\text{cm}$$

6.4.7) Cálculo del Asmin de la losa

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$d = 12.50 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 40\% \times A_{smin} \times \text{Viga}$$

$$A_{smin} = 0.40 (14.1 / f_y) (b \times d)$$

$$A_{smin} = 0.40 (14.1 / 2,812.00) (100) (12.5)$$

$$A_{smin} = 2.51 \text{ cm}^2$$

6.4.8) Proponer armado para Asmin

Proposición de hierro No. 3

$$\begin{array}{l} A_{smin} \\ \text{Area} \end{array} \quad \frac{100.00 \text{ cm}}{S} \quad \left. \vphantom{\frac{100.00 \text{ cm}}{S}} \right\}$$

$$\begin{array}{l} 2.51 \text{ cm}^2 \\ 0.71 \text{ cm}^2 \end{array} \quad \frac{100.00 \text{ cm}}{S} \quad \left. \vphantom{\frac{100.00 \text{ cm}}{S}} \right\}$$

$$S = 28.29 \text{ cm}$$

$$S \approx 25 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 3t$$

$$S_{max} = 3 (15 \text{ cm})$$

$$S_{max} = 45 \text{ cm}$$

6.4.9) Cálculo del momento que resiste el Asmin

$$mAsmin = \left[Asmin \times fy \left(\frac{d - Asmin \times fy}{1.7 \times f'c \times b} \right) \right] 0.90$$

$$mAsmin = \left[(2.51) (2,812.00) \left(\frac{12.5 - (2.51) (2,812.00)}{1.7 (281.00) (100.00)} \right) \right] 0.90$$

$$mAsmin = 78,465.28 \text{ kg / cm} \div 100.00 \text{ cm / mt}$$

$$mAsmin = 784.65 \text{ kg/mt}$$

6.4.10) Cálculo del Asmin para cada momento mayor

$$As = \frac{0.85 \times f'c \times b \times d}{fy} - \sqrt{\frac{(0.85 \times f'c \times b \times d)^2 - 1.7 / 0.90 \times f'c \times b \times \mu (100)}{(fy)^2}}$$

$$As = \frac{(0.85)(281.00)(100.00)(12.5)}{2,812.00} - \sqrt{\frac{(0.85 \times 281.00 \times 100.00 \times 12.5)^2 - \frac{1.7}{0.90 \times (281.00)(100)Mu(100)}}{2812.00^2}}$$

Asmin cm ²	100.00 cm	}
Área cm ²	S cm	

Asmin cm ²	100.00 cm	}
0.71 cm ²	S cm	

$$S = 71 \text{ cm}^3 / Asmin \text{ cm}^2$$

Tabla 4

M kg/mt	As cm ²	No	Scm
5,013.81	17.25	3	4.12
3,267.55	10.89	3	6.52
3,002.61	9.96	3	7.13
1,979.04	6.45	3	11.01
1,000.87	3.21	3	22.12

6.4.11) Cálculo del área de acero por temperatura (Ast)

$$Ast = 0.002 \times b \times t$$

$$Ast = 0.002 (100.00\text{cm}) (15.00\text{cm})$$

$$Ast = 3\text{cm}^2$$

$$S = 71 \text{ cm}^3 / 3 \text{ cm}^2$$

$$S = 23.67 \text{ cm}$$

6.4.12) Cálculo del corte que resiste el concreto (Vcu)

$$Vcu = \phi (0.53) (\sqrt{f_c}) (b) (d)$$

$$Vcu = (0.85)(0.53) (\sqrt{281.00 \text{ kg/cm}^2}) (100.00\text{cm}) (12.5\text{cm})$$

$$V_{cu} = 9,439.69 \text{ kg}$$

6.4.12.1) Viga 1

$$V_{max} = W \times L / 2$$

$$V_{max} = \frac{(4,866.63 \text{ kg/mt}) (5.70 \text{ mt})}{2}$$

$$V_{max} = 13,869.90 \text{ kg}$$

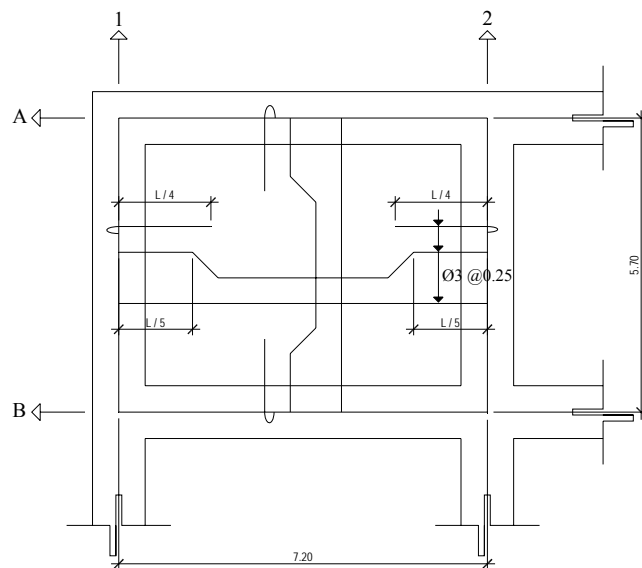
6.4.12.2) Viga 2

$$V_{max} = W \times L / 2$$

$$V_{max} = \frac{(5,750.80 \text{ kg/mt}) (7.20 \text{ mt})}{2}$$

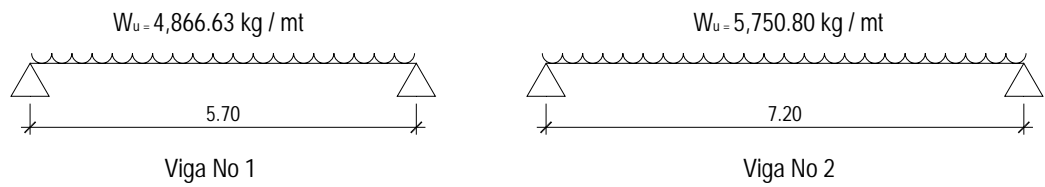
$$V_{max} = 20,702.88 \text{ k}$$

Figura 16. Detalle de refuerzo



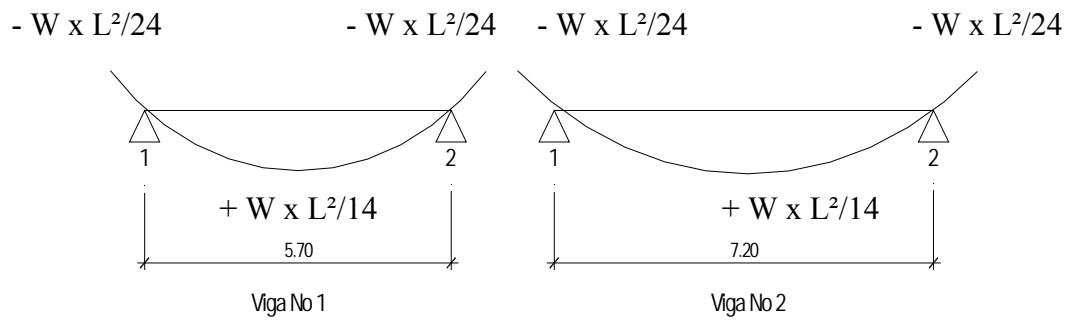
7) **Diseño de cargas**

Figura 17. Vigas - Cargas



7.1) Cálculo de momentos

Figura 18. Vigas momentos



7.1.1) Viga 1

$$m(+)=\frac{(4,866.63\text{ kg/mt})(5.70\text{mt})^2}{14}$$

$$m(+)=11,294.06\text{ kg}\cdot\text{mt}$$

$$m(-)_{1-2}=\frac{(4,866.63\text{ kg/mt})(5.70\text{mt})^2}{24}$$

$$m(-)_{1-2}=6,588.20\text{ kg}\cdot\text{mt}$$

Datos

$$f_y=2,812.00\text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c=281.00\text{ kg/cm}^2$$

$$W_c=2,400.00\text{ kg/mt}^3$$

$$h=0.60\text{ mt}$$

$$b=0.30\text{ mt}$$

$$r=0.05\text{ mt}$$

$$d=h-r$$

$$d=60\text{ cm}-5\text{ cm}$$

$$d=55\text{ cm}$$

7.1.2) Viga 2

$$m(+)=\frac{(5,750.80\text{ kg/mt})(7.20\text{mt})^2}{14}$$

$$m(+)=21,294.40\text{ kg}\cdot\text{mt}$$

$$m(-) 1-2 = \frac{(5,750.80 \text{ kg/mt}) (7.20\text{mt})^2}{24}$$

$$m(-) 1-2 = 12,421.73 \text{ kg} \cdot \text{mt}$$

Datos

$$F_y = 2,812.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 281.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_c = 2,400.00 \text{ kg/mt}^3$$

$$h = 0.60 \text{ mt}$$

$$b = 0.30 \text{ mt}$$

$$r = 0.05 \text{ mt}$$

$$d = h - r$$

$$d = 60 \text{ cm} - 5 \text{ cm}$$

$$d = 55 \text{ cm}$$

7.2) Cálculo de la relación b / d

$$0.65 \geq b / d \geq 0.25$$

7.2.1) Viga 1

$30 / 55 = 0.55$ La relación está en el rango

7.2.2) Viga 2

$30/55 = 0.55$ La relación está en el rango

7.3) Cálculo del área de acero para los momentos

7.3.1) Viga 1

7.3.1.1) m(-) 1-2

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times b \times d}{f_y} - \sqrt{\frac{(0.85 \times f'_c \times b \times d)^2 - 1.7 / 0.90 \times f'_c \times b \times \mu (100)}{(f_y)^2}}$$
$$A_s = \frac{(0.85)(281.00)(30)(55)}{2,812.00} - \sqrt{\frac{(0.85 \times 281.00 \times 30 \times 55)^2 - 1.7 / 0.90 (281.00)(30)(658.820)}{(2,812.00)^2}}$$

$A_s = 4.82 \text{ cm}^2$

7.3.1.2) m(+)

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times b \times d}{f_y} - \sqrt{\frac{(0.85 \times f'_c \times b \times d)^2 - 1.7 / 0.90 \times f'_c \times b \times \mu (100)}{(f_y)^2}}$$
$$A_s = \frac{(0.85)(281.00)(30)(55)}{2,812.00} - \sqrt{\frac{(0.85 \times 281.00 \times 30 \times 55)^2 - 1.7 / 0.90 (281.00)(30)(1129,406)}{(2,812.00)^2}}$$

$A_s = 8.36 \text{ cm}^2$

7.3.2) Viga 2

7.3.2.1) m(-) 1-2

$$A_s = \frac{0.85 \times f'c \times b \times d}{f_y} - \sqrt{\frac{(0.85 \times f'c \times b \times d)^2 - 1.7 / 0.90 \times f'c \times b \times \mu(100)}{(f_y)^2}}$$

$$A_s = \frac{(0.85)(281.00)(30)(55)}{2,812.00} - \sqrt{\frac{(0.85 \times 281.00 \times 30 \times 55)^2 - 1.7 / 0.90 (281.00)(30)(1,242,173)}{(2,812.00)^2}}$$

$$A_s = 9.23 \text{ cm}^2$$

7.3.2.2) m(+)

$$A_s = \frac{0.85 \times f'c \times b \times d}{f_y} - \sqrt{\frac{(0.85 \times f'c \times b \times d)^2 - 1.7 / 0.90 \times f'c \times b \times \mu(100)}{(f_y)^2}}$$

$$A_s = \frac{(0.85)(281.00)(30)(55)}{2,812.00} - \sqrt{\frac{(0.85 \times 281.00 \times 30 \times 55)^2 - 1.7 / 0.90 (281.00)(30)(2129,440)}{(2,812.00)^2}}$$

$$A_s = 16.24 \text{ cm}^2$$

7.4) Cálculo para el área de acero mínimo de las vigas 1 y 2

$$A_{min} = \frac{14.1 \times b \times d}{f_y}$$

$$A_{min} = \frac{14.1}{2,812.00} (30)(55)$$

$$A_{min} = 8.27 \text{ cm}^2$$

7.5) Cálculo para el área de acero máximo sísmico de las vigas 1 y 2

$$A_{max} = \rho_m \times b \times d$$

Área sísmica

$$\rho_m = 0.5 \times \rho_b$$

$$\rho_b = 0.85 \times B1 \left(\frac{6,090 \times f_c}{f_y (6,090 + f_y)} \right)$$

$$\rho_b = (0.85)(0.85) \left(\frac{(6,090)(281.00)}{(2,812.00)(6,090 + 2,812.00)} \right)$$

$$\rho_b = 0.05$$

$$A_{max} = (0.5)(0.05)(30)(55)$$

$$A_{max} = 41.25 \text{ cm}^2$$

7.6) Revisión si A_s está en el rango

$$A_{s \max} \geq A_s \geq A_{s \min}$$

7.6.1) Viga 1

$$A_{s \text{ m}(-) \text{ 1-2}} \quad 41.25 \text{ cm}^2 \geq 4.82 \text{ cm}^2 \geq 8.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ m}(+)} \quad 41.25 \text{ cm}^2 \geq 8.36 \text{ cm}^2 \geq 8.27 \text{ cm}^2$$

7.6.2) Viga 2

$$A_{s \text{ m}(-) \text{ 1-2}} \quad 41.25 \text{ cm}^2 \geq 9.23 \text{ cm}^2 \geq 8.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ m}(+)} \quad 41.25 \text{ cm}^2 \geq 16.24 \text{ cm}^2 \geq 8.27 \text{ cm}^2$$

7.7) Cálculo del área de acero para la cama superior

7.7.1) Viga 1

$$A_s C_s = \begin{cases} A_{s \min} = 8.27 \text{ cm}^2 \\ 0.33 \times A_{s \text{ m}(-)} \end{cases}$$

$$A_s C_s = \begin{cases} A_{s \min} = 8.27 \text{ cm}^2 \\ (0.33) (4.82 \text{ cm}^2) = 1.59 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Se toma el resultado mayor, 8.27 cm²

$$2 \text{ varillas } \# 8, (2) (5.07 \text{ cm}^2) = 10.14 \text{ cm}^2$$

Encontrar el área de acero faltante para cubrir el m(-)

$$As \text{ m}(-) = 4.82 \text{ cm}^2 - 10.14 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ m}(-) = - 5.32 \text{ cm}^2 \text{ Sobre reforzada}$$

Como el $As \text{ m}(-) = - 5.32 \text{ cm}^2$, se tiene un tramo sobre reforzado y es menor que él $As = 10.14 \text{ cm}^2$, se tomara el $As_{min} = 8.27 \text{ cm}^2$, que es mayor que el área de acero que requiere el momento nominal.

$$2 \text{ varillas } \# 8, (2) (5.07 \text{ cm}^2) = 10.14 \text{ cm}^2$$

La cama superior de la viga 1 tendrá, 4 varillas # 8.

Viga 2

$$As \text{ Cs} = \begin{cases} As_{min} = 8.27 \text{ cm}^2 \\ 0.33 \times As \text{ m}(-) \end{cases}$$

$$As \text{ Cs} = \begin{cases} As_{min} = 8.27 \text{ cm}^2 \\ (0.33) (9.23 \text{ cm}^2) = 3.05 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Se toma el resultado mayor, 8.27 cm²

$$2 \text{ varillas } \# 8, (2) (5.07 \text{ cm}^2) = 10.14 \text{ cm}^2$$

Encontrar el área de acero faltante para cubrir el m(-)

$$As \text{ m}(-) = 9.23 \text{ cm}^2 - 10.14 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ m}(-) = -0.91 \text{ cm}^2 \text{ Sobre reforzada}$$

Como el $As \text{ m}(-) = -0.91 \text{ cm}^2$, se tiene un tramo sobre reforzado y es menor que el $As = 10.14 \text{ cm}^2$, se tomará el $As_{min} = 8.27 \text{ cm}^2$, que es mayor que el área de acero que requiere el momento nominal:

$$2 \text{ varillas } \# 8, (2) (5.07 \text{ cm}^2) = 10.14 \text{ cm}^2$$

La cama superior de la viga 2 tendrá, 4 varillas # 8.

7.8) Cálculo del área de acero para la cama inferior

7.8.1 Viga 1

7.8.2

$$As \text{ Ci} = \left\{ \begin{array}{l} As_{min} = 8.27 \text{ cm}^2 \\ 0.5 \times As \text{ m}(-) \\ 0.5 \times As \text{ m}(+) \end{array} \right.$$

$$As \text{ Ci} = \left\{ \begin{array}{l} As_{min} = 8.27 \text{ cm}^2 \\ (0.5)(4.82 \text{ cm}^2) = 2.41 \text{ cm}^2 \\ (0.5)(8.36 \text{ cm}^2) = 4.18 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Se toma el resultado mayor, 8.27 cm²

$$2 \text{ varillas } \# 8, (2) (5.07 \text{ cm}^2) = 10.14 \text{ cm}^2$$

Encontrar el área de acero faltante para cubrir el m(+)

$$As \text{ m}(+) = 8.36 \text{ cm}^2 - 10.14 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ m}(+) = -1.78 \text{ cm}^2 \quad \text{Sobre reforzada}$$

Como el $As \text{ m}(+) = -1.78 \text{ cm}^2$, se tiene un tramo sobre reforzado y es menor que el $As = 10.14 \text{ cm}^2$, se tomará el $As_{min} = 8.27 \text{ cm}^2$, que es mayor que el área de acero que requiere el momento nominal.

$$2 \text{ varillas } \# 8, (2) (5.07 \text{ cm}^2) = 10.14 \text{ cm}^2$$

La cama inferior de la viga 1 tendrá, 4 varillas # 8.

Viga 2

$$As \text{ Ci} = \left\{ \begin{array}{l} As_{min} = 8.27 \text{ cm}^2 \\ 0.6 \times As \text{ m}(-) \\ 0.5 \times As (+) \end{array} \right.$$

$$\text{As Ci} = \begin{cases} \text{Asmin} = 8.27 \text{ cm}^2 \\ (0.5) (9.23) = 4.62 \text{ cm}^2 \\ (0.5) (16.24 \text{ cm}^2) = 8.12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Se toma el resultado mayor, 8.27 cm²

$$2 \text{ varillas } \# 8, (2) (5.07 \text{ cm}^2) = 10.14 \text{ cm}^2$$

Encontrar el área de acero faltante para cubrir el m(+)

$$\text{As m(+)} = 16.24 \text{ cm}^2 - 10.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{As m(+)} = 6.10 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ varillas } \# 8, (2) (5.07 \text{ cm}^2) = 10.14 \text{ cm}^2$$

La cama inferior de la viga 2 tendrá, 4 varillas # 8.

7.9) Cálculo del corte de vigas

Figura 19. Vigas - Cortes

Viga No 1

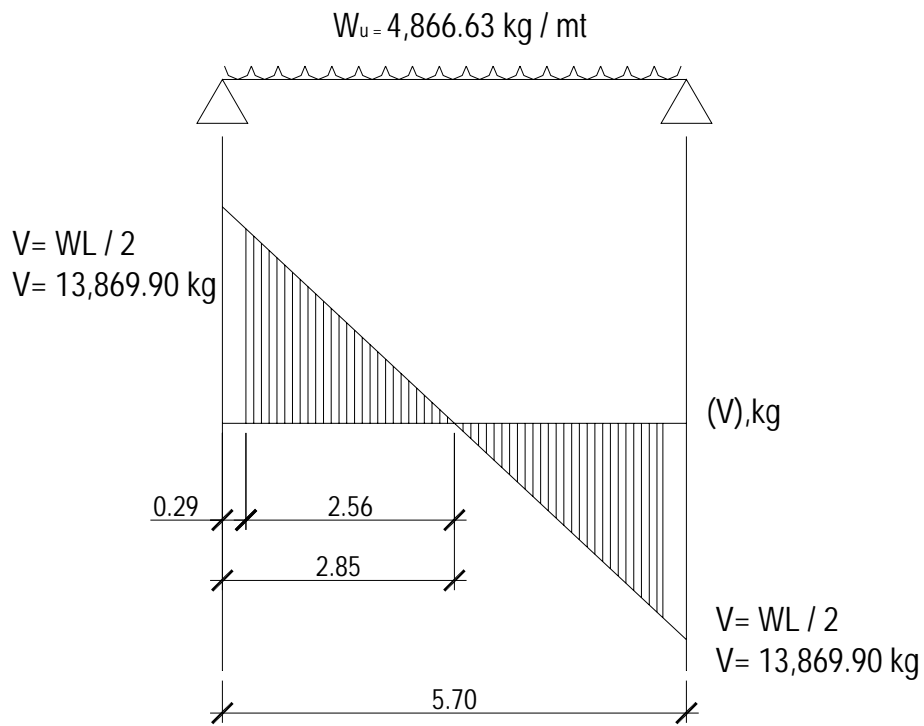
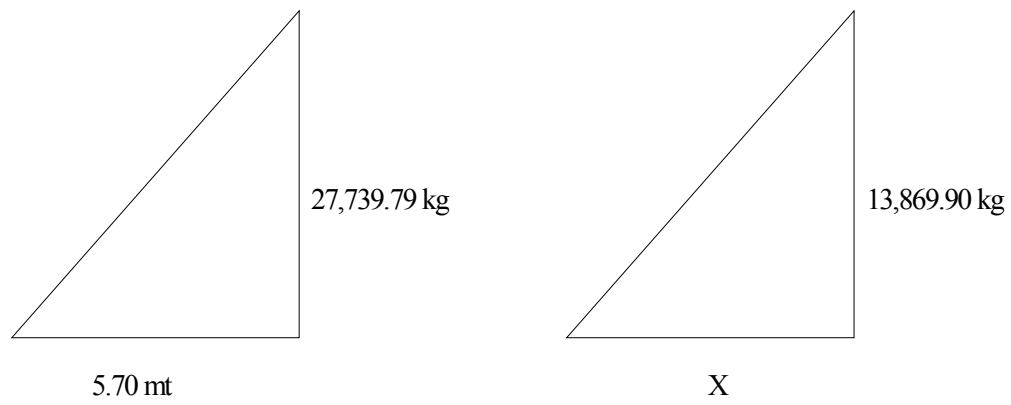


Figura 20. Viga No 1



$$\frac{27,739.79 \text{ kg}}{5.70 \text{ mt}} = \frac{13,869.90 \text{ kg}}{X}$$

$$X = 2.85 \text{ m}$$

Figura 21. Vigas, Cortes

Viga No 2

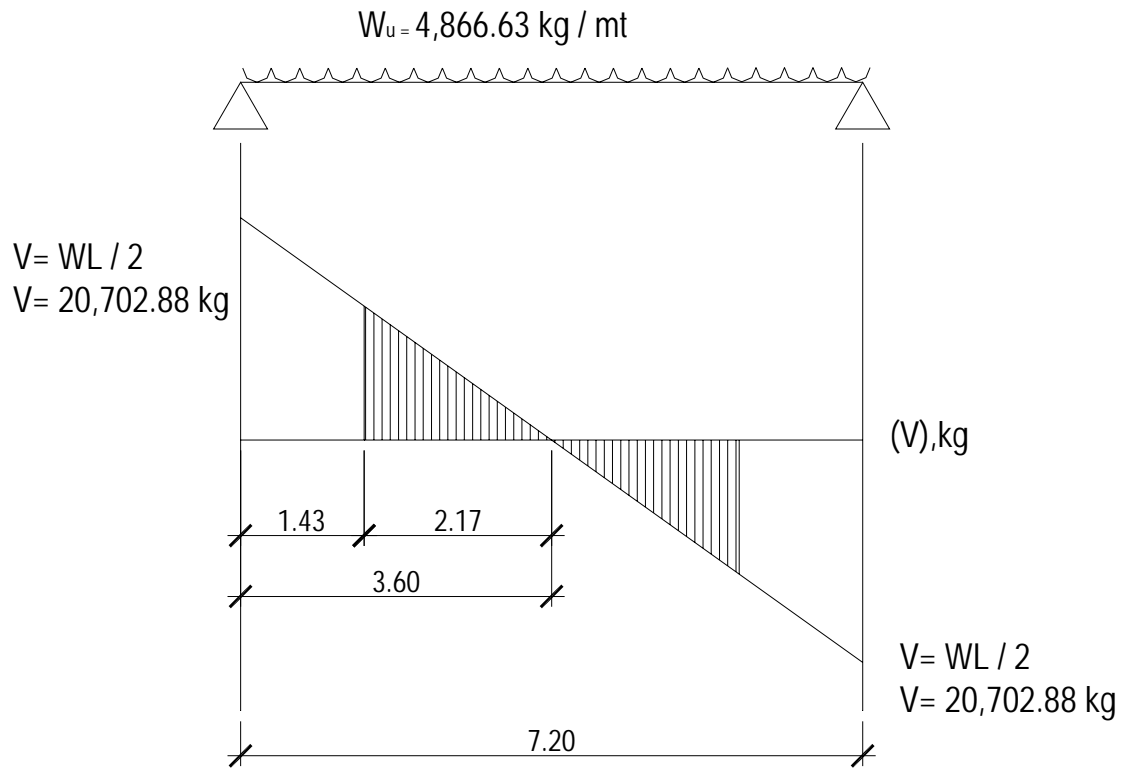
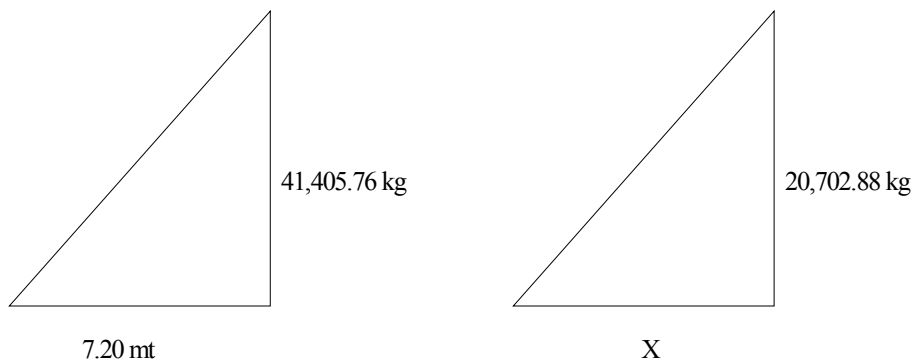


Figura 22

Viga No 2



$$\frac{41,405.76 \text{ kg}}{7.20 \text{ mt}} = \frac{20,702.88 \text{ kg}}{X}$$

$$X = 2.17 \text{ mt}$$

7.9.1) Corte que resiste el concreto (Vcu)

7.9.1.1) Viga 1

$$V_{cu} = V_{cu} \times b \times d$$

$$V_{cu} = \phi (0.53) (\sqrt{f_c}) (b) (d)$$

$$V_{cu} = (0.85)(0.53) (\sqrt{281.00 \text{ kg/cm}^2}) (30\text{cm}) (55\text{cm})$$

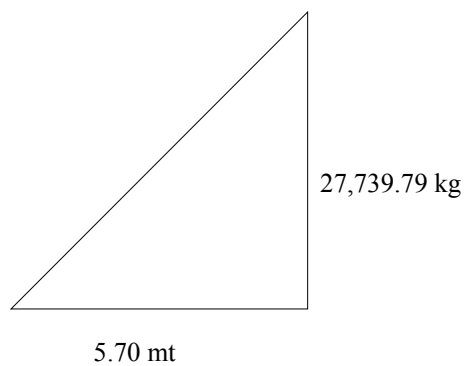
$$V_{cu} = 12,460.40 \text{ kg}$$

Nota:

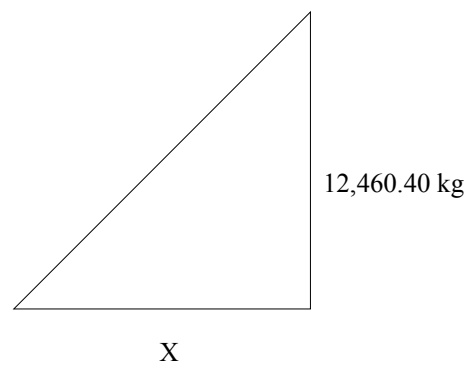
Si el corte que resiste el concreto es mayor al Vu, se coloca $S = d/2$

Si $V_{cu} < V_u$ calcular S.

Figura 23



Viga 1



$$\frac{27,739.79 \text{ kg}}{5.70 \text{ mt}} = \frac{12,460.40 \text{ kg}}{X}$$

$$X = 2.56 \text{ mt}$$

7.9.1.2) Viga 2

$$V_{cu} = V_{cu} \times b \times d$$

$$V_{cu} = \phi (0.53) (\sqrt{f_c}) (b) (d)$$

$$V_{cu} = (0.85)(0.53) (\sqrt{281.00 \text{ kg/cm}^2}) (30\text{cm}) (55\text{cm})$$

$$V_{cu} = 12,460.40 \text{ kg}$$

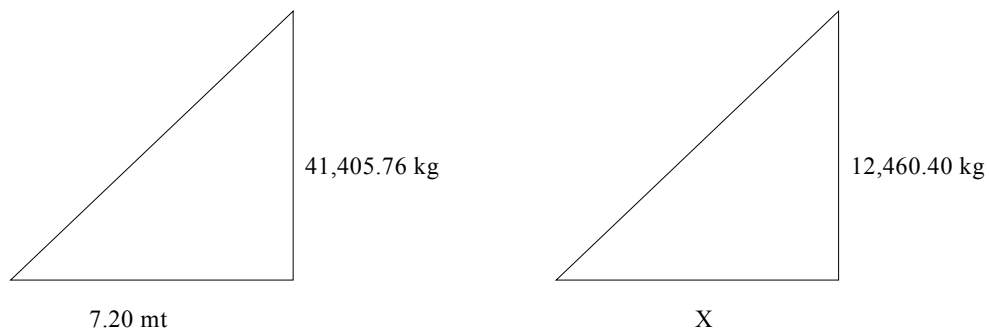
Nota:

Si el corte que resiste el concreto es mayor al V_u , se coloca $S = d/2$

Si $V_{cu} < V_u$ calcular S .

Figura 24

Viga 2



$$\frac{41,405.76 \text{ kg}}{7.20 \text{ mt}} = \frac{12,460.40 \text{ kg}}{X}$$

$$X = 2.17 \text{ mt}$$

7.9.2) Cálculo de S para el valor del corte último (Vu)

7.9.2.1) Viga 1

$$V_u = W \times L / 2$$

$$V_u = \frac{(4,866.63 \text{ kg/mt}) (5.70\text{mt})}{2}$$

$$V_u = 13,869.90 \text{ kg}$$

7.9.2.2) Viga 2

$$V_u = W \times L / 2$$

$$V_u = \frac{(5,750.80 \text{ kg/mt}) (7.20\text{mt})}{2}$$

$$V_u = 20,702.88 \text{ kg}$$

7.9.3) Cálculo del esfuerzo cortante actuante (Va)

7.9.3.1) Viga 1

$$V_a = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_a = \frac{13,869.90 \text{ kg}}{(30\text{cm}) (55\text{cm})}$$

$$V_a = 8.41 \text{ kg/cm}^2$$

7.9.3.2) Viga 2

$$V_a = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_a = \frac{20,702.88 \text{ kg}}{(30\text{cm})(55\text{cm})}$$

$$V_a = 12.55 \text{ kg/cm}^2$$

7.9.4) Cálculo del esfuerzo de corte que resiste el concreto (V_{cu})

7.9.4.1) Viga 1

$$V_{cu} = \phi (0.53) (\sqrt{f'c})$$

$$V_{cu} = (0.85)(0.53) (\sqrt{281.00 \text{ kg/cm}^2})$$

$$V_{cu} = 7.55 \text{ kg/cm}^2$$

7.9.4.2) Viga 2

$$V_{cu} = \phi (0.53) \sqrt{f'c}$$

$$V_{cu} = (0.85)(0.53) (\sqrt{281.00 \text{ kg/cm}^2})$$

$$V_{cu} = 7.55 \text{ kg/cm}^2$$

7.9.5) Cálculo del espaciamiento (S)

7.9.5.1) Viga 1

$$S = \frac{2 \times A_v \times f_y}{(V_a - V_{cu}) (b)}$$

Proposición del hierro No 3, $A_v = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{(2)(0.71 \text{ cm}^2)(2,812.00 \text{ kg/cm}^2)}{(8.41 \text{ kg/cm}^2 - 7.55 \text{ kg/cm}^2) (30\text{cm})}$$

$$S = 155 \text{ cm}$$

Nota:

El espaciamiento ($S = 155\text{cm}$) no cumple con lo recomendado por ACI - 318R99, Tomo I, Código de diseño de hormigón armado; Capítulo 7, sección 7.11.1 Sección 7.11.1: La Armadura de compresión en vigas debe confinarse con estribos o amarras que satisfagan las limitaciones de tamaño y espaciamiento de la sección 7.10.5, Sección 7.10.5, Inciso 7.10.5.2. El espaciamiento vertical de las amarras no debe exceder de 16 diámetros de la barra longitudinal, de 48 diámetros de la barra o alambre de las amarras, o de la menor dimensión del elemento sujeto a compresión, se propone $S = 25 \text{ cm}$ para la viga 1

7.9.5.2) Viga 2

$$S = \frac{2 \times A_v \times f_y}{(V_a - V_{cu}) (b)}$$

Proposición del hierro No 3, $A_v = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{(2)(0.71 \text{ cm}^2)(2,812.00 \text{ kg/cm}^2)}{(12.55 \text{ kg/cm}^2 - 7.55 \text{ kg/cm}^2) (30\text{cm})}$$

$$S = 26.62 \text{ cm}$$

$$S \approx 25 \text{ cm}$$

Nota:

Recomienda el ACI-318R-99, Tomo I, código de diseño de hormigón armado; Capítulo II, Inciso 11.5.4.1 Inciso 11.5.4.1, que el espaciamiento de la armadura de corte colocada perpendicularmente al eje del elemento, no debe exceder de $S / 2$ en elementos de hormigón, es decir el primer estribo.

$$S / 2 = 25\text{cm} / 2$$

$$S / 2 = 12.5\text{cm}$$

En el caso de zonas sísmicas se recomienda poner el primer estribo a 5 cm de cada lado de la viga.

7.2) Detalle de armadura

Figura 25. Viga No 1

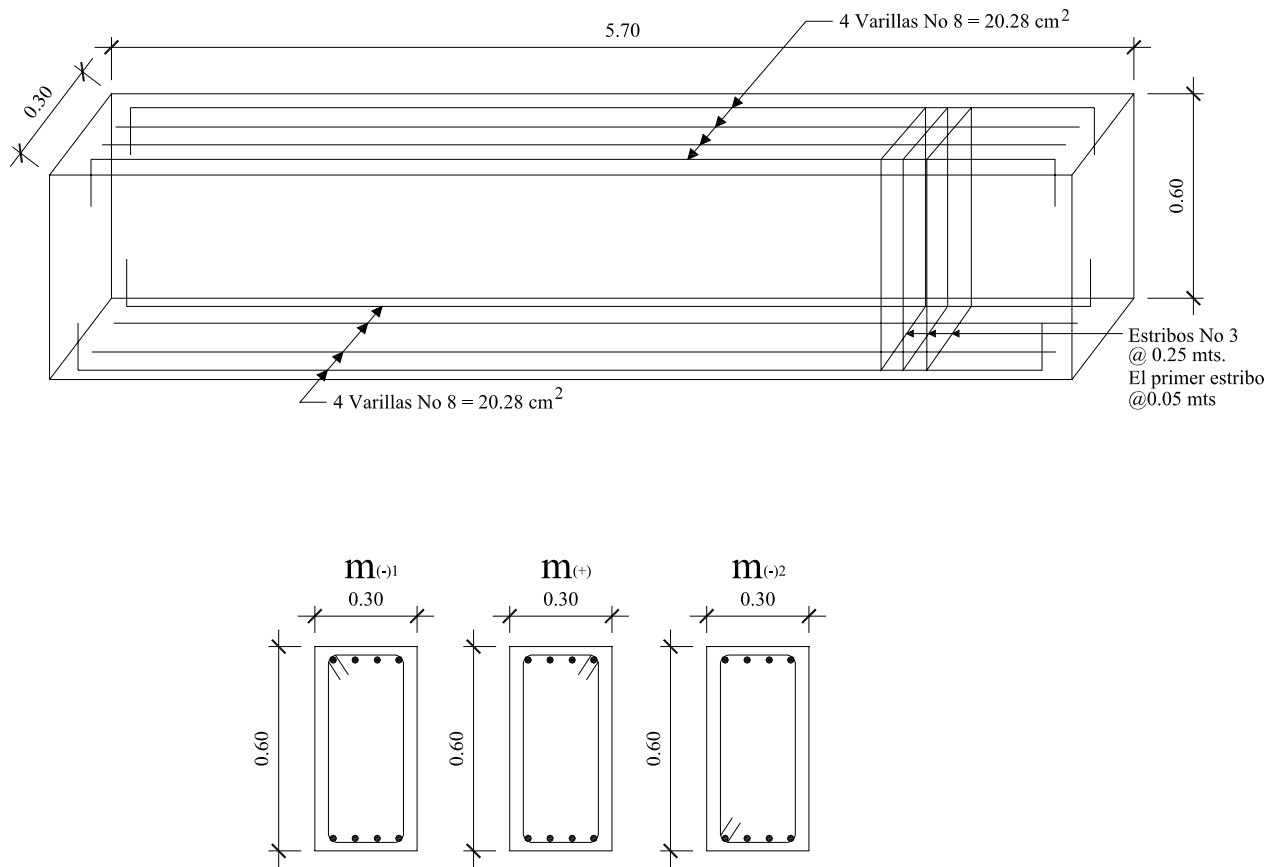
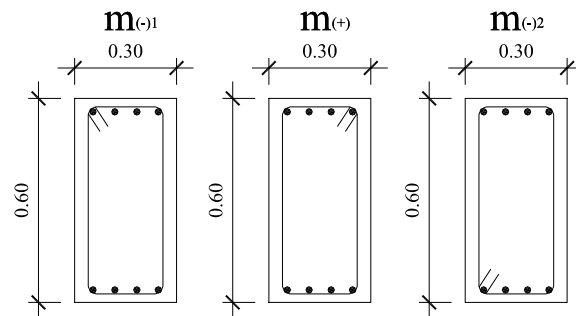
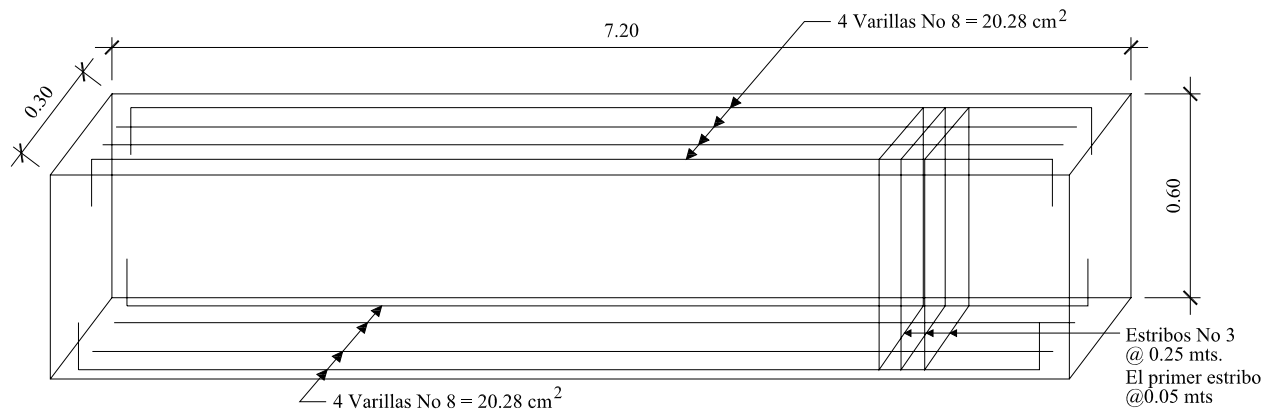


Figura 26. Viga No 2



7.3) Cálculo de columnas

Datos

$$f_y = 2,812.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 281.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_c = 2,400.00 \text{ kg/mt}^3$$

$$\text{Col} = 60\text{cm} \times 60\text{cm}$$

$$L = 7.50 \text{ mt}$$

$$r = 0.05 \text{ mt}$$

7.11.1) Cálculo de la carga axial última (Pu)

$$P_u = \phi \times 0.80 \left[0.85 \times f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \right]$$

$$A_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0.70 \text{ Para Estribo}$$

$$A_g = b \times h$$

$$A_g = (60\text{cm}) (60\text{cm})$$

$$A_g = 3,600.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \# V \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right)$$

$$A_{st} = 10 \left(\frac{\pi \times (2.54)^2}{4} \right)$$

$$A_{st} = 50.67 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g}$$

$$\rho = \frac{50.67 \text{ cm}^2}{3,600.00 \text{ cm}^2}$$

$$\rho = 0.014$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0.01 < 0.014 < 0.06$$

$$P_u = (0.70) (0.80) \left[(0.85) (281.00\text{kg/cm}^2) - (50.67 \text{ cm}^2) + ((281.00\text{kg/cm}^2)(50.67\text{cm}^2) \right]$$

$$P_u = 482,717.6147 \text{ kg}$$

$$P_u = 482,717.6147 \text{ kg} \div 1,000$$

$$P_u = 482.72 \text{ Ton}$$

7.11.2) Cálculo de la carga axial nominal (Pn)

$$P_n = \frac{P_u}{\phi \times 0.80}$$

$$P_n = \frac{482,717.6147 \text{ kg}}{(0.70)(0.80)}$$

$$P_n = 861,995.7405 \text{ kg}$$

$$P_u \leq \phi P_n \text{ max}$$

$$482,717.6147 \text{ kg} \leq (0.80)(861,995.7405 \text{ kg})$$

$$482,717.6147 \text{ kg} \leq 689,596.5924 \text{ kg}$$

7.11.3) Espacio de barras longitudinales

$$X \geq \left\{ \begin{array}{l} X \geq 1.5 \phi_{BL} \\ X \geq 1.5 \phi \text{ Agregado máximo} \\ X \geq 3.8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$X \geq 1.5 \phi_{BL}$$

$$X \geq 1.5 (2.54 \text{ cm})$$

$$X \geq 3.81 \text{ cm}$$

Nota:

Recomienda el ACI – 318R – 99, Tomo I, Código de diseño de hormigón armado, capítulo 3, sección 3.3.2, inciso A, Capítulo 7, Sección 7.6.3.

7.11.4) Espacio de barras en estribo

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} 16 \phi_{BL} \\ 48 \phi \quad \text{Estribo} \\ \text{Lado menor de la columna} \end{array} \right.$$

$$S \leq 16 \phi_{BL}$$

$$S \leq 16 (0.95 \text{ m})$$

$$S \leq 15 \text{ cm}$$

Nota:

El ACI – 318R –99 Tomo I, código de diseño de hormigón armado
Capítulo 7, Inciso 7.10.5.2, recomienda que:

Las columnas consten de:

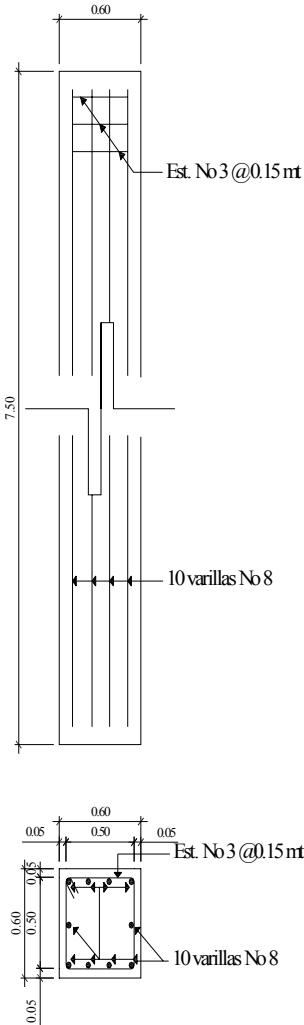
Barras longitudinales, 10 varillas # 8

Estribo, No 3 @ 15 cm

7.11.5) Detalle de armadura

Figura 27

Columna



7.4) Diseño de cimiento combinado excéntrico

El cimiento que a continuación se muestra, tiene problemas de colindancia (las cargas y los momentos son últimos)

El momento se obtiene de:

$$m_{ux\ 1-2} = 0.50 \times P_u + \text{Corte basal}$$

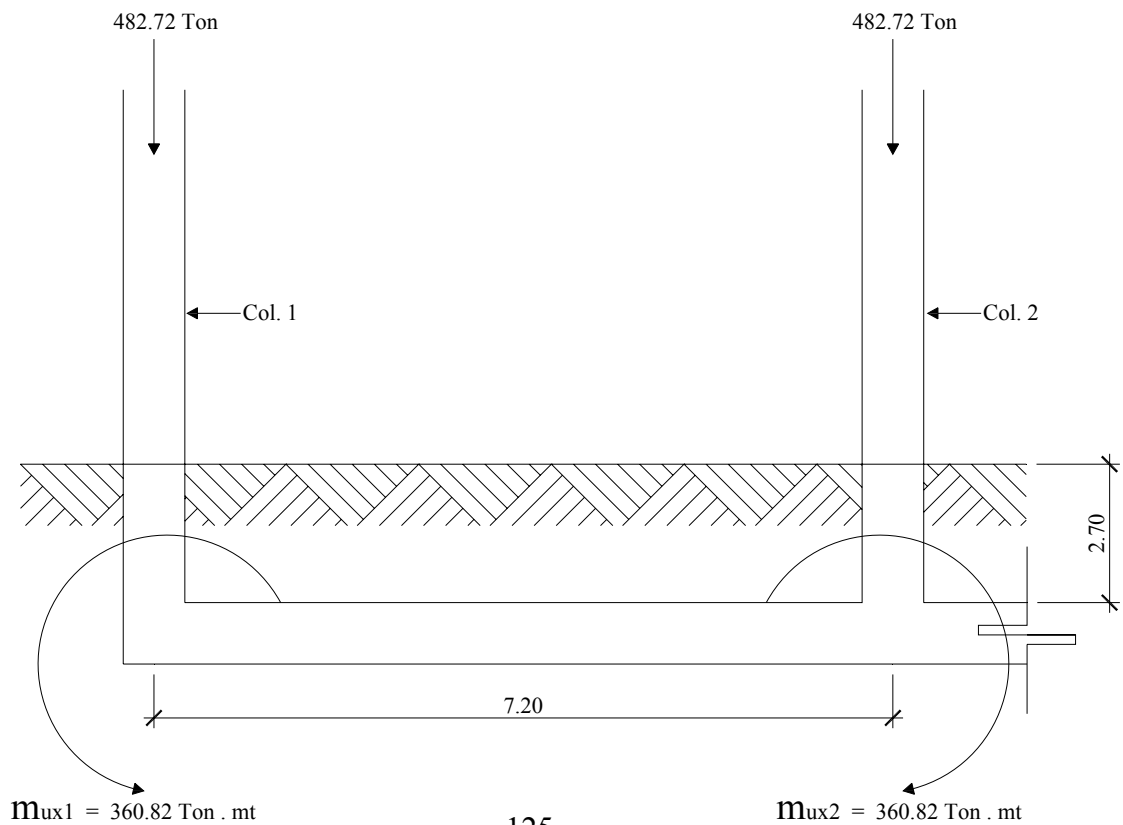
$$m_{ux\ 1-2} = (0.50) (482,717.6144 \text{ k}) + 119,457.05 \text{ kg}$$

$$m_{ux\ 1-2} = 360,815.8772 \text{ kg} \div 1,000$$

$$m_{ux\ 1-2} = 360.82 \text{ Ton} \times 1 \text{ mt}$$

$$m_{ux\ 1-2} = 360.82 \text{ Ton} \cdot \text{mt}$$

Figura 28



Datos :

$$V_s = 21.00 \text{ Ton / mt}^2$$

$$r_s = 21.00 \text{ Ton / mt}^2$$

$$r_c = 2.4 \text{ Ton / mt}^3$$

$$f'_c = 281.00 \text{ kg/ cm}^2$$

$$f_y = 2,812.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cu} = 1.49$$

Sección de columnas 0.60mt x 0.60mt

El centroide de las cargas se encuentra haciendo suma de momentos de una columna. En este caso se utilizará la columna 1 y 2.

$$\text{Peso de columna} = (0.60\text{mt}) (0.60\text{mt}) (7.50\text{mt}) 2.4\text{Ton / mt}^3$$

$$\text{Peso de columna} = 6.48 \text{ Ton}$$

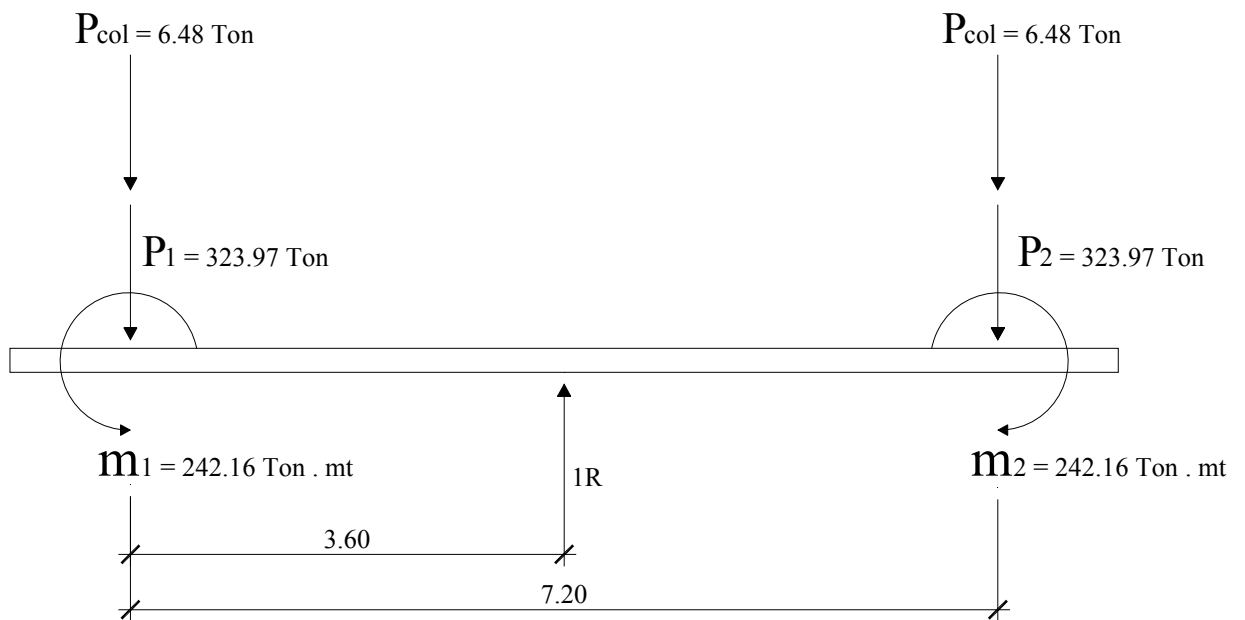
Reduciendo a cargas y momentos de servicio o trabajo.

$$P' = \frac{P_{u \text{ 1-2}}}{F_{cu}} = \frac{482.72 \text{ Ton}}{1.49} = 323.97 \text{ Ton}$$

$$m' = \frac{m_{ux \text{ 1-2}}}{F_{cu}} = \frac{360.82 \text{ Ton} \cdot \text{mt}}{1.49} = 242.16 \text{ Ton} \cdot \text{mt}$$

De las cargas y momentos de trabajo, más el peso de las columnas, se obtiene el siguiente diagrama de cuerpo libre:

Figura 29



$$1R = \Sigma P = (2)(6.48\text{Ton}) + 2(323.97\text{Ton}) = 660.90 \text{ Ton}$$

Haciendo Σm en columna 1 para determinar X

$$\Sigma m_1 + \curvearrowright = 0$$

$$1R \times X = (7.20\text{mt})(323.97 \text{ Ton} + 6.48 \text{ Ton}) - 242.16 \text{ Ton} \cdot \text{mt} + 242.16 \text{ Ton} \cdot \text{mt}$$

$$X = \frac{2,397.24 \text{ Ton} \cdot \text{mt}}{660.90 \text{ Ton}}$$

$$660.90 \text{ Ton}$$

$$X = 3.60 \text{ mt}$$

La longitud del cimiento se escoge de tal manera, que el centro de gravedad de las cargas coincida con el centro del cimiento.

Por tanto

$$L = (2) (0.30 \text{ mt} + X)$$

$$L = (2) (0.30 \text{ mt} + 3.60 \text{ mt})$$

$$L = 7.80 \text{ mt}$$

Se tiene que:

$$q \approx V_s \approx \frac{\Sigma p}{A_z} \quad \text{De donde } A_z = B \times L \text{ siendo } L = 7.80 \text{ mt}$$

Entonces:

$$\frac{\Sigma p}{L \times V_s} = \frac{1R}{L \times V_s} = \frac{660.90 \text{ Ton.}}{(7.80 \text{ mt}) (21.00 \text{ Ton} / \text{m}^2)}$$

$$\mathbf{B = 4.04 \text{ mt}}$$

Por lo cual $A_z = B \times L$

$$A_z = (4.04 \text{ mt}) (7.80 \text{ mt})$$

$$A_z = 31.51 \text{ m}^2$$

Chequeando con $A_z = 31.51 \text{ m}^2$

El peso del suelo y el cimiento es:

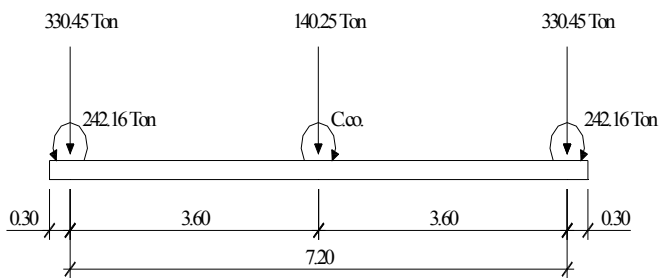
$$P_s = A_z \times \text{Desplazante} \times r_s = (31.51 \text{ mt}^2) (2.70\text{mt}) (1.4 \text{ Ton} / \text{mt}^3) = 117.56 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{cim}} = A_z \times \text{Tasumido} \times r_s = (31.51 \text{ mt}^2) (0.30\text{mt}) (2.4 \text{ Ton} / \text{mt}^3) = \underline{\underline{22.69 \text{ Ton}}}$$

$$P_s + P_{\text{cim}} = 140.25 \text{ Ton}$$

El nuevo diagrama de cuerpo libre queda de la siguiente manera:

Figura 30



Las cargas equivalentes en el centro geométrico serán:

$$PCG = \Sigma F_v = (2) (330.45 \text{ Ton}) + 140.25 \text{ Ton}$$

$$PCG = 801.15 \text{ Ton}$$


$$\text{Haciendo } \Sigma MCG + \curvearrowright = 0$$

$$MCG = \left[(3.60\text{mt}) (-330.45 \text{ Ton} - 242.16 \text{ Ton}) + (3.60\text{mt}) (330.45 \text{ Ton} + 242.16 \text{ Ton}) \right]$$

$$MCG = 0.00$$

La presión sobre el terreno será:

$$q = \frac{PCG}{AZ} \pm \frac{MCG}{S} \quad S = \text{módulo de sección}$$

$$(1/6) \times B \times L^2$$


$$q = \frac{801.15 \text{ Ton}}{31.51 \text{ mt}^2} = 25.43 \text{ Ton / mt}^2 > V_s$$

La presión excede el V_s del suelo, hay que aumentar AZ:

Aumentando AZ, conservando la longitud $L = 7.80$ mts. y aumentando B.

Probando con $B = 6.00$ mts.

$$AZ = B \times L$$

$$AZ = (6.00\text{mt})(7.80\text{mt})$$

$$AZ = 46.80 \text{ mt}^2$$

$$P_s + P_{cim} = (46.80\text{mt}^2 \times 2.70\text{mts} \times 1.4\text{Ton / mt}^3) + (46.80\text{mt}^2 \times 0.30\text{mt} \times 2.4\text{Ton / mt}^3)$$

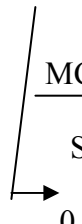
$$P_s + P_{cim} = 210.60 \text{ Ton}$$

Encontrando PCG y MCG

$$PCG = \Sigma F_v = (2)(330.45 \text{ Ton}) + 210.60 \text{ Ton}$$

$$PCG = 871.50 \text{ Ton}$$

$$MCG = 0.00$$

$$q = \frac{PCG}{AZ} \pm \frac{MCG}{S}$$


$$q = \frac{871.50 \text{ Ton}}{46.80 \text{ mt}^2} = 18.62 \text{ Ton / mt}^2 < 21.00 \text{ Ton / mt}^2$$

Como $q < V_s$ (no excede el valor soporte del suelo) se trabaja con $B = 6.00$ mts y
 $L = 7.80$ mts

Las presiones del suelo y cimiento son:

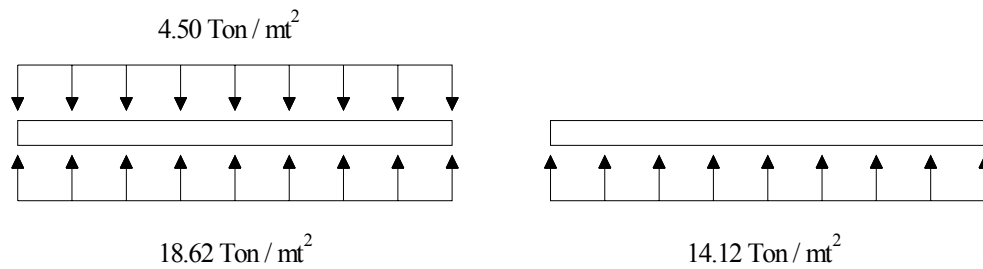
$$q_s = \text{Desplante} \times r_s = (2.70\text{mt}) (1.4\text{Ton}/\text{mt}^3) = 3.78 \text{ Ton}/\text{mt}^2$$

$$q_{\text{cim}} = (t)(r_c) = (0.30\text{mt}) (2.4\text{Ton}/\text{mt}^3) = 0.72 \text{ Ton}/\text{mt}^2$$

$$q_s + q_{\text{cim}} = \underline{\underline{4.50 \text{ Ton}/\text{mt}^2}}$$

Las presiones sobre el cimiento quedan de la siguiente manera:

Figura 31



Las presiones últimas de diseño serán:

$$q_{\text{dis U}} = F_{cu} \times q$$

$$q_{\text{dis U}} = (1.49) (14.12 \text{ Ton}/\text{mt}^2)$$

$$q_{\text{dis U}} = 21.04 \text{ Ton}/\text{mt}^2$$

Las presiones últimas por metro lineal se obtienen de:

$$W = B \times q_{dis} \times U \quad B = 6.00\text{mt}$$

$$W = (6.00\text{mt}) (21.04 \text{ Ton}/\text{mt}^2)$$

$$W = 126.24 \text{ Ton} / \text{mt}$$

Las cargas últimas sobre el cimiento serán:

Figura 32

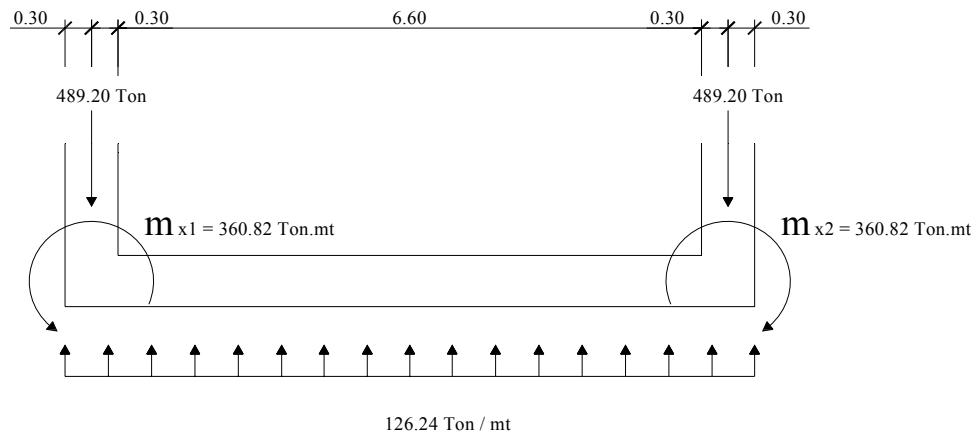
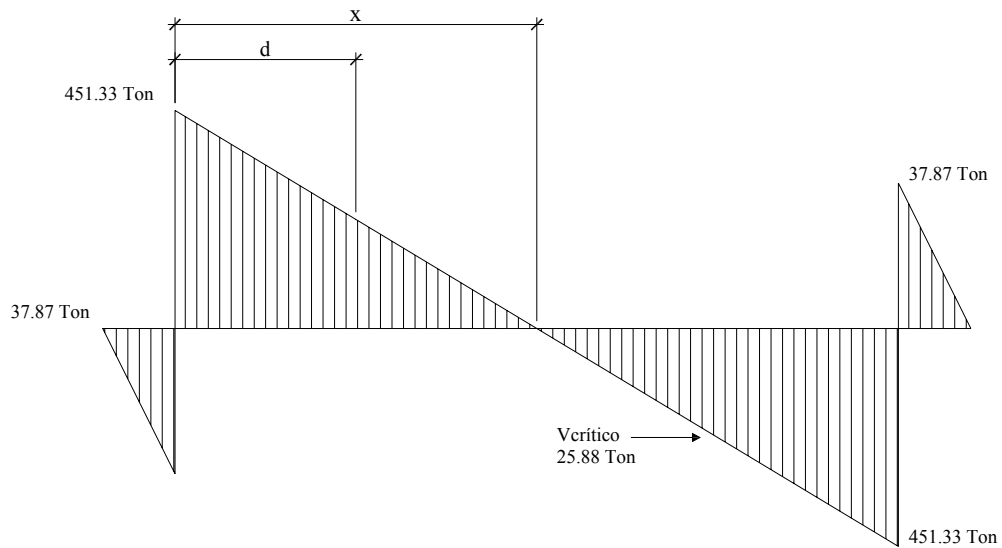


Figura 33. Diagrama de corte



$$V = \frac{WL}{2}$$

$$V = \frac{(126.24 \text{ Ton / mt}) (0.60\text{mt})}{2}$$

$$V = 37.87 \text{ Ton}$$

$$\text{Valor de carga} = 489.20 \text{ Ton} - 37.87 \text{ Ton}$$

$$\text{Valor de carga} = 451.33 \text{ Ton}$$

$$\text{Verítico} = \frac{(126.24 \text{ Ton / mt}) (0.40775\text{mt})}{2}$$

$$\text{Verítico} = 25.88 \text{ Ton}$$

$$d = \frac{0.2155\text{mt}}{2} + 0.30\text{mt}$$

$$d = 0.40775 \text{ mt}$$

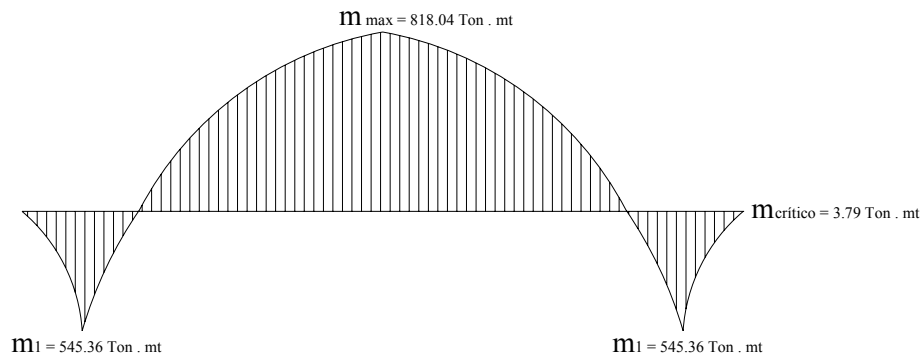
La distancia "X" se encuentra cuando $V = 0$ y $M_{\text{máx.}}$.

Por relación de triángulos se tiene que:

$$\frac{X}{451.33 \text{ Ton}} = \frac{7.20 \text{ mt}}{451.33\text{Ton} + 451.33 \text{ Ton}}$$

$$X = 3.60 \text{ mts}$$

Figura 34. Diagrama de momentos



m

$$M_{\max} = \frac{WL^2}{8}$$

$$M_{\max} = \frac{(126.24 \text{ Ton / mt}) (7.20\text{mt})^2}{8}$$

$$M_{\max} = 818.04 \text{ Ton . mt}$$

$$M_{1-2} = \frac{(126.24 \text{ Ton . mt}) (7.20\text{mt})^2}{12}$$

$$M_{1-2} = 545.36 \text{ Ton . mt}$$

M crítico a rostro de columna

$$M_{\text{crítico}} = \frac{(126.24 \text{ Ton /mt}) (0.60\text{mt})^2}{12}$$

$$M_{\text{crítico}} = 3.79 \text{ Ton . mt}$$

NOTA:

Los cálculos de corte y momento están en relación con una viga doblemente empotrada con carga uniformemente distribuida.

En los diagramas se muestra V.crítico para una distancia “d” y M crítico a rostro de columna.

Diseño estructural del cimiento

Chequeo por corte simple

Según t asumido = 30 cms.

$$d = t - \text{Recubrimiento} - \phi / 2 \quad \text{Asumido } \phi \text{ de No 6}$$

$$d = (30\text{cm} - 7.5\text{cm} - 1.90\text{cm} / 2)$$

$$d = 21.55 \text{ cm}$$

Cálculo De Vresistente

$$VR = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times B \times d / 1000; \text{ siendo } B = 6.00 \text{ mts}$$

$$VR = (0.85) (0.53) (\sqrt{281.00\text{kg} / \text{cm}^2}) (600\text{cm}) (21.55\text{cm}) / 1000$$

$$VR = 97.64 \text{ Ton}$$

$$VR > V.\text{crítico}$$

Chequeo por corte punzonante

Tomando como referencia el caso crítico; en la columna la cual tiene $P_u = 489.20$ Ton.

$$\text{Siendo } d = 21.55\text{cm} \longrightarrow 60 \text{ cm} + d = (60\text{cm} + 21.55\text{cm}) = 81.55 \text{ cm}$$

$$VR = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d / 1000;$$

$$\text{Siendo } b_o = 4 (60\text{cm} + 21.55\text{cm}) = 326.20 \text{ cm}$$

$$VR = (0.85) (1.06) (\sqrt{281.00\text{kg} / \text{cm}^2}) (326.20\text{cm}) (21.55\text{cm}) / 1000$$

$$VR = 106.17 \text{ Ton}$$

Mientras que el corte punzonante actuante es:

$$V_{p2} = p_u - q \times A_{p2}$$

Donde q = a la presión última por unidad de área

$$V_{p2} = (489.20\text{Ton} - 21.04\text{Ton}/\text{m}^2) (0.60\text{m} + 0.2155\text{m})^2$$

$$V_{p2} = 311.35 \text{ Ton}$$

Entonces

$$V_R < V_{p2} \quad \text{No existe punzonamiento.}$$

Chequeo por flexión

Sentido X – X

$$\text{Refuerzo mínimo} = (14.1 / F_y) \times b \times d$$

$$A_{s\text{mín}} = (14.1 / 2,812.00 \text{ kg}/\text{cm}^2) (100\text{cm}) (21.55\text{cm})$$

$$A_{s\text{mín}} = 10.81\text{cm}^2$$

$$\text{Refuerzo máximo sísmico} = \rho_m \times b \times d$$

Área sísmica

$$\rho_m = 0.5 \times \rho_b$$

$$\rho_b = 0.85 \times B1 \left(\frac{6,090 \times f'_c}{f_y (6,090 + f_y)} \right)$$

$$\rho_b = (0.85) (0.85) \left(\frac{(6,090) (281.00)}{(2,812.00) (6,090 + 2,812.00)} \right)$$

$$\rho_b = 0.05$$

$$A_{max} = (0.5) (0.05) (100) (21.55)$$

$$A_{max} = 53.88 \text{ cm}^2$$

El Momento Resistente con $A_{smin} = 10.81 \text{ cm}^2$ es:

$$MR = 0.9 \times f_y \times A_s \left(d - \frac{A_s \times f_y}{1.7 \times f'_c \times b} \right)$$

$$MR = (0.9)(2,812.00 \text{ kg/cm}^2)(10.81 \text{ cm}^2) \left(21.55 \text{ cm} - \frac{(10.81 \text{ cm}^2) (2,812.00 \text{ kg/cm}^2)}{(1.7) (281.00 \text{ kg/cm}^2)(100.00 \text{ cm})} \right)$$

$$MR = 5.72 \text{ Ton} \cdot \text{mt}$$

Con A_{smin} , sí cubre el momento crítico a rostro de columna el cual tiene una magnitud de 3.79 Ton. mt

Para el sentido transversal colocar A_s por temperatura

$$A_s \text{ Temp} = 0.002 \times b \times t$$

$$t = d + \text{Recubrimiento} + \phi / 2$$

$$t = (21.55 \text{ cm} + 7.5 \text{ cm} + 1.90 \text{ cm} / 2)$$

$$t = 30 \text{ cm}$$

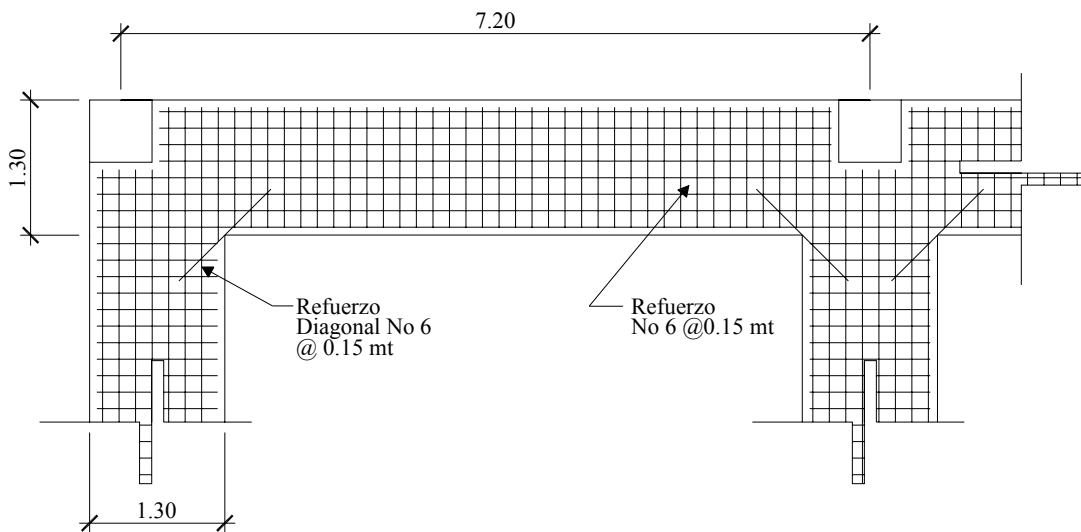
$$A_s \text{ Temp} = (0.002) (100.00 \text{ cm}) (30 \text{ cm})$$

$$A_s \text{ Temp.} = 6.00 \text{ cm}^2$$

Con los cálculos obtenidos y las restricciones de colindancia, se puede determinar una relación $b = L / B$, teniendo $L = 7.80\text{mt}$ y $B = 6.00\text{mt}$; se obtiene un $b = 1.30\text{mt}$ que será el ancho del cimiento y las distancias entre ejes de columnas para el eje “X” de 7.20mt y el eje “Y” 5.70mt , con refuerzo de dos camadas, en el sentido longitudinal y transversal de varilla No 6 @ 0.15mt se separación, que ésta en el intervalo del Asmin y As max, con un refuerzo de varilla No 6 en diagonal en los vértices de los cimientos, con un $t = 30\text{cm}$ y un recubrimiento de 7.5cm .

Figura 35

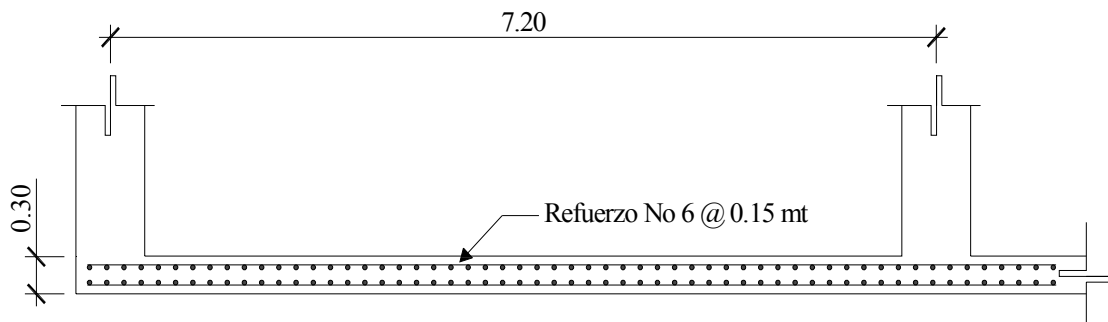
Planta



7.13) Cálculo de tensores

Costanera perfil "C"

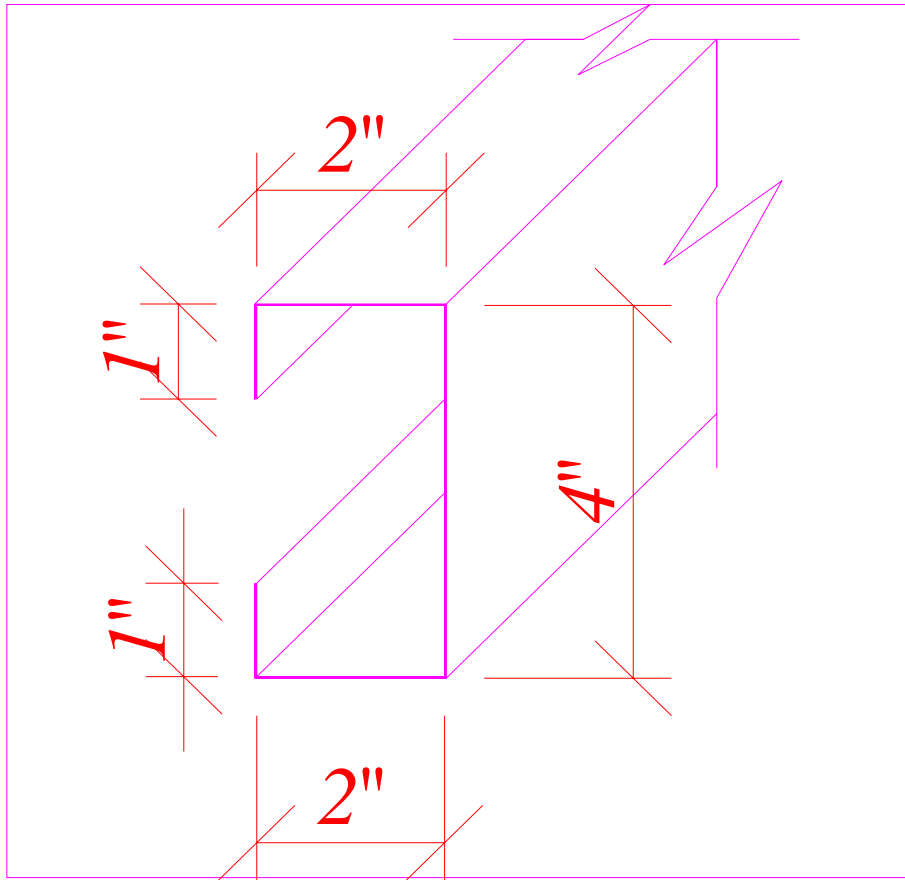
Figura 36



Longitud = 20.00 Pies

Peso = 31.00 Lbs.

De 2" x 4" x 1/16"



$$I = \left\{ (1/12'') (1/16'') (2'')^3 + [(1/12'') (1/16'') (2'')^3 + (1/16'') (2'') (2'')^2] + [(1/12'') (1/16'') (1'')^3 + (1/16'') (1'') (1 \frac{1}{2}'')^2] \right\} * 2$$

$$I = 1.46 \text{ Pulg}^4$$

$$A_{\text{Total}} = 1/16'' * (4'') + 1/16'' * (2'')(2) + 1/16'' * (1'')(2)$$

$$A_{\text{Total}} = 0.625 \text{ Pulg}^2$$

Tensores de $\frac{3}{4}$ '' de diámetro

Radio de Giro

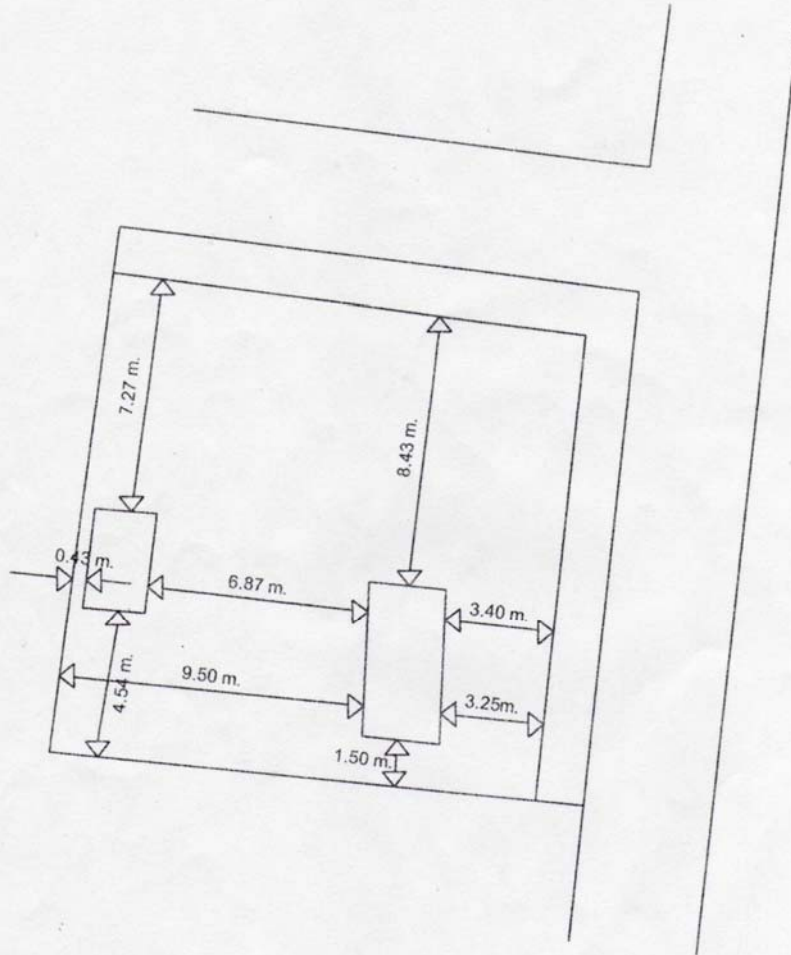
$$R = \sqrt{I / A_{\text{Total}}}$$

$$R = \sqrt{1.46 \text{ Pulg}^4 / 0.625 \text{ Pulg}^2}$$

$$R = 1.53 \text{ Pulg.}$$

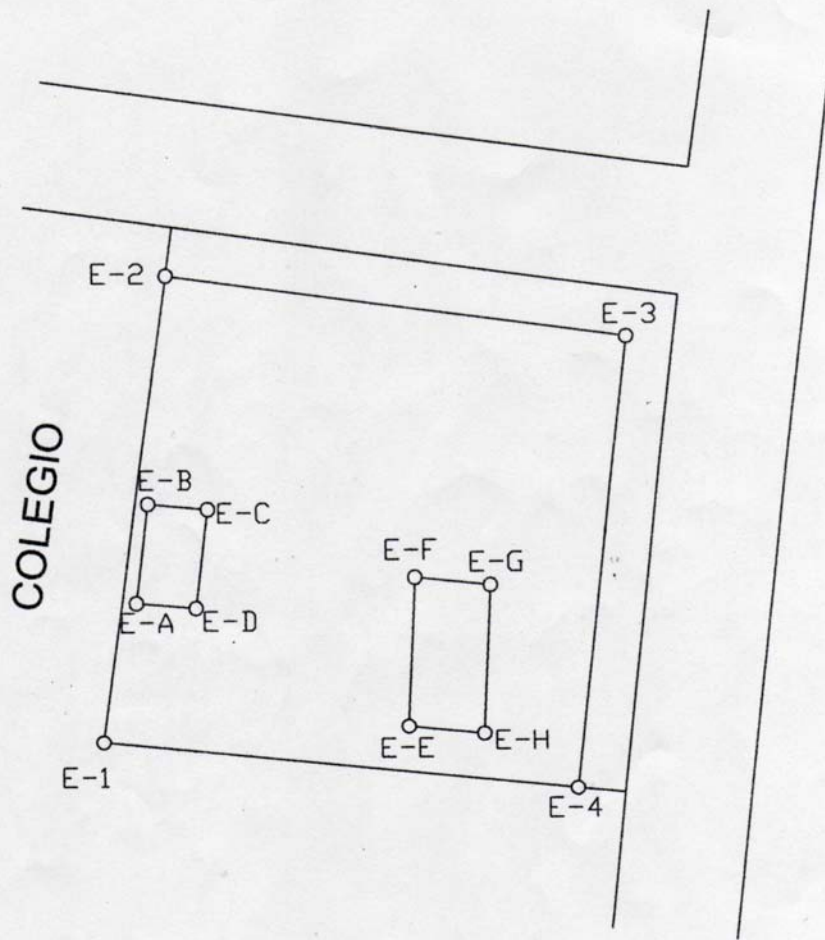


PLANTA ACOTADA





PLANTA CONJUNTO



EST.	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA
1	2	08°00'34"	14.95
2	3	97°38'04"	14.75
3	4	186°32'21"	14.50
4	1	275°50'10"	15.15

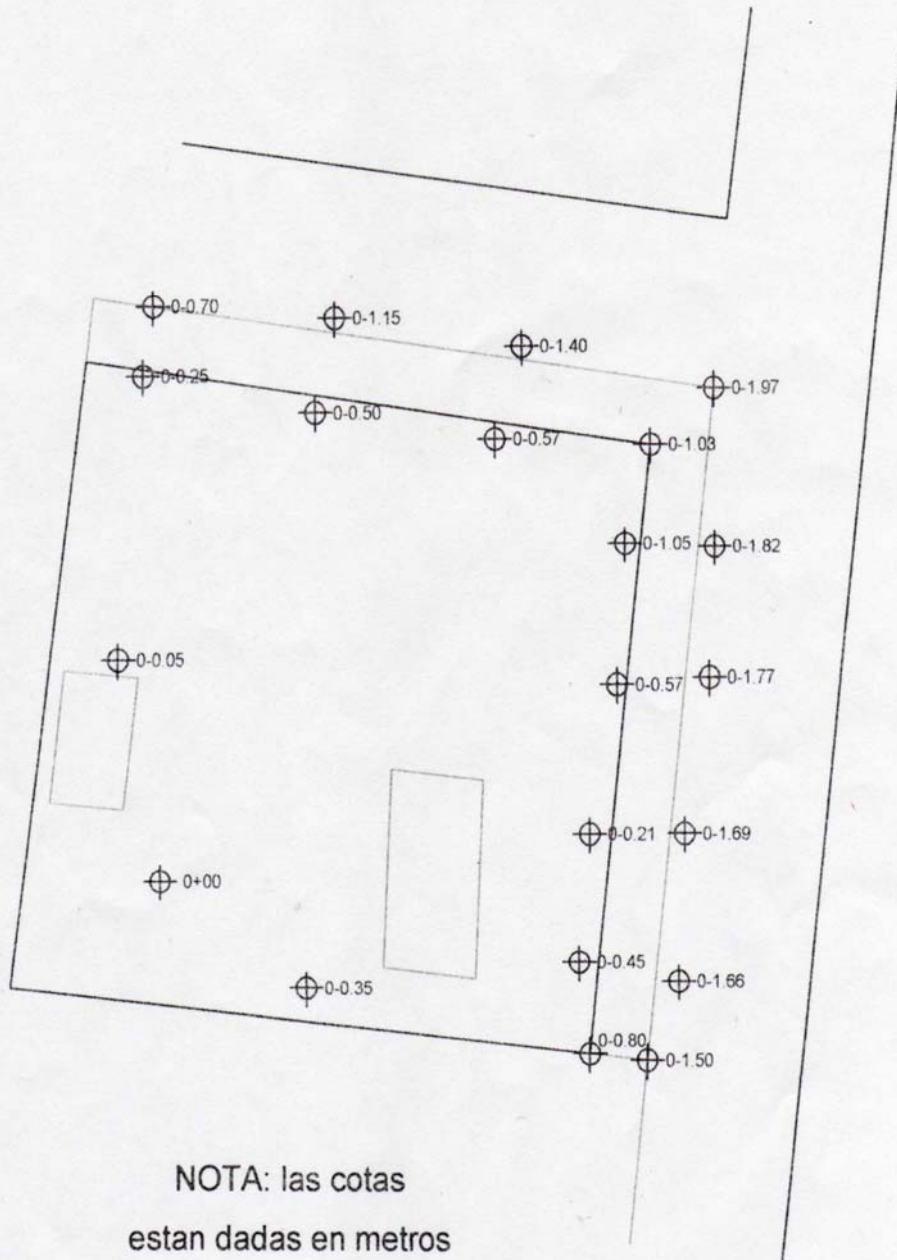
EST.	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA
A	B	07°25'41"	3.00
B	C	95°01'14"	1.90
C	D	187°25'41"	3.00
D	A	275°01'14"	1.90

AREA: 220.2969 M² - 315.2779 Vrs.⁴

EST.	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA
E	F	02°48'10"	4.70
F	G	95°55'09"	2.40
G	H	182°48'10"	4.70
H	E	275°55'09"	2.40



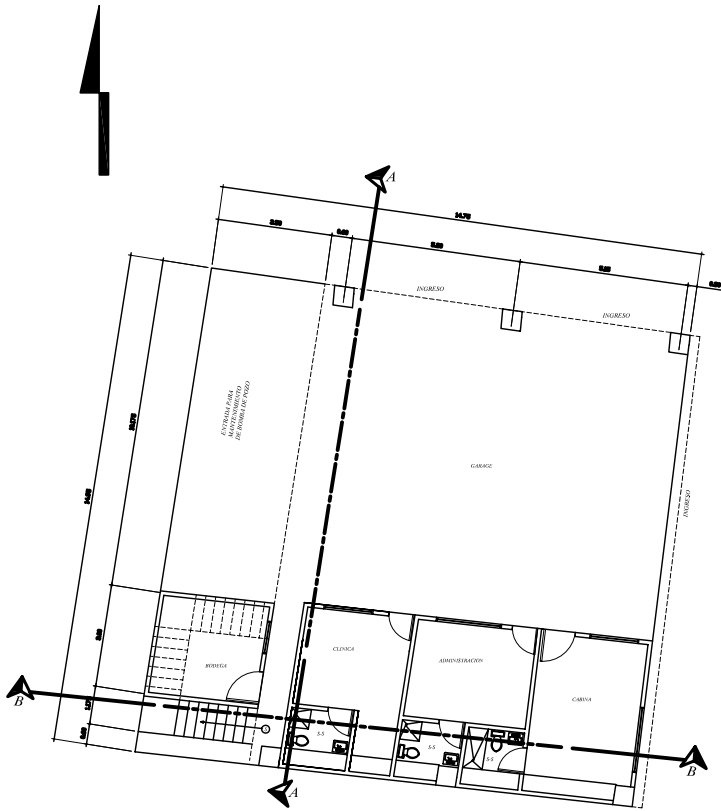
PLANTA DE COTAS



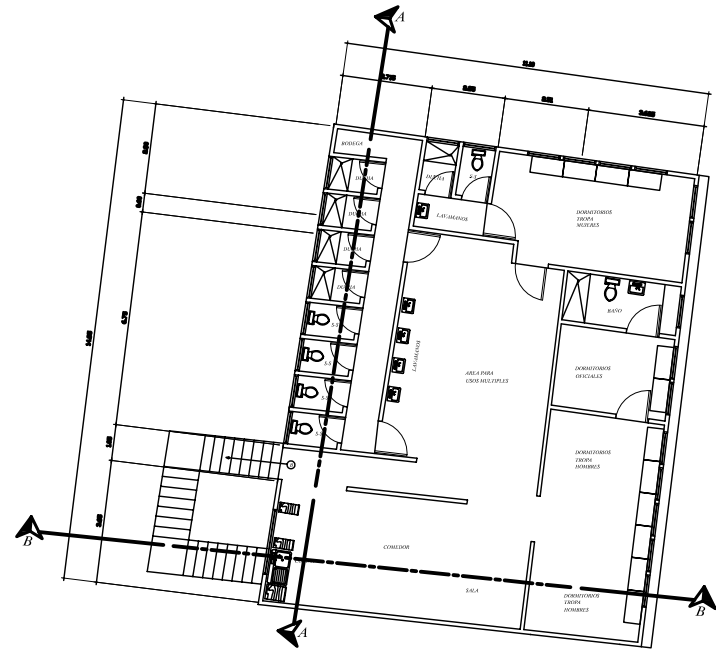
NOTA: las cotas
están dadas en metros

TOPOGRAFIA TERRENO SAN MIGUEL PETAPA

Est	P.O.	Grado	Min	Seg	AZIMUT	Grado	Min	Seg	Ang.Vert	Hi	Hm	Hs	Distancia
A	1	348	30	15	348.504	105	37	27	105.624	0.100	0.128	0.155	5.30
A	2	330	43	8	330.719	103	35	40	103.594	0.100	0.132	0.164	6.22
A	3	304	21	5	304.351	108	46	45	108.779	0.200	0.222	0.244	4.17
A	4	324	55	55	324.932	107	46	48	107.780	0.800	0.814	0.828	2.67
A	5	245	12	10	245.203	107	10	0	107.167	0.100	0.126	0.152	4.97
A	6	107	0	0	107.000	107	7	10	107.119	0.100	0.129	0.157	5.45
A	7	60	5	0	60.083	100	56	5	100.935	0.500	0.532	0.564	6.28
A	B	2	27	53	2.465	96	26	12	96.437	0.100	0.199	0.239	19.77
B	8	205	1	8	205.019	96	36	50	96.614	0.200	0.249	0.278	7.75
B	9	209	21	12	209.353	96	36	20	96.606	0.500	0.532	0.565	6.46
B	10	222	8	0	222.133	93	29	55	93.499	0.500	0.545	0.590	8.98
B	11	121	9	40	121.161	99	14	15	99.238	0.100	0.177	0.254	15.20
B	12	128	19	35	128.326	96	57	50	96.964	0.300	0.373	0.446	14.49
B	C	98	9	55	98.185	102	14	10	102.236	0.200	0.253	0.306	10.36
C	D	163	32	0	163.533	92	40	15	92.671	0.100	0.226	0.352	25.17
D	13	310	2	0	310.033	88	9	30	88.156	0.600	0.668	0.736	13.59
D	14	291	31	50	291.531	86	55	35	86.926	0.800	0.858	0.916	11.58
D	15	286	13	5	286.218	92	23	55	92.399	0.400	0.440	0.480	7.99
D	A	288	9	55	288.165	89	47	0	89.783	0.100	0.195	0.290	19.00



PLANTA GENERAL 1er NIVEL
 ESCALA: 1:75



PLANTA GENERAL 2do NIVEL
 ESCALA: 1:75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 UNIDAD DE E.P.S. FACULTAD DE INGENIERÍA
 MUNICIPALIDAD DE SAN MIGUEL PETAPA

PROYECTO:
 ESTACIÓN DE BOMBEROS

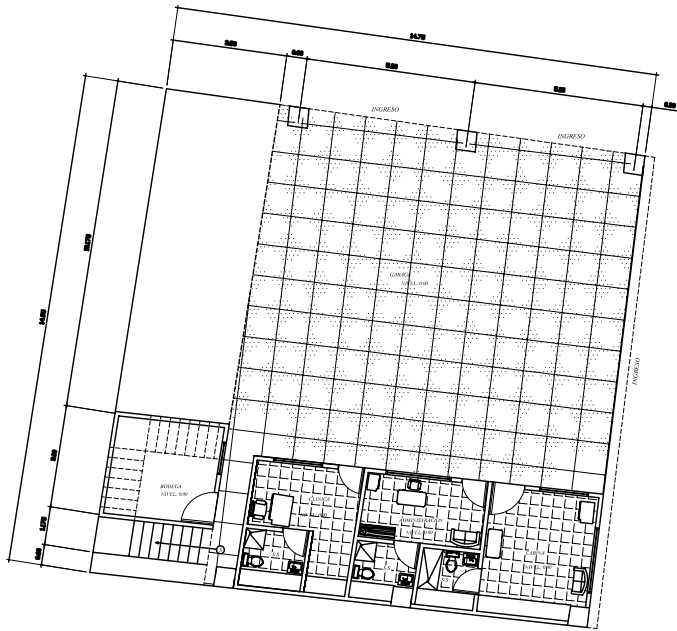
DISEÑO:
 BORJA MARTINEZ
 DIBUJO:
 BORJA MARTINEZ
 FECHA:
 JUNIO 2009

PLANO DE:
 PLANTA GENERAL

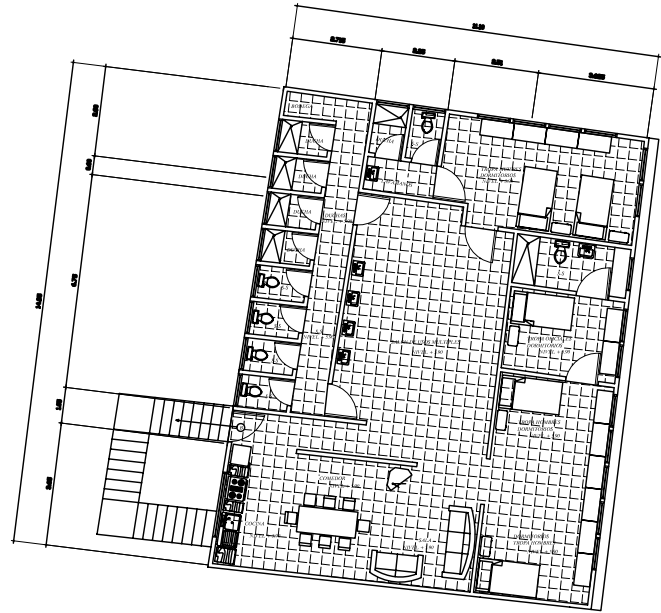
Hoja No:

1

10



PLANTA AMOBLADA 1er NIVEL
 ESCALA: 1:75



PLANTA AMOBLADA 2do NIVEL
 ESCALA: 1:75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 UNIDAD DE E.P.S. FACULTAD DE INGENIERÍA
 MUNICIPALIDAD DE SAN MIGUEL PETAPA

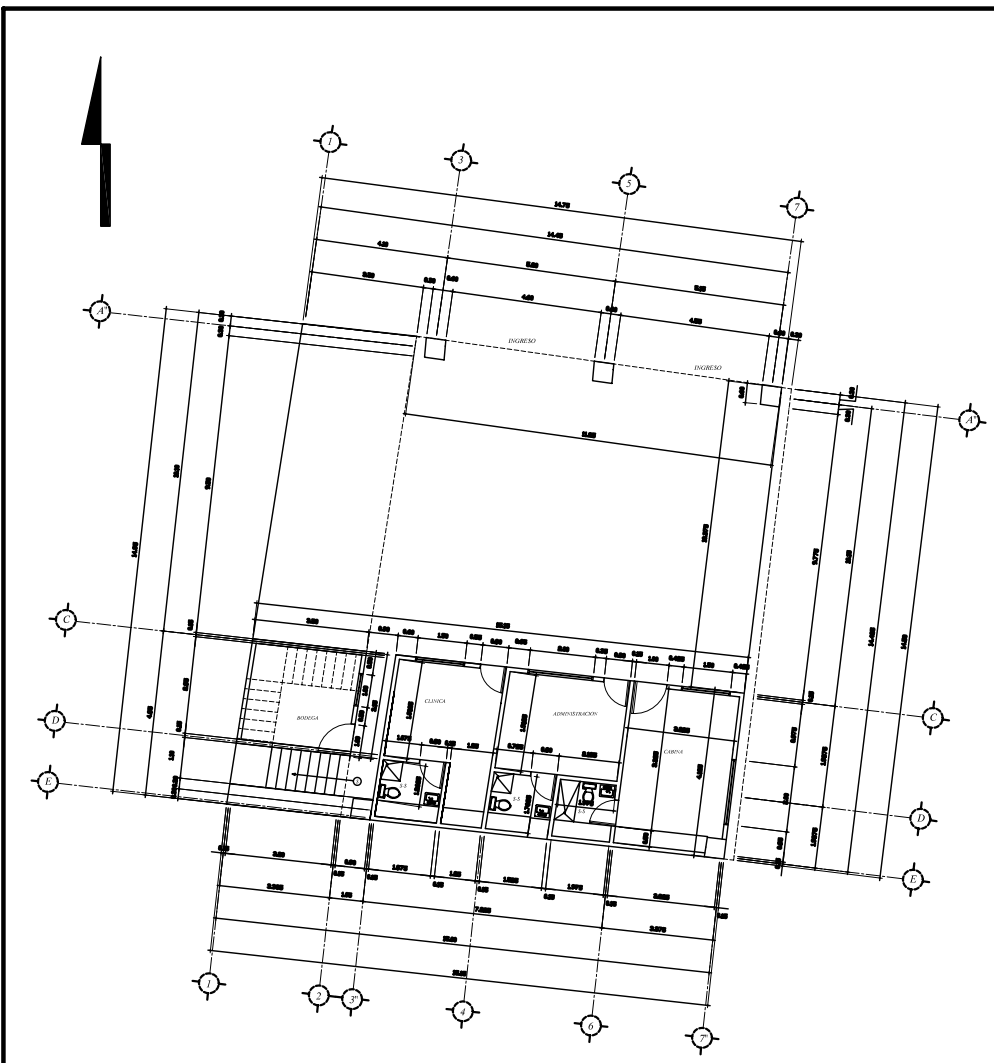
PROYECTO:
 ESTACIÓN DE BOMBEROS

DISEÑO:
 BORJA MARTINEZ
 DISEÑO:
 BORJA MARTINEZ
 FECHA:
 JUNIO 2009
 ESCALA:
 1:100

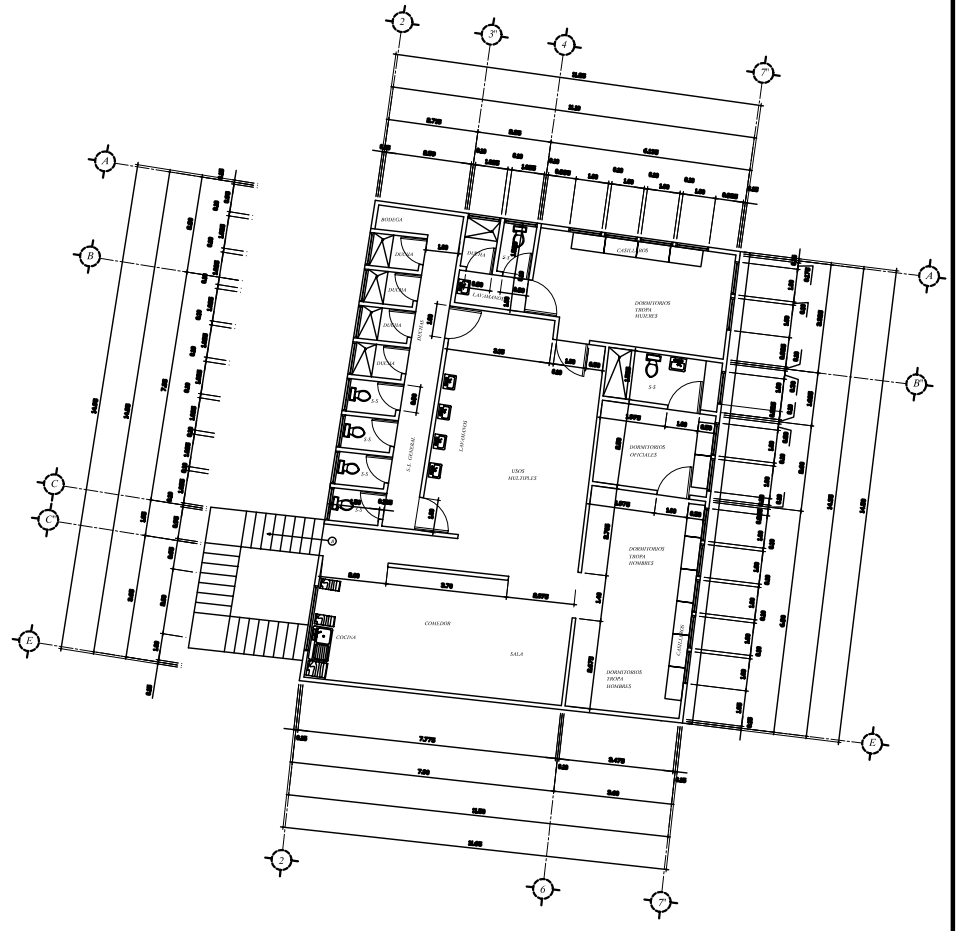
PLANO DE:
 PLANTA AMOBLADA

Hoja No:
 2
 10

100: Municipalidad de San Miguel Petapa

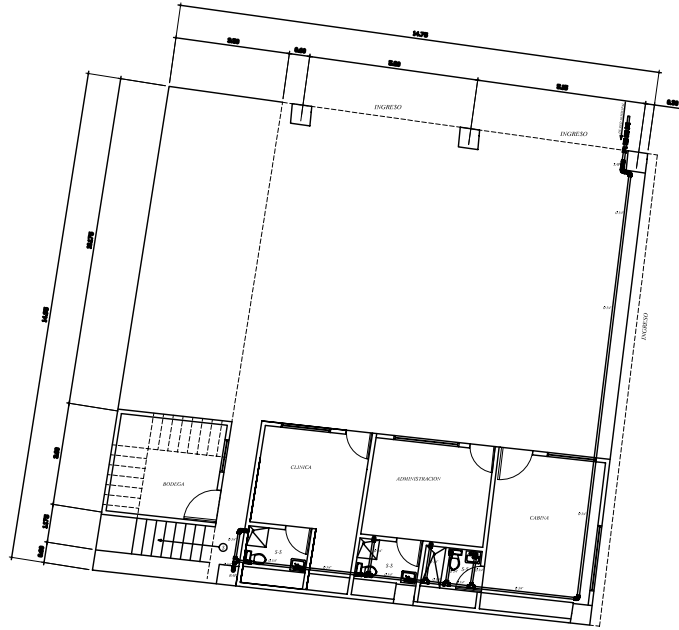


PLANTA COTAS 1er NIVEL
 ESCALA: 1:75

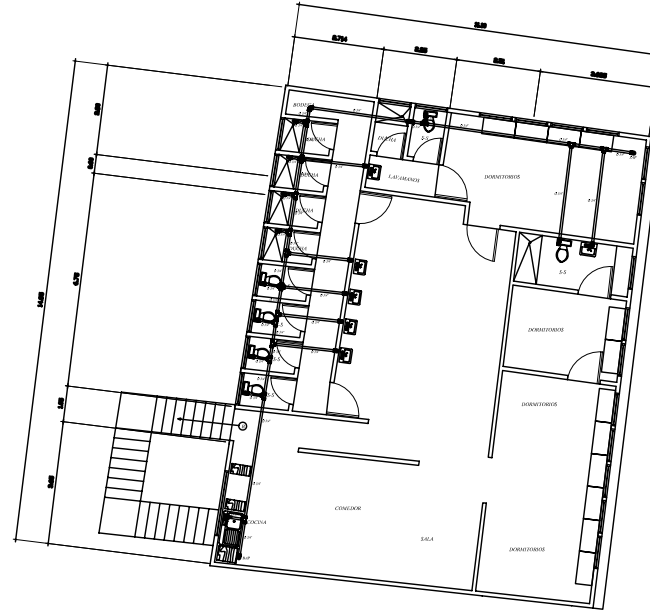


PLANTA DE COTAS 2do NIVEL
 ESCALA: 1:75

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA UNIDAD DE E.P.S. FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE SAN MIGUEL PETAPA	
	PROYECTO: ESTACION DE BOMBEROS	
DISEÑO: BORJA MARTINEZ CHECKEADO: BORJA MARTINEZ FECHA: JUNIO 2009 ESCALA: 1:100	PLANO DE: PLANTA COTAS	HOJA No: 3 10



PLANTA AGUA POTABLE 1er NIVEL
ESCALA: 1:75



PLANTA AGUA POTABLE 2do NIVEL
ESCALA: 1:75

SIMBOLOGIA	
	TUBERÍA PVC Ø 3/4"
	TEE HORIZONTAL
	TEE VERTICAL
	CODO A 90° HORIZONTAL
	CODO A 90° VERTICAL
	SUBE AGUA POTABLE
	BAJA AGUA POTABLE
	LLAVE DE CHEQUE
	LLAVE DE PASO
	CONTADOR
	LLAVE DE COMPUERTA
	SUBE AGUA POTABLE
	BAJA AGUA POTABLE
	CRUZ

NOTA:
LA TUBERÍA PARA LA DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DEBE SER DE PVC DE Ø 3/4 DE PULGADA, AL IGUAL QUE LOS ACCESORIOS.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
UNIDAD DE E.P.S. FACULTAD DE INGENIERÍA
MUNICIPALIDAD DE SAN MIGUEL PETAPA

PROYECTO:
ESTACIÓN DE BOMBEROS

DISEÑO:

BORGIA MARTINEZ

PROYECTO Y DISEÑO:

BORGIA MARTINEZ

FECHA:

SENO 2009

ESCALA:

INDICADA

PLANO DE:
DISTRIBUCIÓN AGUA POTABLE

Hoja No:

4

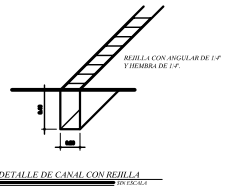
10

100% Modificado por el autor

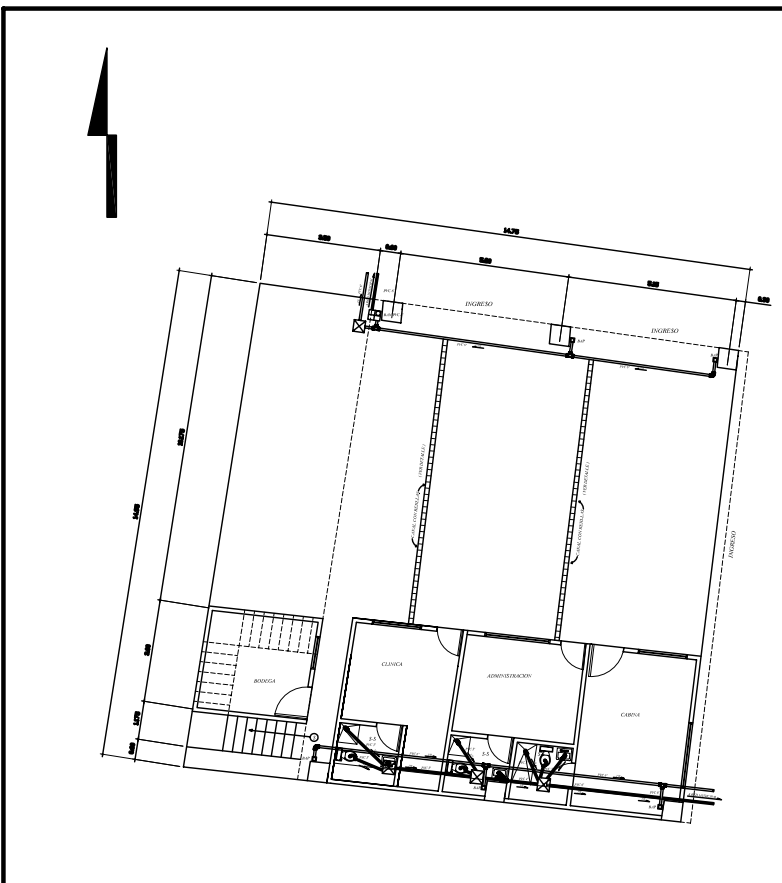
Fecha: 20/09/2009

NOTA:
LA TUBERÍA PARA LA DISTRIBUCIÓN DE AGUAS NEGRAS DEBE SER DE PVC 1120 ASTM D 2241 SDR 17, Y LA LONGITUD DE CADA TUBO ES DE 6.00 ms

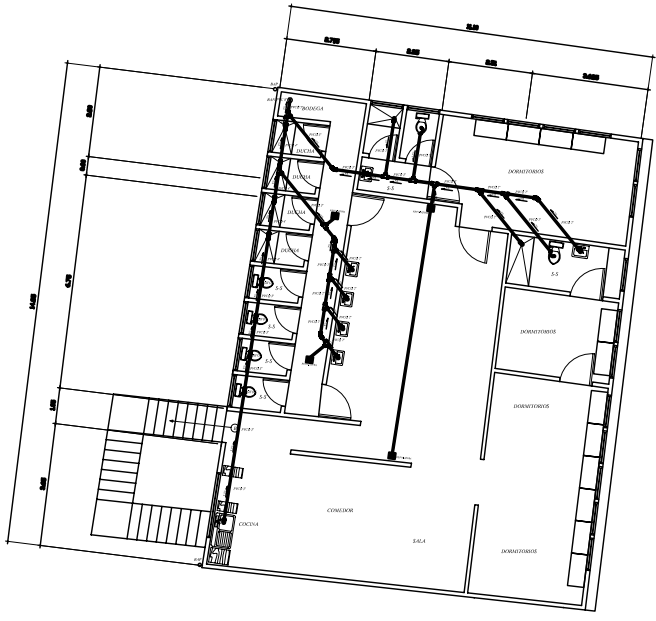
SIMBOLOGIA	
	CAJA UNIFICADORA
	CAJA SIFÓN TIPO "A"
	TUBERÍA AGUA PLUVIAL
	TUBERÍA AGUAS NEGRAS
	BAP
	YEE PARA AGUAS NEGRAS
	CODO A 90°
	SIFÓN
	PVC-6" DIÁMETRO DE TUBERÍA
	INDICA DIRECCIÓN DE FLUJO Y % DE PENDIENTE
	TEE A 90° VERTICAL
	BAP PVC 6" BAP PARA AGUAS NEGRAS TUBERÍA O DE 6"
	CAJA REPOSADERA
	CODO A 90° HORIZONTAL PARA AGUA PLUVIAL



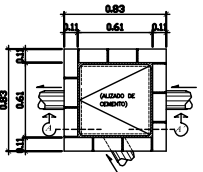
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA UNIDAD DE E.P.S. FACULTAD DE INGENIERÍA MUNICIPALIDAD DE SAN MIGUEL PETAPA	
	PROYECTO: ESTACIÓN DE BOMBEROS	
DISEÑO: BORGES MARTINEZ DISEÑO: BORGES MARTINEZ FECHA: FEBRERO 2009 ESCALA: 1:50	PLANO DE: DRENAJES	HORA No: 5 10



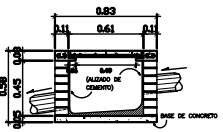
PLANTA DRENAJES 1er NIVEL
ESCALA: 1:75



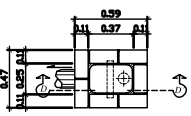
PLANTA DRENAJES 2do NIVEL
ESCALA: 1:75



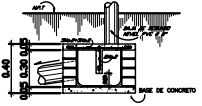
CAJA UNIFICADORA CON REGISTRO



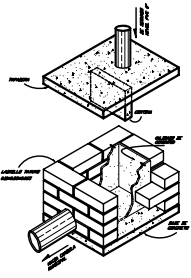
C.U. SECCIÓN A-A



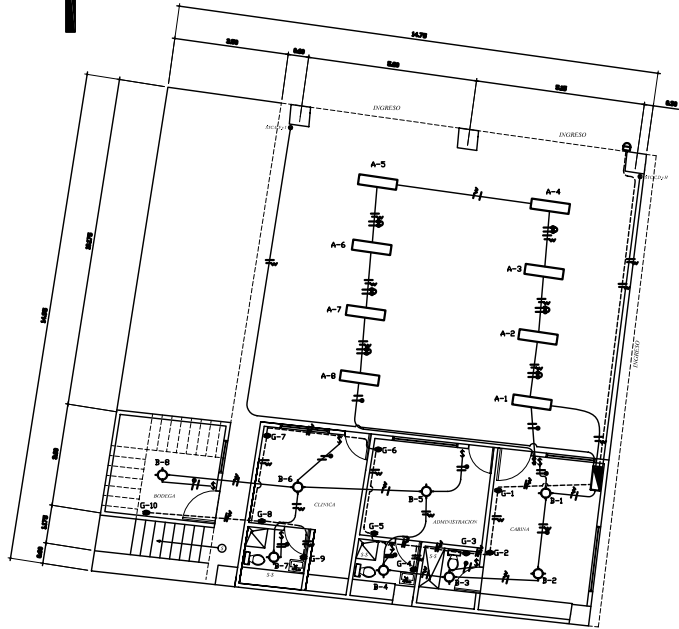
CAJA SIFÓN TIPO "A"



C.S. SECCIÓN D-D'

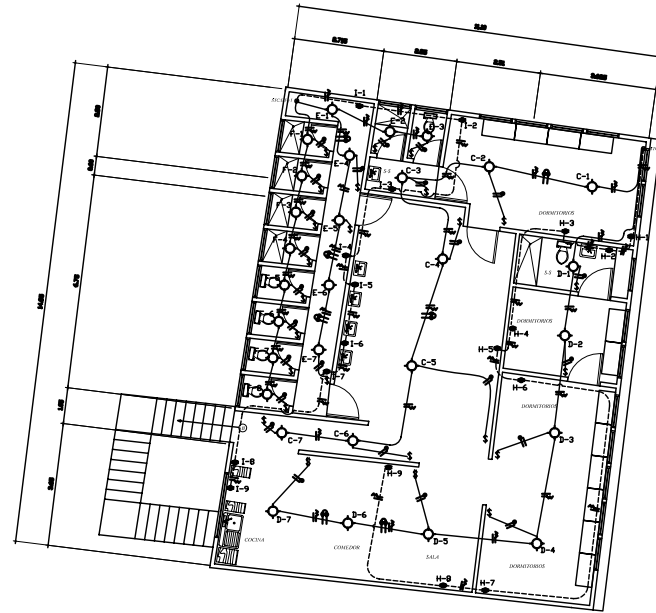


ISOMETRICO CAJA SIFÓN TIPO "A"



**PLANTA DE ILUMINACIÓN
Y FUERZA 1er NIVEL**

ESCALA: 1:75



**PLANTA DE ILUMINACIÓN
Y FUERZA 2do NIVEL**

ESCALA: 1:75

SIMBOLOGIA	
	TUBERÍA EN CIELO
	TUBERÍA EN PISO O PARED
	CONDUCTOR POSITIVO
	CONDUCTOR NEUTRO
	RETORNO
	CONTADOR
	INTERRUPTOR SIMPLE
	LÁMPARA CANDELA
	LÁMPARA EN CIELO
	SUBE TUBERÍA CIRCUITO:
	TOMACORRIENTE 220V
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN DE 10 FLIPONES
	INDICACIÓN DE CIRCUITOS



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
UNIDAD DE E.P.S. FACULTAD DE INGENIERÍA
MUNICIPALIDAD DE SAN MIGUEL PETAPA

PROYECTO:
ESTACIÓN DE BOMBEROS

DISEÑA:

BORGES MARTINEZ

PLANO DE:
PLANTA DE ILUMINACIÓN Y FUERZA

Hoja No:

6

PROYECTA:

BORGES MARTINEZ

FECHA:

SENO 2009

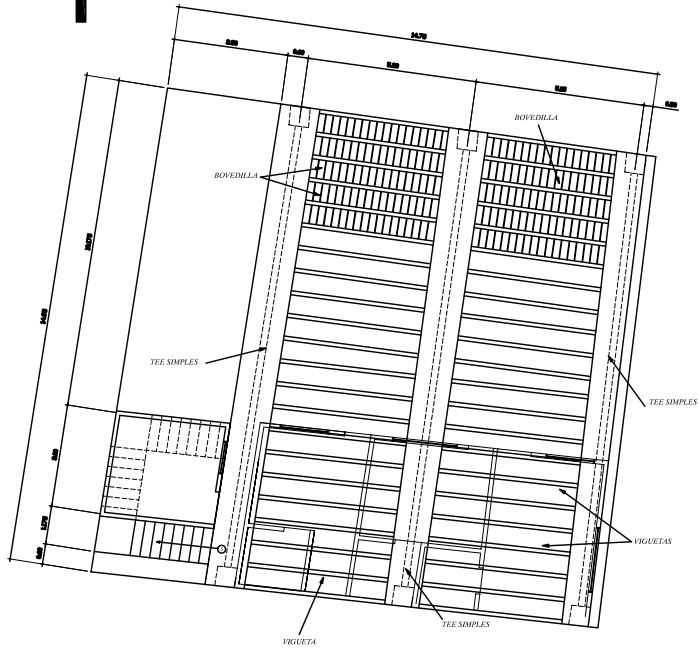
ESCALA:

1:100

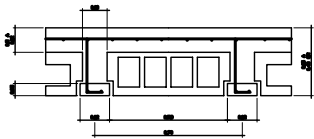
PROY. Municipalidad de San Miguel Petapa

PROY. BORGES MARTINEZ

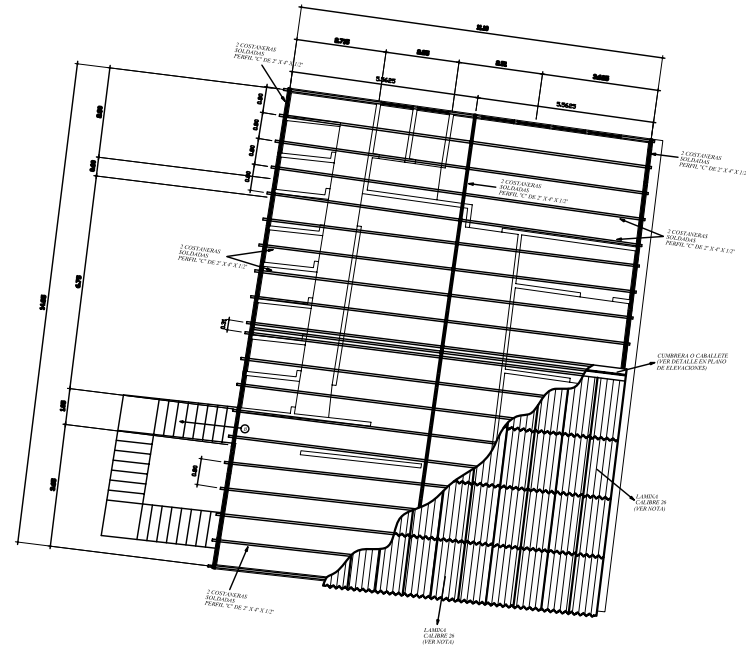
10



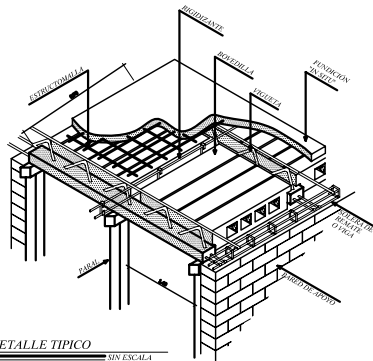
PLANTA DE TECHOS 1er NIVEL
ESCALA: 1:75



DETALLE DE VIGUETA Y BOVEDILLA
SIN ESCALA



PLANTA DE TECHOS 2do NIVEL
ESCALA: 1:75



DETALLE TIPICO
SIN ESCALA

- NOTAS:**
- * LÁMINA CALIBRE 26 ALUCIN 7.000 CON TRASLAPE DE 0.30 mbs Y LADO PRESIONADO EN LAS COSTANERAS CON CLAVOS PARA LÁMINA
 - * SE USARÁ SIMPLE TEE Y VIGUETA Y BOVEDILLA SEGUN DISEÑO Y COTIZACIÓN DE SISTEMAS PREFABRICADOS DE LA EMPRESA PRECON
 - * Y SEGUN DICTAMEN DE LA MUNICIPALIDAD DE SAN MIGUEL PETAPA PODRÁN SER UTILIZADAS LAS COLUMNAS Y ZAPATAS EN SISTEMA PREFABRICADO DE DICHA EMPRESA
 - * LA MAMPOSTERIA SERA DE BLOCK SEGUN EL PLANO DE
 - * VENTANAS DE ALUMINO, VIDRIOS DE PALETA, PUERTAS DE METAL, GRADAS Y TENEDEROS DE MANGUERA DE METAL.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
UNIDAD DE E.P.S. FACULTAD DE INGENIERIA
MUNICIPALIDAD DE SAN MIGUEL PETAPA

PROYECTO:
ESTACION DE BOMBEROS

PLANO DE:
PLANTA DE TECHOS

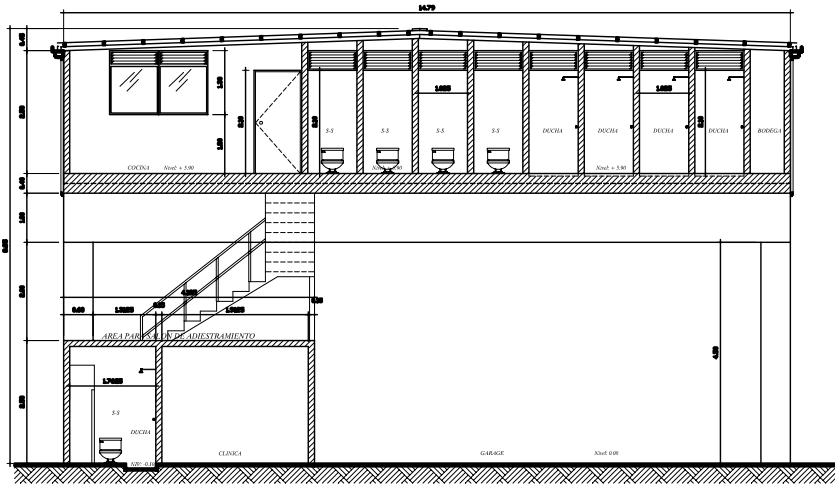
DISEÑO:
RODOLFO MARTINEZ

PROYECTO Y DISEÑO:
RODOLFO MARTINEZ

FECHA:
FEBRERO 2009

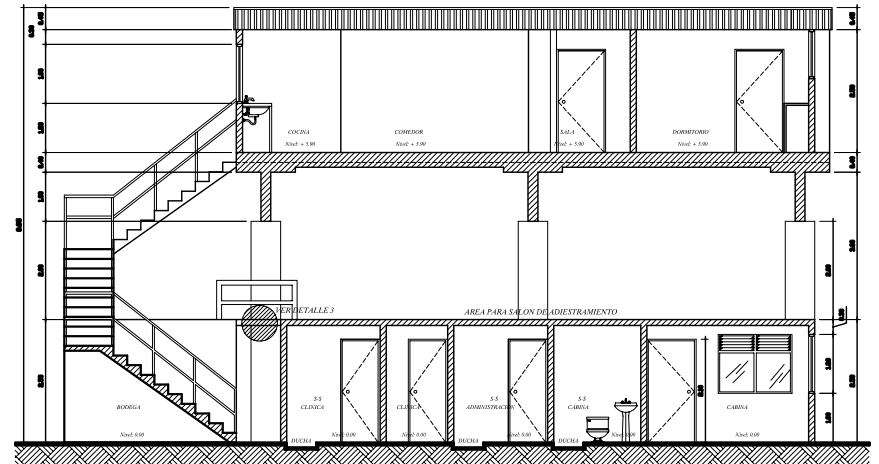
ESCALA:
INDICADA

Hoja No:
7
10



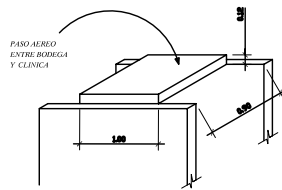
SECCIÓN: A - A

ESCALA: 1:50



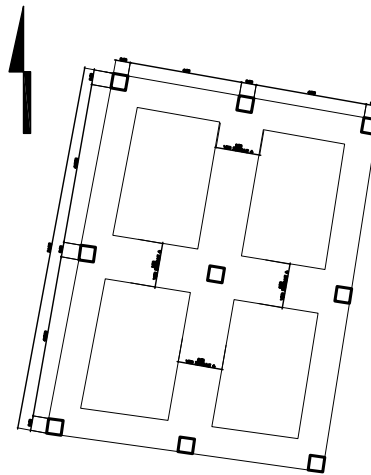
SECCIÓN: B - B

ESCALA: 1:50




DETALLE No 3

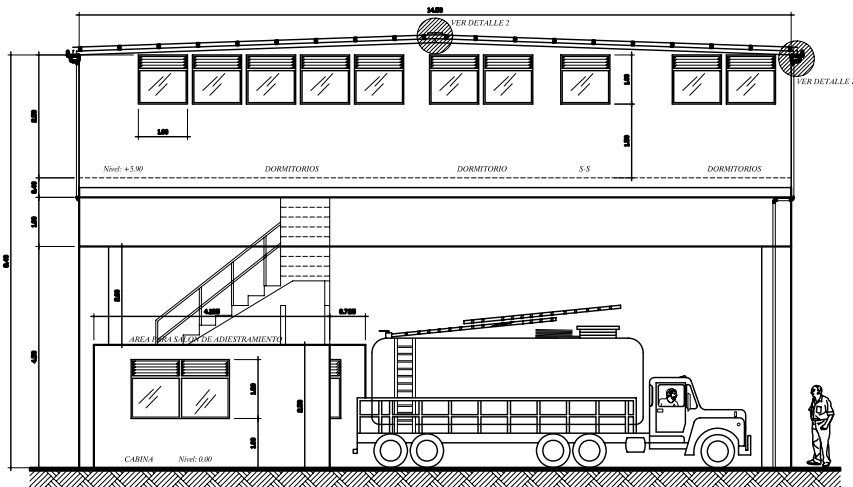
SIN ESCALA



PLANTA DE ZAPATAS CIMENTO COMBINADO

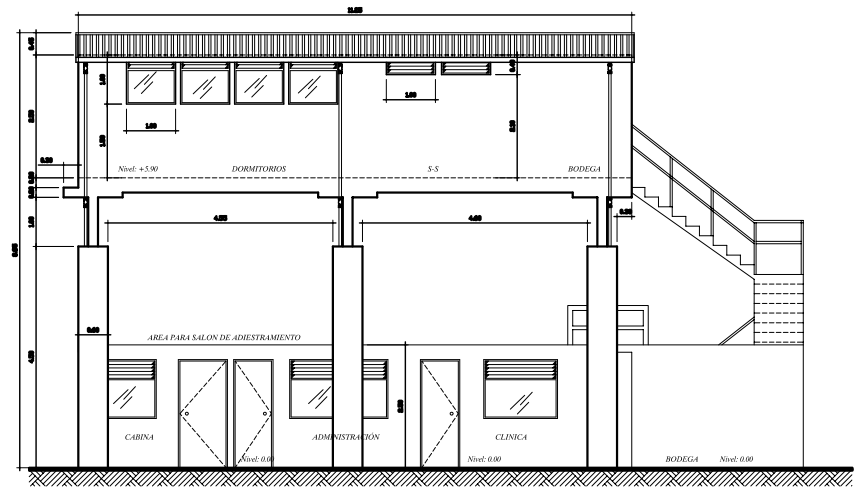
SIN ESCALA

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA UNIDAD DE E.P.S. FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE SAN MIGUEL PETAPA	
	PROYECTO: ESTACION DE BOMBEROS	
DISEÑO: BORJA MARTINEZ	PLANO DE: CORTES Y SECCIONES	HOJA No: 8
DISEÑO Y DIBUJO: BORJA MARTINEZ		10
FECHA: JUNIO 2009		
ESCALA: 1:50		



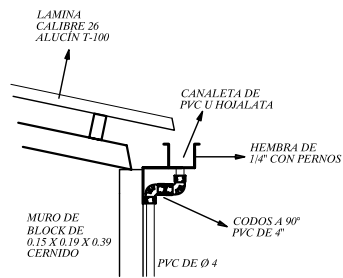
FACHADA LATERAL

ESCALA: 1:50



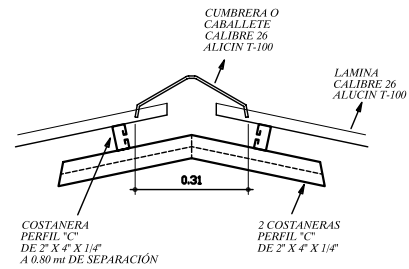
FACHADA FRONTAL

ESCALA: 1:50



DETALLE No 1

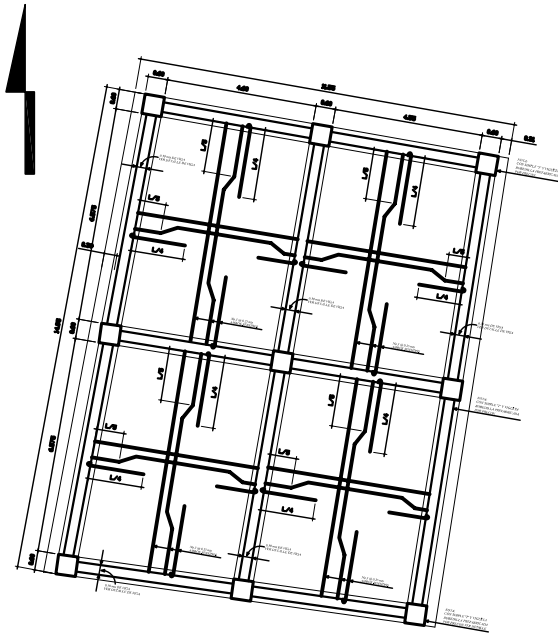
SIN ESCALA



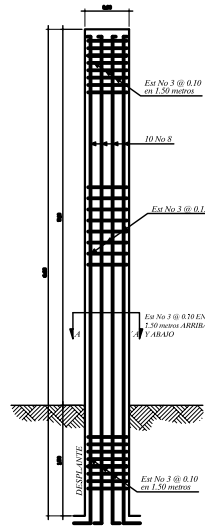
**CUMBRERA O CABALLETE
DETALLE No 2**

SIN ESCALA

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA UNIDAD DE E.P.S. FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE SAN MIGUEL PETAPA	
	PROYECTO: ESTACION DE BOMBEROS	
DISEÑÓ: BORJA MARTINEZ	PLANO DE: ELEVACIONES	HOGA No: 9
DISEÑÓ: BORJA MARTINEZ		10
ESCALA: 1:50		

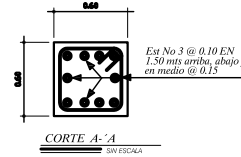


PLANTA ARMADO DE LOSA TRADICIONAL
ESCALA: 1:75

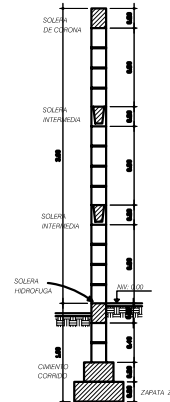


COLUMNA PARA LOSA TRADICIONAL
SIN ESCALA

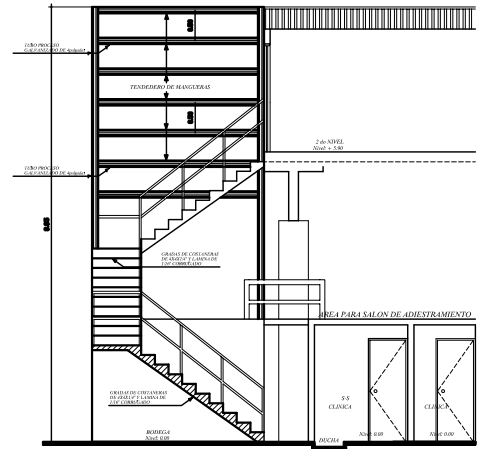
NOTA:
COLUMNA PARA LOSA TRADICIONAL
Y PROFESIA CON SIMPLE T VER
ALTEZA EN PLANOS DE COLUMNA
4.50 ms DE ALTO Y 1.50 ms DE DESPLANTE



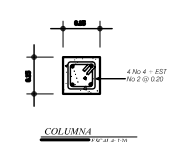
CORTE A-A
SIN ESCALA



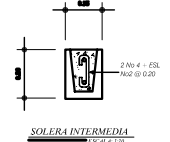
DETALLE TIPICO DE MURO
ESCALA: 1:25



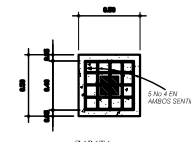
DETALLE DE GRADAS Y TENEDERO DE MANGUERAS
SIN ESCALA



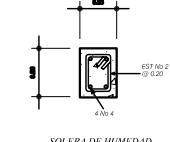
COLUMNA
ESCALA: 1:10



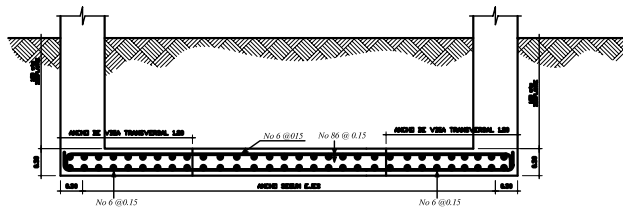
SOLERA INTERMEDIA
ESCALA: 1:10



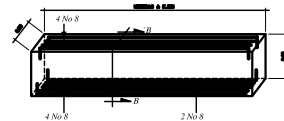
ZAPATA
ESCALA: 1:10



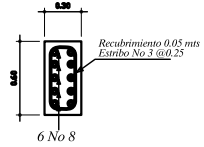
SOLERA DE HUMEDAD
ESCALA: 1:10



ZAPATAS CIMENTO COMBINADO (DETALLE A)
SIN ESCALA



DETALLE VIGAS
SIN ESCALA



CORTE B-B
SIN ESCALA

NOTA:
LA LOSA DE PARQUEO DEBE SER DE 0.75 ms
DE GROSOR CON CONCRETO 400 PSI
CON REFORZO DE MALLA ESTRUCTURAL DE
0.25 X 0.75 ms CALIBRE #4
TODAS LAS ESTRUCTURAS EJ
RECUBRIMIENTO ES DE 0.05 ms

NOTA:
CON ESTEROS No 3
PRIMER ESTRIBO A 0.25

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA UNIDAD DE E.P.S. FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE SAN MIGUEL PETAPA	
PROYECTO: ESTACION DE BOMBEROS		PLANO DE: ESTRUCTURAS GENERALES	
DISEÑA: JORGE MARTINEZ	DISEÑA: JORGE MARTINEZ	HOJA No: 10	HOJA No: 10
REVISOR: JORGE MARTINEZ	REVISOR: JORGE MARTINEZ	ESCALA: SIN ESCALA	