



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

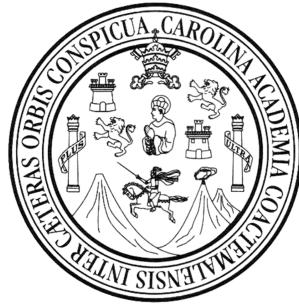
**DISEÑO DE ESTACIÓN DE BOMBEROS PARA LA CABECERA MUNICIPAL
Y DISEÑO DE PUENTE PEATONAL PARA ALDEA EL CARRIZAL,
ESQUIPULAS PALO GORDO, SAN MARCOS**

Juan Luis Martínez de León

Asesorado por: Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

Guatemala, febrero de 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**“DISEÑO DE ESTACIÓN DE BOMBEROS PARA LA CABECERA
MUNICIPAL Y DISEÑO DE PUENTE PEATONAL PARA ALDEA EL
CARRIZAL, ESQUIPULAS PALO GORDO, SAN MARCOS”**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

JUAN LUIS MARTÍNEZ DE LEÓN

ASESORADO POR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, FEBRERO DE 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Angel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Luis Pedro Ortíz de León
VOCAL V	P.A. José Alfredo Ortíz Herincx
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO


DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**“DISEÑO DE ESTACIÓN DE BOMBEROS PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y
DISEÑO DE PUENTE PEATONAL PARA ALDEA EL CARRIZAL, ESQUIPULAS
PALO GORDO, SAN MARCOS”**

Tema asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil el 16 de agosto de 2008.



Juan Luis Martínez de León



Guatemala 28 de octubre de 2010.
Ref.EPS.DOC.1089.10.10.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

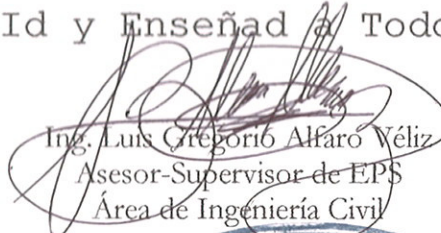
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Juan Luis Martínez de León** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200217850**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE ESTACIÓN DE BOMBEROS PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y DISEÑO DE PUENTE PEATONAL PARA ALDEA EL CARRIZAL, ESQUIPÚLAS PALO GORDO, SAN MARCOS”**.

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

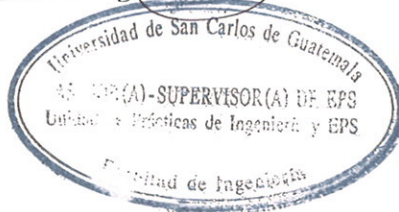
Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


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

c.c. Archivo
LGAV/ra





Guatemala, 28 de octubre de 2010.
Ref.EPS.D.789.10.10

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


Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE ESTACIÓN DE BOMBEROS PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y DISEÑO DE PUENTE PEATONAL PARA ALDEA EL CARRIZAL, ESQUIPÚLAS PALO GORDO, SAN MARCOS"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Juan Luis Martínez de León**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Heana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra





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



Guatemala,
5 de noviembre 2010

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


Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE ESTACIÓN DE BOMBEROS PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y DISEÑO DE PUENTE PEATONAL PARA ALDEA EL CARRIZAL, ESQUIPULAS PALO GORDO, SAN MARCOS**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Juan Luis Martínez de León, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

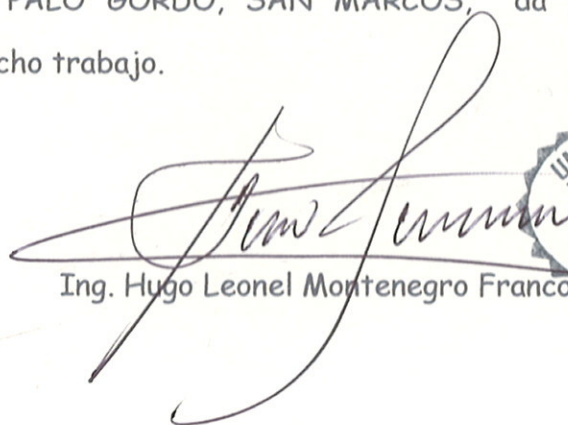
/bbdeb.



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



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Juan Luis Martínez de León, titulado DISEÑO DE ESTACIÓN DE BOMBEROS PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y DISEÑO DE PUENTE PEATONAL PARA ALDEA EL CARRIZAL, ESQUIPULAS PALO GORDO, SAN MARCOS, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, febrero de 2011

/bbdeb.



DTG. 059.2011

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE ESTACIÓN DE BOMBEROS PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y DISEÑO DE PUENTE PEATONAL PARA ALDEA EL CARRIZAL, ESQUIPULAS PALO GORDO, SAN MARCOS**, presentado por el estudiante universitario **Juan Luis Martínez de León**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Murphy Glympto Paiz Recinos
Decano



Guatemala, 22 de febrero de 2011

/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

DIOS	Por darme la vida y sabiduría en mi carrera.
A MIS PADRES	Arnulfo Esaú Martínez, por su ejemplo y su apoyo incondicional en todo momento de mi vida y María Elena de León, por su comprensión y cariño.
A MIS ABUELOS	Arnulfo Martínez y Virgilia de Martínez por apoyarme en mi carrera y en mi vida.
A MI ABUELA	Zoyli Valdez ejemplo de vida.
A MIS HERMANOS	Jorge Arnulfo, Jenny Patricia y Christian Daniel por su cariño y apoyo.
A MIS TÍOS	Silvia de León, Olgui de León, Mario de León y Lic. Otto García.
A MIS AMIGOS	Por formar parte de mi vida y brindarme tan invaluable amistad.

AGRADECIMIENTOS:

- A DIOS** Por darme la oportunidad de vivir y derramar sobre mi y mi familia.
- A MIS PADRES** Por darme la oportunidad de estudiar y culminar esta carrera.
- A LA UNIVERSIDAD
SAN CARLOS DE
GUATEMALA** Especialmente a la facultad de ingeniería.
- AL ING. LUIS ALFARO** Por su asesoría prestada.
- A LIC. ELISA ALFARO** Por su amor y apoyo.
- A LA MUNICIPALIDAD
DE ESQUIPULAS
PALO GORDO** Por la oportunidad de realizar el ejercicio profesional supervisado.
- A MIS COMPAÑEROS
DE ESTUDIO** Por la amistad y apoyo brindado, deseándoles éxitos en su vida.

ÍNDICE GENERAL

	Página
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
TABLAS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XV
OBJETIVOS	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1 FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1 Monografías de Esquipulas Palo Gordo, San Marcos.....	1
1.1.1 Aspectos generales.....	1
1.1.2 Ubicación geográfica.....	1
1.1.3 Situación demográfica.....	2
1.1.4 Aspectos climáticos.....	3
1.1.4.1 Temperatura.....	4
1.1.4.2 Precipitación.....	4
1.1.5 Aspectos económicos y actividad productiva.....	4
1.1.6 Servicios básicos.....	5
1.1.6.1 Salud.....	5
1.1.6.2 Educación.....	5
1.1.6.3 Energía eléctrica.....	6
1.1.6.4 Agua potable.....	6
1.1.6.5 Drenajes y alcantarillados.....	6
1.2 Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Esquipulas Palo Gordo, San Marcos.....	7

1.2.1	Descripción de las necesidades.....	7
1.2.2	Priorización de las necesidades.....	7
2	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.....	7
2.1	Diseño de estación de bomberos para la cabecera municipal..	7
2.1.1	Descripción del proyecto.....	7
2.1.2	Localización.....	8
2.1.3	Levantamiento topográfico.....	8
2.1.4	Estudio de suelos.....	9
2.1.5	Normas para el análisis y diseño de edificios para oficinas.....	9
2.1.5.1	Criterios generales.....	9
2.1.5.2	Criterios de conjunto.....	9
2.1.5.3	Criterios de iluminación.....	10
2.1.5.4	Instalaciones.....	10
2.1.6	Análisis y diseño arquitectónico.....	11
2.1.6.1	Ubicación del edificio dentro del terreno.....	11
2.1.6.2	Distribución de ambientes.....	11
2.1.6.3	Altura del edificio.....	11
2.1.7	Análisis estructural.....	11
2.1.7.1	Predimensionamiento de elementos.....	12
2.1.7.2	Modelos matemáticos de marcos rígido...	14
2.1.7.3	Cargas de diseño.....	16
2.1.7.3.1	Cargas verticales en marcos rígidos.....	16
2.1.7.3.2	Cargas horizontales en marcos rígidos.....	21
2.1.7.4	Fuerzas sísmicas.....	23

2.1.7.5	Análisis de marcos rígidos por el método de Kani.....	26
2.1.7.5.1	Análisis estructural de marco B por carga muerta.....	26
2.1.7.5.2	Análisis estructural de marco B por carga viva.....	32
2.1.7.5.3	Análisis estructural de marco B por carga de sismo.....	35
2.1.7.6	Análisis de marcos rígidos por el método de Cross.....	37
2.1.7.7	Análisis de marcos rígidos por el software <u>Sap2000</u>	39
2.1.7.8	Comparación de resultados de los métodos de análisis estructural.....	41
2.1.7.9	Momentos últimos por envolvente de momentos.....	42
2.1.8	Diseño estructural.....	46
2.1.8.2	Diseño de losas.....	46
2.1.8.2.1	Diseño de losas para techo...	47
2.1.8.2.2	Diseño de losas para entrepiso.....	55
2.1.8.3	Diseño de viga.....	56
2.1.8.3.1	Diseño a flexión.....	56
2.1.8.3.2	Diseño a corte.....	59
2.1.8.4	Diseño de columnas.....	60
2.1.8.4.1	Carga axial.....	62
2.1.8.4.2	Refuerzo longitudinal columna C-1.....	68

	2.1.8.4.3	Refuerzo transversal		
		columna C-1.....	70	
	2.1.8.5	Diseño de cimientos.....	72	
		2.1.8.5.1	Diseño de zapatas Z-1..... 73	
2.1.9		Presupuesto general.....	78	
2.2		Diseño de puente peatonal para aldea El Carrizal.....	79	
	2.2.1	Tipos de puentes peatonales.....	79	
	2.2.2	Crecida máxima.....	80	
	2.2.3	Levantamiento topográfico.....	80	
	2.2.4	Estudio de suelo.....	80	
	2.2.5	Análisis estructural.....	80	
		2.2.5.1	Predimensionamiento de elementos..... 80	
		2.2.5.2	Carga muerta distribuida..... 81	
		2.2.5.3	Carga viva distribuida..... 82	
		2.2.5.4	Carga última..... 82	
	2.2.6	Diseño estructural.....	83	
		2.2.6.1	Diseño de alma y patín..... 83	
			2.2.6.1.1	Diseño de alma a flexión..... 83
			2.2.6.1.2	Diseño de alma a corte..... 85
			2.2.6.1.3	Diseño de patín a flexión..... 86
		2.2.6.2	Diseño de pasamanos..... 88	
			2.2.6.2.1	Barandal..... 88
			2.2.6.2.2	Postes..... 89
		2.2.6.3	Diseño de viga de apoyo..... 90	
			2.2.6.3.1	Diseño de cortina..... 91
			2.2.6.3.2	Diseño de viga de apoyo..... 94
		2.2.6.4	Diseño de estribo..... 96	

2.2.6.4.2	Chequeo de estribo con superestructura y carga viva...	100
2.2.6.4.3	Chequeo de estribo con sismo sin carga viva.....	102
2.2.7	Presupuesto de puente peatonal.....	104
2.2.8	Estudio de impacto ambiental.....	105
CONCLUSIONES		109
RECOMENDACIONES		111
BIBLIOGRAFÍA		113
ANEXOS		115

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

1	Planta general de losas.....	13
2	Modelo matemático marco B.....	15
3	Modelo matemático marco 2.....	15
4	Marco B carga muerta distribuida.....	19
5	Marco B carga viva distribuida.....	19
6	Marco 2 carga muerta distribuida.....	20
7	Marco 2 carga viva distribuida.....	20
8	Marco B carga lateral.....	25
9	Marco 2 carga lateral.....	25
10	Marco B, análisis con carga muerta.....	27
11	Diagrama de iteraciones marco B con carga muerta.....	30
12	Momentos Finales en marco B por carga muerta.....	32
13	Marco B, análisis con carga viva.....	33
14	Diagrama de iteraciones marco B con carga viva.....	34
15	Momentos finales en marco B con carga viva.....	34
16	Diagrama de iteraciones marco B con carga de sismo.....	36
17	Momentos finales en marco B con carga de sismo.....	37
18	Análisis de marco B por carga muerta método de Cross.....	38
19	Análisis de marco B por carga viva método de Cross.....	38
20	Análisis de marco B por carga de sismo método de Cross.....	39
21	Análisis del marco B por carga muerta por medio de Sap 2000.....	40
22	Análisis del marco B por carga viva por medio de Sap 2000.....	40
23	Análisis del marco B por carga de sismo por medio de Sap 2000....	41
24	Planta general de losas.....	47
25	Distribución de momentos en losas de techo.....	50
26	Distribución de momentos balanceados en losa de techo.....	52

27	Distribución de momentos balanceados en losa de entrepiso.....	55
28	Armado longitudinal de viga A-B marco B.....	59
29	Área tributaria par columna C-1.....	61
30	Columna C-1 sentido X-X.....	64
31	Columna C-1 sentido Y-Y.....	65
32	Armado longitudinal y transversal de columna C-1 B-F.....	72
33	Ubicación de zapata Z-1.....	73
34	Sección de viga T.....	81
35	Geometría del puente peatonal.....	83
36	Armado final de viga.....	85
37	Pasamanos.....	88
38	Postes de pasamanos.....	89
39	Viga de apoyo.....	91
40	Presión del suelo sobre cortina.....	92
41	Armado final de viga de apoyo.....	96
42	Diagrama de cuerpo libre de estribo.....	97
43	Pesos actuantes de estribo.....	98

TABLAS

I	Características generales de la población de Esquipulas, Palo Gordo, San Marcos.....	3
II	Actividades económicas y productivas de la población.....	5
III	Proyectos de infraestructura solicitados para el año 2010.....	7
IV	Integración del peso de la estructura.....	23
V	Corte por nivel.....	24
VI	Inercia y rigidez de elementos.....	28
VII	Factores de giro.....	29
VIII	Momentos fijos para marco B por carga muerta.....	30
IX	Momentos fijos marco B por carga viva.....	33
X	Marco B, envolvente de momentos.....	43
XI	Marco B, envolvente de corte.....	44
XII	Marco 2, envolvente de momentos.....	45
XIII	Marco 2, envolvente de corte.....	45
XIV	Balanceo de momentos para losa de techo.....	52
XV	Espaciamiento de refuerzo para losas de techo.....	55
XVI	Espaciamiento de refuerzo para losas de entepiso.....	56
XVII	Área de acero para momentos.....	58
XVIII	Momento resistente del estribo sin superestructura.....	98
XIX	Momento resistente des estribo con sismo.....	102

LISTADO DE SÍMBOLOS

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
δ	Amplificador de momentos en sentido X o Y
A_v	Área de acero del refuerzo transversal
$A_{s_{min}}$	Área de acero mínima
A_g	Área gruesa de columna
A_t	Área tributaria
b	Base
P_{cr}	Carga crítica de pandeo de Euler
Q	Carga de sismo
W	Carga distribuida
CM	Carga muerta
CV	Carga viva
V_{cu}	Corte que resiste el concreto
ρ_{bal}	Cuantía de acero balanceada
S	Espaciamiento de refuerzo transversal
e	Excentricidad
F_{cu}	Factor de carga última
γ	Factor de corrimiento
β_d	Factor de flujo plástico
μ	Factor de giro
ϕ	Factor de reducción de carga
f_y	Fluencia del acero
f'_c	Fluencia del concreto
E	Grado de esbeltez
I	Inercia
E_s	Módulo de elasticidad del acero 2.1×10^6 Kg/cm ²
M	Momento

d	Peralte efectivo
$\gamma_{concreto}$	Peso específico del concreto
m	Relación de lados de losa
ρ_s	Relación volumétrica del refuerzo
K	Rigidez

GLOSARIO

AASTHO	Asociación Americana de Autoridades Estatales de Carreteras y Transportes.
ACI	Instituto Americano del Concreto.
Cimentación	Subestructura destinada a soportar el peso de la construcción que gravitará sobre ella, la cual transmitirá sobre el terreno las cargas correspondientes de una forma estable y segura.
Ductilidad	Capacidad de deformarse sin fractura en el rango inelástico, que presentan algunos materiales.
Efecto de esbeltez	Reducción de resistencia de elementos estructurales cuya relación longitud-peralte es grande, cuando son sometidos a compresión axial o flexo-compresión.
Esfuerzo	Magnitud de una fuerza por unidad de área.
Estructura	Ordenamiento de un conjunto de elementos encargado de resistir los efectos de las fuerzas externas de un cuerpo físico. También se le conoce como un sistema de elementos que se combinan de una forma ordenada para cumplir

una función determinada, por ejemplo: cubrir una longitud, contener un empuje de tierras, cubrir un techo, conducir un caudal determinado, etc.

Excentricidad	Distancia del centro de masa al centro de rigidez.
Longitud desarrollo	Mínima medida de una varilla anclada al concreto, para evitar que falle por adherencia.
Momento	Esfuerzo al que está sometido un cuerpo, resultado de la aplicación de una fuerza a “X” distancia de su centro de masa.
Peso específico	Peso por unidad de volumen.
Rigidez	Capacidad de resistencia de un elemento estructural a la deformación.
SAP 2000	Programa computarizado para el análisis de estructuras.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación es resultado del Ejercicio Profesional Supervisado realizado en el municipio de Esquipulas Palo Gordo, San Marcos, que comprende, el desarrollo de una Estación de Bomberos para la Cabecera Municipal, atendiendo las demandas de servicio público en casos de emergencias en las que se encuentre en riesgo la integridad física de uno o varios habitantes de la localidad, y un puente peatonal, en la aldea El Carrizal, para solucionar los problemas de acceso y comunicación que se derivan de la falta de dicha infraestructura.

Este trabajo está dividido en dos capítulos: el primero contiene la monografía del municipio de Esquipulas Palo Gordo, y la descripción de las necesidades que la población presenta en la actualidad en el tema de servicios de infraestructura; y el segundo, el desarrollo técnico de dos proyectos prioritarios, siendo éstos un edificio para albergar al Cuerpo de Bomberos y un puente peatonal para resolver los problemas de acceso y comunicación en la aldea El Carrizal.

Se incluye, la descripción técnica, normas y criterios de diseño para el desarrollo de cada proyecto, concluyendo con la presentación de los presupuestos y planos constructivos respectivamente.

OBJETIVOS

GENERAL

1. Desarrollar una investigación temática con características geográficas, sociales, de servicio, de producción y demográficas, incluyendo una investigación diagnóstica de las necesidades de servicios básicos e infraestructura en el municipio de Esquipulas Palo Gordo, San Marcos, para ejecutar el diseño de obras que beneficien a dicha población.

ESPECÍFICOS

1. Realizar la planificación para la construcción del edificio que albergue al cuerpo de bomberos en la cabecera Municipal de Esquipulas Palo Gordo, San Marcos, para atender diversas necesidades y emergencias de sus habitantes.
2. Diseñar un puente peatonal para la aldea El Carrizal, municipio de Esquipulas Palo Gordo, en el departamento de San Marcos, para contribuir a la ampliación de la comunicación entre las diferentes comunidades.
3. Favorecer a todos los habitantes de la localidad que, en algún momento, necesiten hacer uso de los servicios de atención pública, auxilio, acceso y comunicación que se prestarán en dichos proyectos.

INTRODUCCIÓN

El municipio de Esquipulas Palo Gordo está ubicado a 7 Km, de la cabecera departamental de San Marcos; dicho municipio se encuentra en vías de desarrollo, por lo que se hace necesaria la implementación de proyectos de infraestructura urbana y rural, que ayuden a seguir impulsando dicho proceso.

Este trabajo, presenta el desarrollo de dos proyectos de infraestructura: uno en el área urbana como la construcción de un edificio para el cuerpo de bomberos y el otro en el área rural: un puente peatonal, que permita la comunicación y el acceso entre lugares del área.

El diseño de ambos proyectos se efectuará con base en normas establecidas para cualquier tipo de estructura, en el caso del edificio para el Cuerpo de Bomberos, se recurrirá a las normas descritas por el Código ACI-138-2005, ya que este se hará de a base de marcos dúctiles de concreto reforzado, y para el caso del puente se recurrirá a las normas descritas por la AASHTO 2004, 24° edición para puentes de concreto reforzado; en ambos casos se aplicarán todos los conocimientos teóricos adquiridos durante la formación académica.

1 FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografías de Esquipulas Palo Gordo, San Marcos

1.1.1 Aspectos generales

Esquipulas Palo Gordo es uno de los municipios más antiguos del departamento de San Marcos; fue fundado el 24 de diciembre de 1826, por el jefe político quetzalteco, don Manuel Montúfar. En 1936, Jorge Ubico, Presidente de la República, por considerarlo muy pequeño lo volvió nuevamente a la categoría de aldea. En 1948, el Dr. Juan José Arévalo Bermejo ratificó su autonomía.

Debe su nombre a una imagen del señor de Esquipulas que un anciano entregó a la dueña de una tienda de víveres, conocida en el pueblo como doña Leandra y a un gran árbol de encina, que servía de sombra a los caminantes.

Entre los principales personajes que se cuentan como fundadores del municipio están: Lucio López, Rafael Arreaga, Eugenio López, Enrique Mérida, Luciano Barrios y Crescencio de León.

1.1.2 Ubicación geográfica

El municipio de Esquipulas Palo Gordo del departamento de San Marcos pertenece a la Región VI o Región Suroccidental según la Ley Preliminar de Regionalización, Decreto 70-86 del Congreso de la República.

Cuenta con una extensión territorial de 21 kilómetros cuadrados, se encuentra a una altitud de 2,474.56 metros sobre el nivel del mar, por lo que su clima es generalmente frío. Se localiza en la latitud norte de 14° 56´ 27”, en la longitud de 91° 49´ 36”.

El municipio cuenta con dos vías de acceso asfaltadas: una que conduce a la costa marquense a una distancia de 7 kilómetros de la cabecera departamental de San Marcos y otra de 5 kilómetros de distancia por la vía del Hospital Nacional de San Marcos. Limita al norte con las aldeas El Rincón y La Federación del municipio de San Marcos; al sur, con Ixtajel de San Marcos y Sacuchum Dolores de San Pedro Sacatepéquez; al este con las aldeas San José Las Islas y El Recreo de San Marcos; al oeste con El Tablero de San Pedro Sacatepéquez, con el municipio de El Tumbador y aldea La Feria de San Rafael Pie de la Cuesta. El acceso a las comunidades rurales de este Municipio es por caminos empedrados y de terracería, transitable todo el año.

1.1.3 Situación demográfica

Según datos del Censo Nacional de 2009, del Instituto Nacional de Estadística, la población total del departamento era de 794,951 personas y del municipio de Esquipulas Palo Gordo de 8,613, lo cual constituye el 1% del total de la población del Departamento.

Tabla I. Características generales de la población de Esquipulas Palo Gordo, San Marcos

CARACTERÍSTICAS GENERALES	CIFRAS ABSOLUTAS	% PARCIAL
Población total	8,613	100
Hombres	4,314	50
Mujeres	4,299	50
Rangos de edad	8,613	100
De 0 a 9 años	2,673	31
De 10 a 19 años	2,101	24
De 20 a 49 años	2,709	31
De 50 y más	1,130	13
Distribución geográfica	8,613	100
Población urbana	1,424	17
Población rural	7,189	83
Composición étnica	8,613	100
Población indígena	258	3
Población no indígena	8,355	97
Alfabetismo (7 y más años de edad)*	6,735	100
Población alfabeta	5,467	81
Hombres	2,856	
Mujeres	2,611	
Población analfabeta	1,268	19
Hombres	659	
Mujeres	609	

Fuente propia

1.1.4 Aspectos climáticos

El municipio de Esquipulas Palo Gordo se encuentra situado en la parte este del departamento de San Marcos. Tiene una extensión territorial de 21 kms². Su altura es de 2,474.56 metros sobre el nivel del mar y su latitud es de 14°56'27"; limita al norte con aldea El Rincón del municipio de San Marcos, al sur con los municipios de El Tumbador y San Pedro Sacatepéquez, al oeste con El Tumbador y al este con el municipio de San Marcos.

El municipio de Esquipulas Palo Gordo pertenece a las cuencas del río Naranjo y Suchiate que van hacia la vertiente del Pacífico.

1.1.4.1 Temperatura

El clima es frío y cuenta con temperaturas muy bajas que oscilan entre 5° C mínimo, y 20° C máximo, con extremos de -4° C en los meses de diciembre y enero.

1.1.4.2 Precipitación

Cuenta con una precipitación entre 1,250 y 1,500 mm anuales distribuidos entre los meses de mayo a octubre.

1.1.5 Aspectos económicos y actividad productiva

Para el año 2009, según los Censos Nacionales del INE, la Población Económicamente Activa (PEA), de 7 años y más, era de 1,522 personas, equivalente al 18% de la población total (8,613); de ellas el 83% son hombres y el 17% mujeres.

Tabla II. Actividades económicas y productivas de la población

No.	Actividad Económica	Total	%	Hombres	Mujeres
	TOTALES	1,522	100	1,270	252
1	Agricultura, caza, silvicultura y pesca	589	39	553	36
2	Explotación de minas y canteras	26	2	26	0
3	Industria manufacturera textil y alimenticia	67	4	52	15
4	Electricidad, gas y agua	15	1	9	6
5	Construcción	364	24	351	13
6	Comercio por mayor y menor, restaurantes y hoteles	155	10	111	44
7	Transporte, almacenamiento y comunicaciones	86	6	78	8
8	Establecimientos financieros, seguros, bienes inmuebles	32	2	27	5
9	Otras	188	12	63	125

Fuente propia

1.1.6 Servicios básicos

1.1.6.1 Salud

La población cuenta con un Puesto de Salud ubicado en la cabecera municipal, en donde reciben atención médica y el Hospital Nacional de San Marcos, que se encuentra relativamente cerca.

1.1.6.2 Educación

El municipio cuenta con varios establecimientos educativos entre ellos escuelas oficiales y del Programa Nacional de Educación PRONADE en los cuales se imparte la educación pre-primaria y primaria, tanto en la cabecera municipal como en las aldeas; además, existe un Instituto Básico por

Cooperativa con jornada vespertina y una Academia Comercial de mecanografía que funciona en la cabecera municipal. Cuentan con un Supervisor Educativo y un Coordinador Técnico Administrativo.

1.1.6.3 Energía eléctrica

El servicio de Energía Eléctrica es prestado por la Distribuidora de Electricidad de Occidente, S.A. (DEOCSA); sin embargo, las reparaciones y compra de lámparas y accesorios del alumbrado público corren a cargo de la municipalidad.

1.1.6.4 Agua potable

El municipio cuenta con el servicio de agua potable municipal provenientes de fuentes naturales aledañas al lugar, no obstante en el área rural existe un gran déficit en este servicio, debido a que los proyectos de introducción de agua potable no se llevan a cabo, a pesar de la necesidad de los mismos.

1.1.6.5 Drenajes y alcantarillados

La cabecera municipal cuenta con un sistema de drenajes para aguas negras y un sistema de alcantarillado para recolectar las aguas pluviales, ambos sistemas tienen como desfogue los ríos aledaños al lugar, ya que carecen de una planta de tratamiento para el adecuado manejo de las aguas residuales.

1.2 Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Esquipulas Palo Gordo, San Marcos

1.2.1 Descripción de las necesidades

A continuación se enumeran necesidades priorizadas para el año 2010.

Tabla III. Proyectos de infraestructura solicitados para el año 2010

No.	Proyecto	Fuente de financiamiento
1	Construcción de adoquinado 2ª avenida, zona 1 cabecera municipal	CODEDE y Municipalidad
2	Construcción escuela aldea La Esmeralda	CODEDE y Municipalidad
3	Construcción sistema de agua potable cantón Bethania	CODEDE y Municipalidad
4	Carretera caserío San Isidro, aldea El Carrizal	CODEDE y Municipalidad
5	Adoquinado aldea la Esmeralda CODEDE	CODEDE y Municipalidad
6	Estación de Bomberos Municipales	CODEDE y Municipalidad
7	Empedrado caserío Jerusalén	CODEDE y Municipalidad
8	Puente peatonal aldea El Carrizal	CODEDE y Municipalidad

Fuente propia

1.2.2. Priorización de las necesidades

Para el presente trabajo se han priorizados los dos proyectos resaltados.

2 FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de estación de bomberos para la cabecera municipal

2.1.1 Descripción del proyecto

Como su nombre lo indica, este proyecto consiste en el diseño de un edificio para albergar al cuerpo de Bomberos Municipales de Esquipulas Palo

Gordo, San Marcos, siendo este el primero en la localidad. Con un área de 112 m² por nivel, este edificio estará formado por dos niveles que contarán con área de parqueo en el primer nivel y área de oficinas, una cocina comedor y servicios sanitarios en el segundo nivel.

La estructura estará constituida por marcos dúctiles formados por zapatas, columnas y vigas, losas de concreto armado y divisiones entre ambientes de block de pómez.

2.1.2 Localización

El edificio se ubicará en la cabecera municipal de Esquipulas Palo Gordo para brindar auxilio en situaciones de emergencia a los pobladores del lugar y comunidades aledañas.

2.1.3 Levantamiento topográfico

Este se llevó a cabo empleando el método de conservación de azimut por radiaciones; se llegó a la conclusión que el terreno se encuentra nivelado y cuenta con un área de 480.00 m².

2.1.4 Estudio de suelos

El suelo presenta características del tipo arcilloso, firme, uniformemente, en toda el área de construcción, el cual da un valor de carga admisible de 20 Ton/m².

2.1.5 Normas para el análisis y diseño de edificios para oficinas

2.1.5.1 Criterios generales

Uno de los factores importantes para el buen funcionamiento de un edificio es el diseño arquitectónico, ya que, de este depende que el edificio sea funcional en aspectos de ambientación, iluminación y ubicación.

Los espacios deben ser los adecuados para las actividades que se pretenden realizar dentro del edificio; dichos espacios dependen del criterio del diseñador basándose en recursos y normas de diseño que existan.

Un edificio destinado para albergar al cuerpo de bomberos debe contar con ambientes de acceso rápido para atender emergencias a toda hora y una adecuada distribución de los mismos para servir las necesidades de todas las personas que hagan uso de las instalaciones del inmueble.

2.1.5.2 Criterios de conjunto

- a) Conjunto arquitectónico: el edificio está diseñado para el uso de oficinas.
- b) Emplazamiento: para lograr un emplazamiento correcto debe existir una relación adecuada entre el área que se va a construir y el área libre, esto

se logrará cuando las superficies construidas en la planta baja ocupen como máximo un 40% del área total del terreno.

- c) Orientación: la correcta orientación de un edificio proporciona un adecuado aprovechamiento de aspectos como ventilación, iluminación y asolamiento de todos los ambientes.

2.1.5.3 Criterios de iluminación

- a) Iluminación natural: todos los ambientes deberán de estar dotados de iluminación y ventilación natural por medio de ventanas que deberán tener dimensiones adecuadas. El área de iluminación de un ambiente corresponde al 15% del área de piso y el área de ventilación corresponde al 33% del área de iluminación.
- b) Iluminación artificial: corresponde al uso de bombillos o lámparas a base de electricidad, para iluminar los ambientes cuando la iluminación natural no sea suficiente.

2.1.5.4 Instalaciones

Las instalaciones básicas dentro de un edificio de oficinas son las hidráulicas y eléctricas; estos servicios son proporcionados por la municipalidad de la localidad; los contadores tanto de luz como de agua, deben ubicarse en las afueras del inmueble para su fácil lectura.

2.1.6 Análisis y diseño arquitectónico

2.1.6.1 Ubicación del edificio dentro del terreno

El edificio se ubicará dentro del terreno perteneciente a la municipalidad de Esquipulas Palo Gordo, que cuenta con un área de 480 m², asignándole 112 m² a la construcción del inmueble.

2.1.6.2 Distribución de ambientes

El edificio para el cuerpo de bomberos municipales contará con un área de 80 m² para parqueo y 16 m² para gradas; en el segundo nivel 16 m² para oficinas, 20 m² para servicios sanitarios y duchas, 20 m² para cocina y comedor, 40 m² para dormitorios, con capacidad de hasta 16 personas (ver plano de planta amueblada).

2.1.6.3 Altura del edificio

Considerando la altura estándar de un camión de bomberos se determinó que para el primer nivel la altura sea de 3.70 m de piso a cielo, y para el segundo nivel una altura de 2.50 m de piso a cielo para oficinas.

2.1.7 Análisis estructural

Para el diseño estructural de un edificio de 2 niveles se debe establecer las cargas y los efectos que estas producen sobre los elementos estructurales tales como: vigas, columnas y zapatas, debido a las cargas vivas, cargas muertas y fuerza lateral provocada por un sismo. Dichos efectos se establecen por medio del análisis estructural.

2.1.7.1 Predimensionamiento de elementos

Predimensionamiento de viga

Para determinar el peralte de la viga se aplica la siguiente ecuación:

$$h_{viga} = 8\% \text{ longitud de viga}$$

$$h_{viga} = (0.08)(5) = \mathbf{0.40 \text{ m}}$$

Si se interpreta que la base b de la viga es $h_{viga}/2$; dicha viga tendrá una sección de 0.40 x 0.20 m.

Predimensionamiento de columnas

Según ACI 318-2005 Sec.21.4 la sección mínima para columnas en zona sísmica es de 300 mm por lo que se tomara como base columnas de 0.30x0.30 cm.

Predimensionamiento de losas

Para predimensionar el espesor de la losa se analiza si trabaja en uno o dos sentidos por medio de la relación de lados que se muestra a continuación:

$$m = \frac{A}{B}$$

Si $m < 0.50$, trabaja en un sentido, Si $m \geq 0.50$, trabaja en dos sentidos,

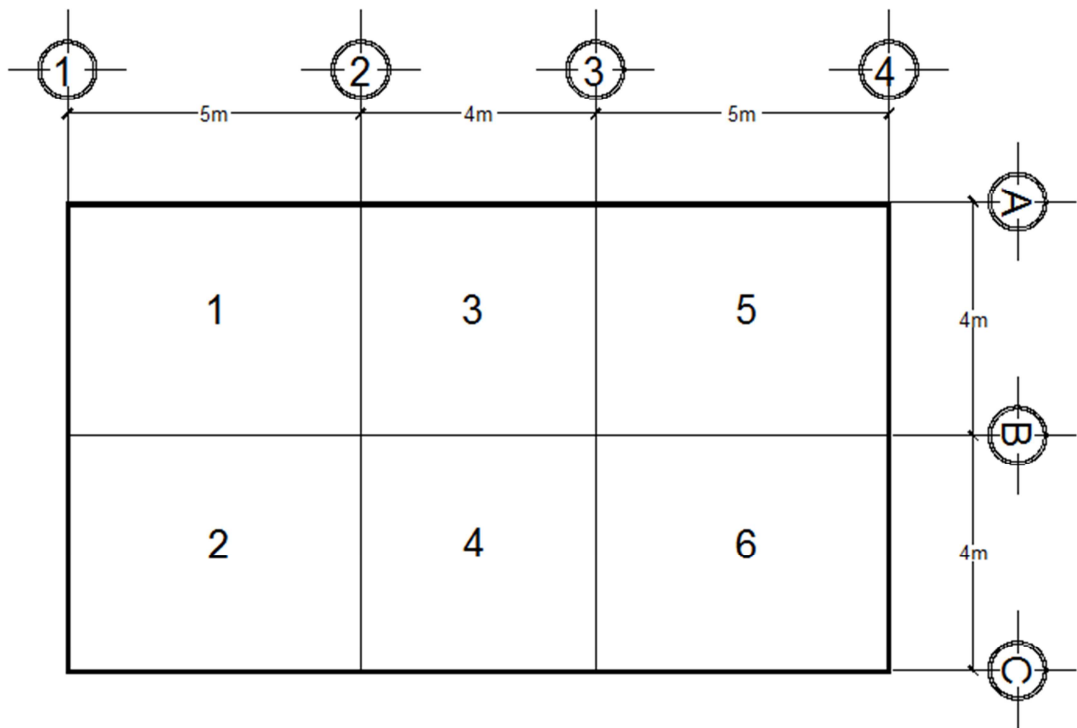
Donde:

m = Relación lado a lado

A = Lado menor de la losa

B = Lado mayor de la losa

Figura 1. Planta general de losas



En la figura 1 se observa que en la distribución de las losas que conforman la estructura, las losas 1, 2, 5, 6 poseen las mismas dimensiones; por eso se analizarán como m_1 y las losas 3, 4, como m_2 .

$$m_1 = \frac{4}{5} = 0.80 \text{ trabaja en dos sentidos}$$

$$m_2 = \frac{4}{4} = 1.00 \text{ trabaja en dos sentidos}$$

De esta forma se determina que todas las losas trabajan en dos sentidos, por lo que se procede a calcular el espesor de las mismas de acuerdo con el ACI 318-2005, Sección 9.5.2.

$$t = \frac{p}{180}$$

Donde:

t = espesor de losa

p = perímetro de losa

Cálculo de espesores (t)

$$t_1 = \frac{5 * 2 + 4 * 2}{180} = 0.10 \text{ m}$$

$$t_1 = \frac{4 * 2 + 4 * 2}{180} = 0.089 \text{ m}$$

Se utilizará como espesor de losa, $t = 10 \text{ CM}$.

2.1.7.2 Modelos matemáticos de marcos rígidos

Ya conocidas las dimensiones de los elementos que compondrán la estructura del edificio y con base en las alturas determinadas de los niveles, se establecen los modelos matemáticos de los marcos dúctiles que se van a analizar.

Figura 2. Modelo matemático marco B

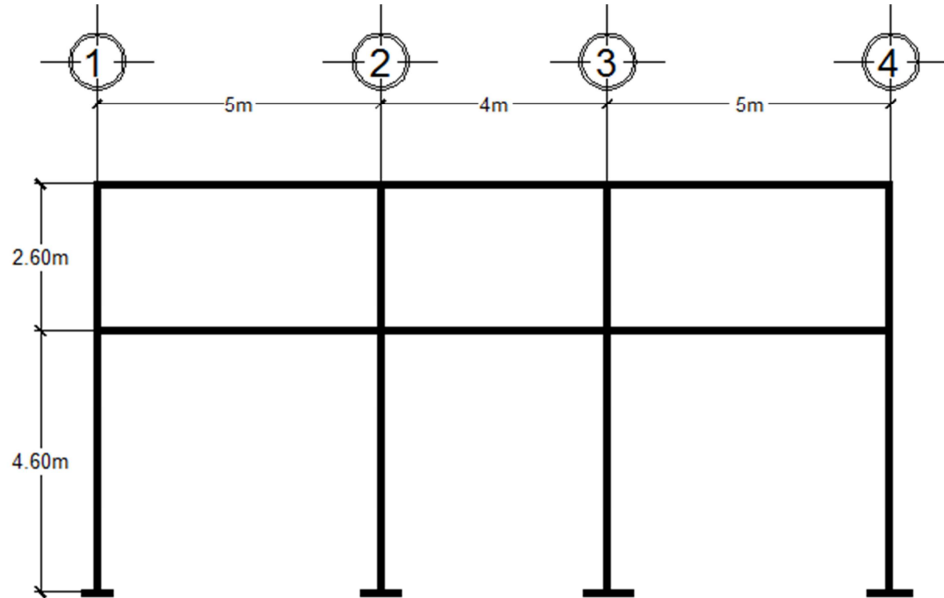
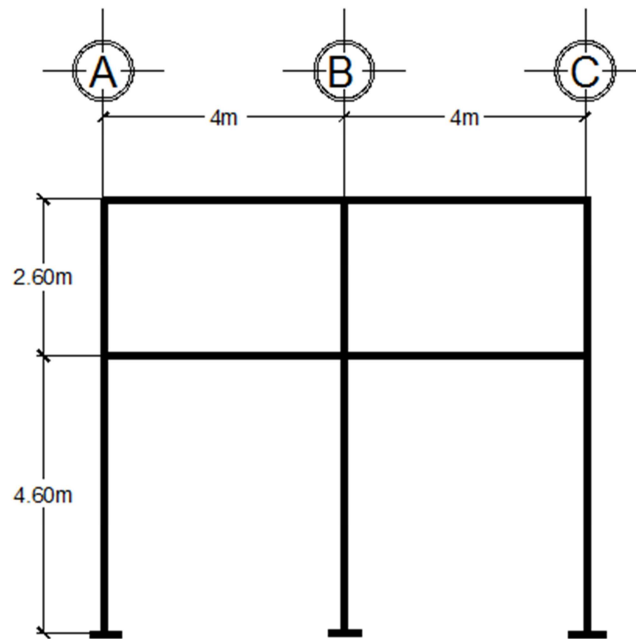


Figura 3. Modelo matemático marco 2



2.1.7.3 Cargas de diseño

2.1.7.3.1 Cargas verticales en marcos rígidos

Cargas para losa de techo marco B

Sección de viga: 20 cm. X 40 cm.

Espesor de losa $t = 10$ cm

Peso del concreto $P_c = 2400$ Kg/m³

Cernido y repello (C_{c+r}) = 30 Kg/m²

Sobrecarga (Sc.) = 80 kg/m²

Carga viva (CV) = 200 kg/m²

Carga muerta distribuida

$$W_m = \text{lado tributario} * CM + P_{pviga}$$

Donde:

CM = Carga muerta

P_{pviga} = Peso propio de viga

Lado tributario

El lado tributario varía respecto del lado que se esté trabajando, aplicando la siguiente fórmula:

$$Ac = \frac{a}{3}$$
$$Al = \frac{Ac(3 - m^2)}{2}$$

Donde:

Ac = Lado tributario en sentido corto

Al = Lado tributario en sentido largo

m = Relación entre lados de losa

Para losas 1, 2, 5 y 6:

$$Ac = 4/3 = \mathbf{1.33}$$

$$Al = 1.33(3 - 0.802)/2 = \mathbf{1.57}$$

Para losas 3 y 4:

$$Ac = 4/3 = \mathbf{1.33}$$

$$Al = 1.33(3 - 12)/2 = \mathbf{1.33}$$

$$CM = Pc * t + Sc + Cc + r$$

$$CM = 2400 * 0.10 + 80 + 30 = \mathbf{350 Kg/m^2}$$

$$Pviga = sección\ de\ viga * Pc$$

$$Pviga = 0.20 * 0.40 * 2400 = \mathbf{192 Kg/m}$$

$$Wcm\ 1 - 2 = (1.57 + 1.57) * 350 + 192 = \mathbf{1293 Kg/m}$$

$$Wcm\ 2 - 3 = (1.33 + 1.33) * 350 + 192 = \mathbf{1125 Kg/m}$$

$$Wcm\ 3 - 4 = (1.57 + 1.57) * 350 + 192 = \mathbf{1293 Kg/m}$$

Carga viva distribuida

$$Wcv = lado\ tributario * CV$$

$$Wcv\ 1 - 2 = (1.57 + 1.57) * 200 = 629 Kg/m$$

$$Wcv\ 1 - 2 = (1.33 + 1.33) * 200 = 533 Kg/m$$

$$Wcv\ 1 - 2 = (1.57 + 1.57) * 200 = 629 Kg/m$$

Cargas para losa de entrepiso marco B

Sección de viga: 20X40 cm

Espesor de losa $t = 10$ cm

Peso del concreto $P_c = 2400$ Kg/m³

Cernido y repello (C_{c+tr}) = 30 Kg/m²

Sobrecarga ($Sc.$) = 80 kg/m²

Muros = 120 kg/m²

Carga viva (CV) = 250 kg/m²

Carga muerta distribuida

$$W_m = \text{lado tributario} * CM + P_{pviga} + Muro$$

$$W_{cm} 1 - 2 = (1.57 + 1.57) * 350 + 192 + 120 = \mathbf{1670 \text{ Kg/m}}$$

$$W_{cm} 2 - 3 = (1.33 + 1.33) * 350 + 192 + 120 = \mathbf{1445 \text{ Kg/m}}$$

$$W_{cm} 3 - 4 = (1.57 + 1.57) * 350 + 192 + 120 = \mathbf{1670 \text{ Kg/m}}$$

Carga viva distribuida

$$W_{cv} = \text{lado tributario} * CV$$

$$W_{cv} 1 - 2 = (1.57 + 1.57) * 250 = \mathbf{786 \text{ Kg/m}}$$

$$W_{cv} 1 - 2 = (1.33 + 1.33) * 250 = \mathbf{666 \text{ Kg/m}}$$

$$W_{cv} 1 - 2 = (1.57 + 1.57) * 250 = \mathbf{786 \text{ Kg/m}}$$

De modo que los marcos con las cargas aplicadas quedan de la siguiente forma:

Figura 4. Marco B carga muerta distribuida

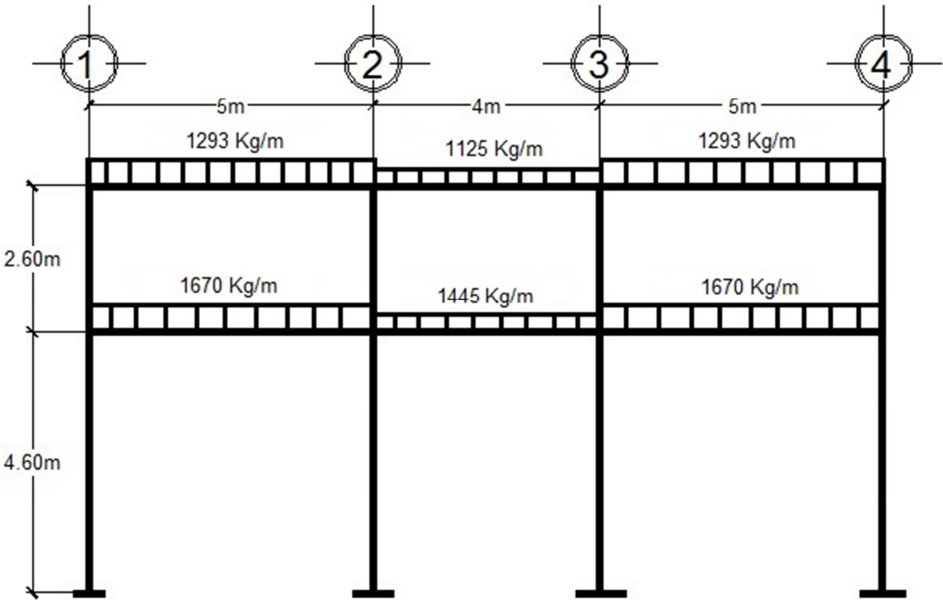
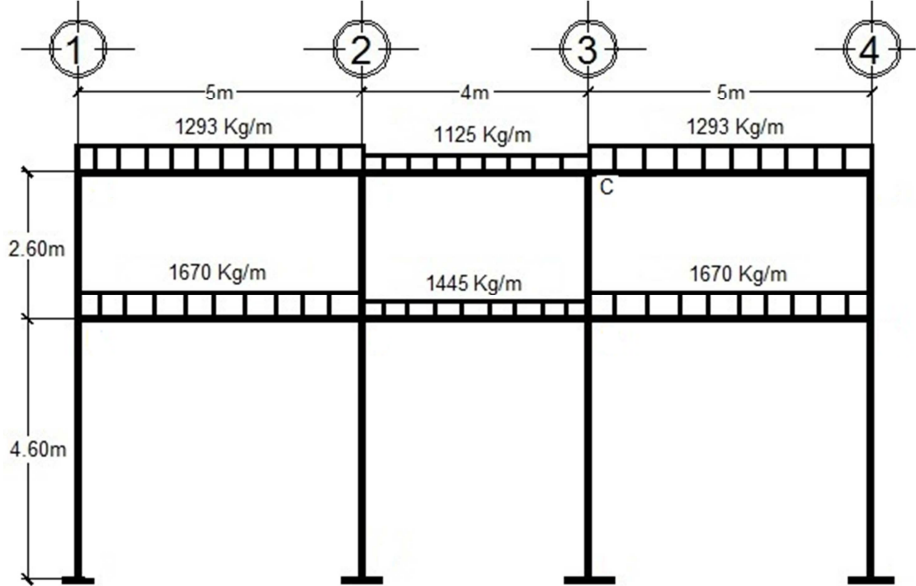


Figura 5. Marco B carga viva distribuida



Para la integración de la carga viva y muerta del marco 2, se procede de la misma manera, obteniendo las cargas siguientes:

Figura 6. Marco 2 carga muerta distribuida

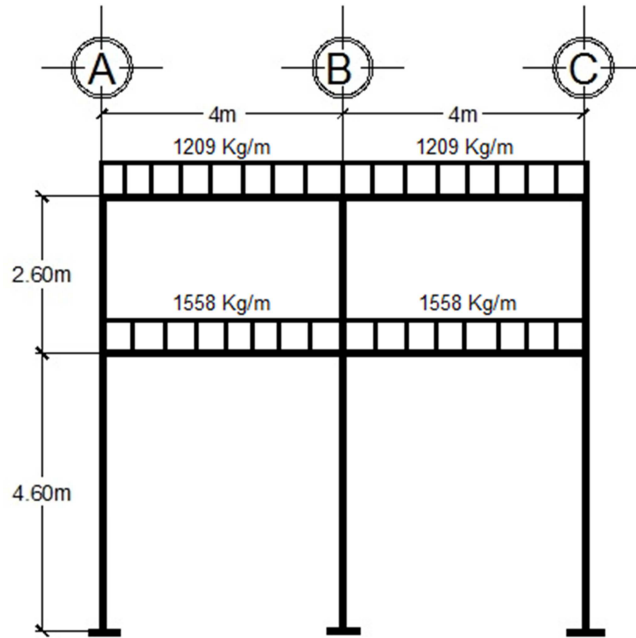
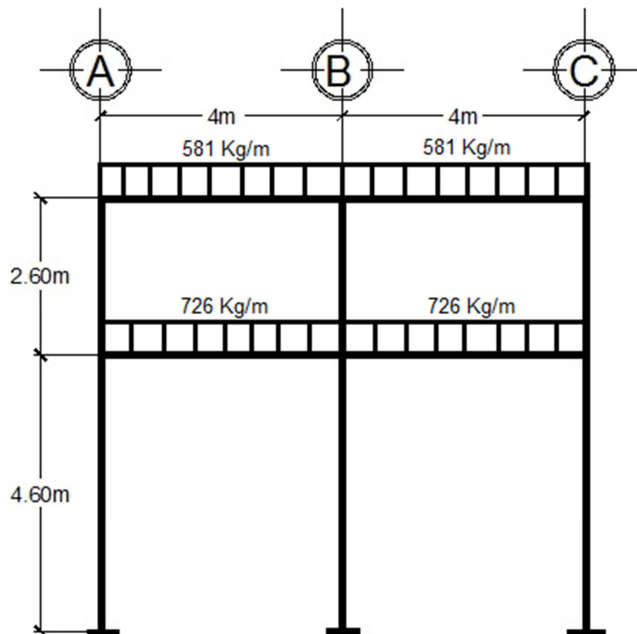


Figura 7. Marco 2 carga viva distribuida



2.1.7.3.2 Cargas horizontales en marcos rígidos

Las cargas horizontales, son producidas por los efectos del viento y sismos que afectan directamente la estructura; las fuerzas del viento son consideradas en edificios de gran altura y dependen directamente de las condiciones del lugar; en este caso no se consideran fuerzas de viento, ya que el edificio es de pequeña altura, por lo que estas no afectan la estructura.

Las fuerzas producidas por sismos, producen efectos cortantes en la estructura de los marcos dúctiles debido al movimiento de la tierra. Guatemala está considerada como una zona altamente sísmica debido a su ubicación geográfica, por lo que se deben establecer las fuerzas sísmicas que se podrían producir. Para calcular dichas fuerzas sísmicas se utilizará el método UBC 1985.

Según el método UBC 1985, se debe determinar el corte basal utilizando la siguiente fórmula:

$$V = ZIKCSW$$

Donde:

$Z = 1$	Depende de la ubicación del edificio (Ciudad de Guatemala)
$I = 1.5$	Depende de la importancia del edificio (No esencial)
$K = 0.67$	Por tratarse de marcos dúctiles
$S = 1.50$	Depende del tipo de suelo
$C =$	Periodo de vibración de la estructura

$$C = \frac{1}{15\sqrt{t}} \quad C \leq 0.12$$

Donde:

$$t = \frac{0.09 * h}{\sqrt{b'}}$$

Donde:

h = 7.60 m - altura total del edificio

b' = Base del edificio

$b'x$ = 14.30 M

$b'y$ = 8.30 M

$$tx = \frac{0.09 * 7.60}{\sqrt{14.30}} = \mathbf{0.18}$$

$$ty = \frac{0.09 * 7.60}{\sqrt{8.30}} = \mathbf{0.23}$$

Entonces:

$$Cx = \frac{1}{15\sqrt{0.18}} = \mathbf{0.157}$$

$$Cy = \frac{1}{15\sqrt{0.23}} = \mathbf{0.14}$$

La relación $C * S$, no debe de ser mayor de 0.14, de esta forma se tiene que:

$$Cx * S = 0.157 * 1.5 = \mathbf{0.235}$$

$$C_y * S = 0.14 * 1.5 = 0.21$$

Utilizar $C * S = 0.14$

Para encontrar el valor de W se debe calcular el peso total de la estructura de la siguiente forma:

$$W = W_1 + W_2$$

$$W_1 = W_{columnas} + W_{vigas} + W_{entrepiso} + W_{zapatas} + 25 \% W_{cv}$$

Tabla IV. Integración del peso de la estructura

NIVEL	W Columnas kg	W Viga Kg	W Losa kg	W Zapata kg	25% W _c	W
1	12441.60	26457.60	24441.6	12960.00	6365.00	82665.80
2	6739.20	26457.60	20976.00	0.00	4370	58542.80
PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA (Kg)						141208.60

Fuente propia

Se procede a determinar el corte basal de la siguiente manera:

$$V = ZIKCSW$$

$$V = 1 * 1.5 * 0.14 * 0.67 * 141208.60 = 19868.05 \text{ kg}$$

2.1.7.4 Fuerzas sísmicas

Ya establecido el corte basal de la estructura, se calcula el corte por nivel en el sentido x y en el sentido y, a partir de la siguiente ecuación:

$$F_x = \frac{(V - Ft) * W_i * H_i}{\sum W_i * H_i}$$

Donde:

$$F_x = \text{Corte por nivel}$$

V = Corte basal

Ft = Fuerza adicional de cúspide del edificio, cuando $t < 0.25$ no se considera la fuerza en la cúspide; para este caso como tx y ty son menores que 0.25 entonces $Ft = 0$

Wi = Peso en el nivel

Hi = Altura del nivel

Tabla V. Corte por nivel

NIVEL	V	Wi	Hi	Fx	Fy
1	19868.05	82665.80	4.80	9568.00	9568.00
2	19868.05	58542.80	7.60	10300.00	10300.00

Fuente propia

Fuerzas por marco

Se debe dividir el corte por nivel, dentro del número de marcos que hay en sentido x y también para el sentido y, de la siguiente forma:

Para nivel 1

$$Fx = \frac{9568}{4} = 2392 \text{ kg}$$

$$Fy = \frac{10300}{4} = 2575 \text{ kg}$$

Para nivel 2

$$Fx = \frac{9568}{3} = 3189 \text{ kg}$$

$$Fy = \frac{10300}{3} = 3433 \text{ kg}$$

A continuación se muestra el modelo matemático de los marcos con las fuerzas de sismo calculadas:

Figura 8. Marco B carga lateral

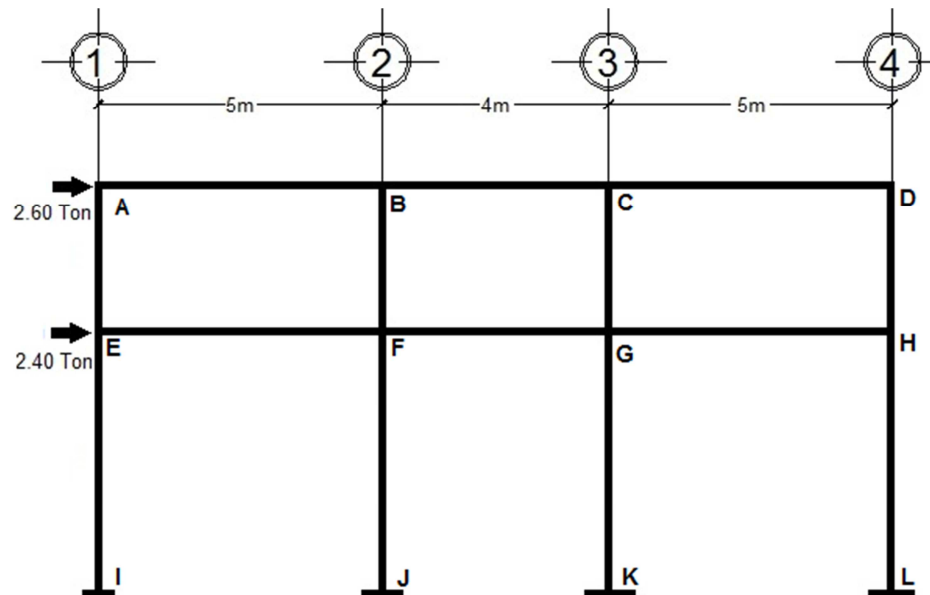
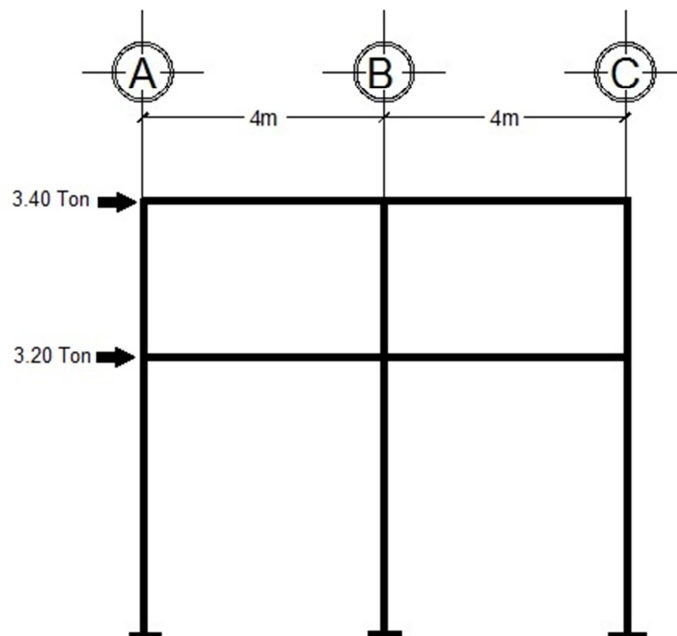


Figura 9. Marco 2 carga lateral



2.1.7.5 Análisis de marcos rígidos por el método de Kani

El método de Kani, se basa en las características generales de la elástica; su objetivo es determinar los momentos flectores negativos y positivos en cada una de los miembros de las estructura.

El método de Kani, emplea un método exacto de aproximaciones sucesivas y la exactitud en el análisis, depende del número de iteraciones que se efectúen. La ventaja de este método es que, en forma directa, se toma el efecto del desplazamiento de los miembros, evitándose el planteamiento y solución de ecuaciones simultáneas.

Para el análisis estructural de los marcos B y 2, se analizará cada una de las cargas por separado, esto quiere decir que, se debe de realizar el análisis de carga muerta, carga viva y carga lateral, individualmente, de la siguiente forma.

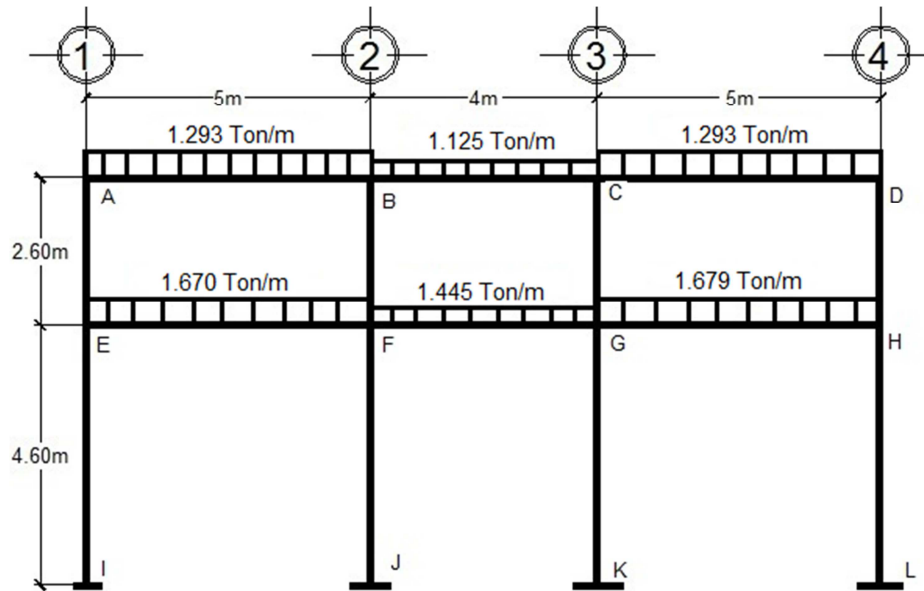
2.1.7.5.1 Análisis estructural de marco B por carga muerta

A continuación se procederá a realizar el análisis estructural del marco B con carga muerta que se encuentra sobre el eje x, por medio del método de Kani, con los siguientes datos:

Sección de columna = 0.30 x 0.30 m

Sección de viga = 0.20 x 0.40 m

Figura 10. Marco B, análisis con carga muerta



Primero se debe calcular la rigidez de cada uno de los elementos estructurales de la siguiente forma:

$$K = \frac{I}{L}$$

Donde:

K = Rigidez

I = Inercia

L = Longitud del elemento

Para calcular la inercia de elementos estructurales, se hace uso de la siguiente ecuación:

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

Donde:

b = Base del elemento

h = Altura del elemento

Las rigideces correspondientes de cada uno de los elementos que conforman el marco B, se muestran en la siguiente tabla:

Tabla VI. Inercia y rigidez de elementos

VIGAS DEL SEGUNDO NIVEL							
ELEMENTO	BASE	ALTURA	LONGITUD	INERCIA	RIGIDEZ "K"	CARGA ton/m	
A	B	0.2	0.4	5	0.001066667	0.000213333	1.293
B	C	0.2	0.4	4	0.001066667	0.000266667	1.125
C	D	0.2	0.4	5	0.001066667	0.000213333	1.293
VIGAS DEL PRIMER NIVEL							
ELEMENTO	BASE	ALTURA	LONGITUD	INERCIA	RIGIDEZ "K"	CARGA ton/m	
E	F	0.2	0.4	5	0.001066667	0.000213333	1.67
F	G	0.2	0.4	4	0.001066667	0.000266667	1.445
G	H	0.2	0.4	5	0.001066667	0.000213333	1.67
COLUMNAS DEL SEGUNDO NIVEL							
ELEMENTO	BASE	ALTURA	LONGITUD	INERCIA	RIGIDEZ "K"	CARGA ton/m	
A	E	0.3	0.3	2.6	0.000675	0.000259615	0
B	F	0.3	0.3	2.6	0.000675	0.000259615	0
C	G	0.3	0.3	2.6	0.000675	0.000259615	0
D	H	0.3	0.3	2.6	0.000675	0.000259615	0
COLUMNAS DEL PRIMER NIVEL							
ELEMENTO	BASE	ALTURA	LONGITUD	INERCIA	RIGIDEZ "K"	CARGA ton/m	
E	I	0.3	0.3	4.6	0.000675	0.000146739	0
F	J	0.3	0.3	4.6	0.000675	0.000146739	0
G	K	0.3	0.3	4.6	0.000675	0.000146739	0
H	L	0.3	0.3	4.6	0.000675	0.000146739	0

Fuente propia

A continuación se procede a calcular los factores de giro en cada uno de los nudos del marco, a partir de la siguiente fórmula:

$$\mu = -\frac{1}{2} * \frac{K}{\sum K}$$

Donde:

μ = Factor de giro

$\sum K$ = Sumatoria de rigideces en el nudo

La sumatoria de los factores de giro en cada uno de los nudos, deben ser igual a -0.50, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla VII. Factores de giro

NODO	TRAMO		FACTOR DE GIRO "μ"
A	A	B	-0.2255
	A	E	-0.2745
			-0.5000
B	B	A	-0.1442
	B	C	-0.1803
	B	F	-0.1755
			-0.5000
C	C	B	-0.1803
	C	D	-0.1442
	C	G	-0.1755
			-0.5000
D	D	C	-0.2255
	D	H	-0.2745
			-0.5000
E	E	A	-0.2095
	E	F	-0.1721
	E	I	-0.1184
			-0.5000
F	F	E	-0.1203
	F	B	-0.1465
	F	G	-0.1504
	F	J	-0.0828
			-0.5000
G	G	F	-0.1504
	G	C	-0.1465
	G	H	-0.1203
	G	K	-0.0828
			-0.5000
H	H	D	-0.2095
	H	G	-0.1721
	H	L	-0.1184
			-0.5000

Fuente propia

A continuación se procede a calcular los momentos fijos en cada nudo de la siguiente forma:

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

Donde:

MF = Momento fijo

W = Carga distribuida

L = Longitud de viga

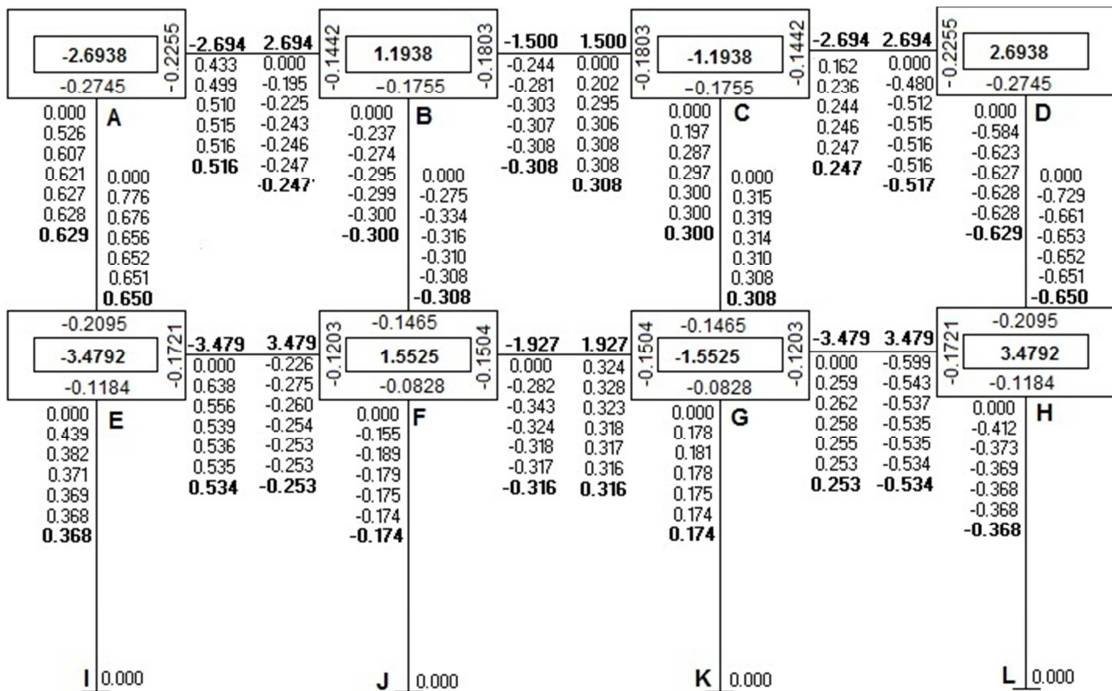
Tabla VIII. Momentos fijos para marco B por carga muerta

(+)		(-)		W	L	M (ton-m)	NODO	MOMENTO FIJO
A	B	B	A	1.293	5	-2.6938	A	-2.6938
B	C	C	B	1.125	4	-1.5000	B	1.1938
C	D	D	C	1.293	5	-2.6938	C	-1.1938
E	F	F	E	1.67	5	-3.4792	D	2.6938
F	G	G	F	1.445	4	-1.9267	E	-3.4792
G	H	H	G	1.67	5	-3.4792	F	1.5525
							G	-1.5525
							H	3.4792

Fuente propia

Ya con los momentos fijos establecidos, se calculan las iteraciones correspondientes como se muestra a continuación:

Figura 11. Diagrama de iteraciones Marco B con carga muerta



Después se calculan los momentos finales en función del diagrama de iteraciones de Kani, de la siguiente forma:

$$M_{AB} = MF_{AB} + 2M'_{AB} + M'_{BA}$$

Donde:

M_{AB} = Momento final de A a B

MF_{AB} = Momento fijo de A a B

$2M'_{AB}$ = Última iteración en el extremo A de la Barra AB

M'_{BA} = Última iteración en el extremo B de la Barra AB

$$M^+_{AB} = \frac{wL^2}{8} - \frac{M^-_{AB} + M^-_{BA}}{2}$$

Donde:

M^+_{AB} = Momento positivo de A a B

w = Carga distribuida

L = Longitud de la barra AB

M^-_{AB} = Momento negativo AB

M^-_{BA} = Momento negativo BA

De esta manera se obtienen los momentos finales en el nodo A, que se muestran a continuación:

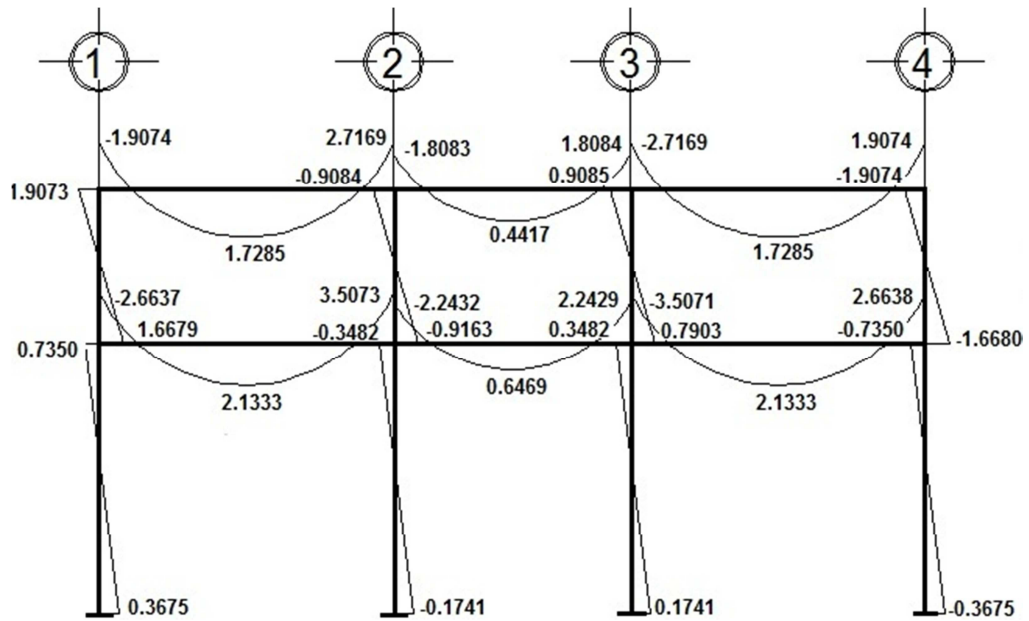
$$M_{AB} = -2.694 + 2 * 0.516 + (-0.247) = -1.9074 \text{ Ton} - m$$

$$M_{AE} = 2 * 0.629 + 0.65 = 1.9073 \text{ Ton} - m$$

$$M^+_{AB} = \frac{1.293 * 5^2}{8} - \frac{1.9074 + 2.7169}{2} = 1.7285 \text{ Ton} - m$$

Calculando los momentos finales en cada nodo se obtiene:

Figura 12. Momentos finales en marco B por carga muerta



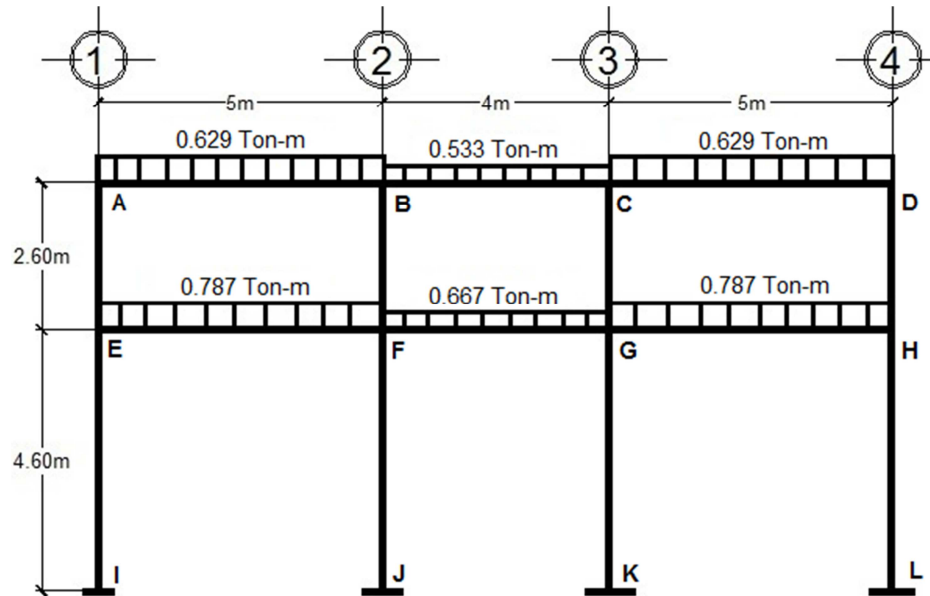
2.1.7.5.2 Análisis estructural de marco B por carga viva

A continuación se procederá a realizar el análisis estructural del marco B con carga viva que se encuentra sobre el eje x, por medio del método de Kani con los siguientes datos:

Sección de columna = 0.30 x 0.30 m

Sección de viga = 0.20 x 0.40 m

Figura 13. Marco B, análisis con carga viva



Para el análisis por carga viva, se toman los mismos valores de rigidez y factor de giro del análisis anterior, ya que son los mismos elementos estructurales con las mismas dimensiones. Los momentos fijos están en función de la carga distribuida; a continuación se muestran los momentos fijos obtenidos por carga viva:

Tabla IX. Momentos fijos marco B por carga viva

(+) (Nodo izquierdo)		(-) (Nodo derecho)		W	L	M (ton-m)	NODO	MOMENTO FIJO
A	B	B	A	0.629	5	-1.3104	A	-1.3104
B	C	C	B	0.533	4	-0.7107	B	0.5998
C	D	D	C	0.629	5	-1.3104	C	-0.5998
E	F	F	E	0.787	5	-1.6396	D	1.3104
F	G	G	F	0.667	4	-0.8893	E	-1.6396
G	H	H	G	0.787	5	-1.6396	F	0.7503
							G	-0.7503
							H	1.6396

Fuente propia

Ya establecidos los momentos fijos, se procede a calcular las iteraciones de Kani como se muestra a continuación:

Figura 14. Diagrama de iteraciones Marco B con carga viva

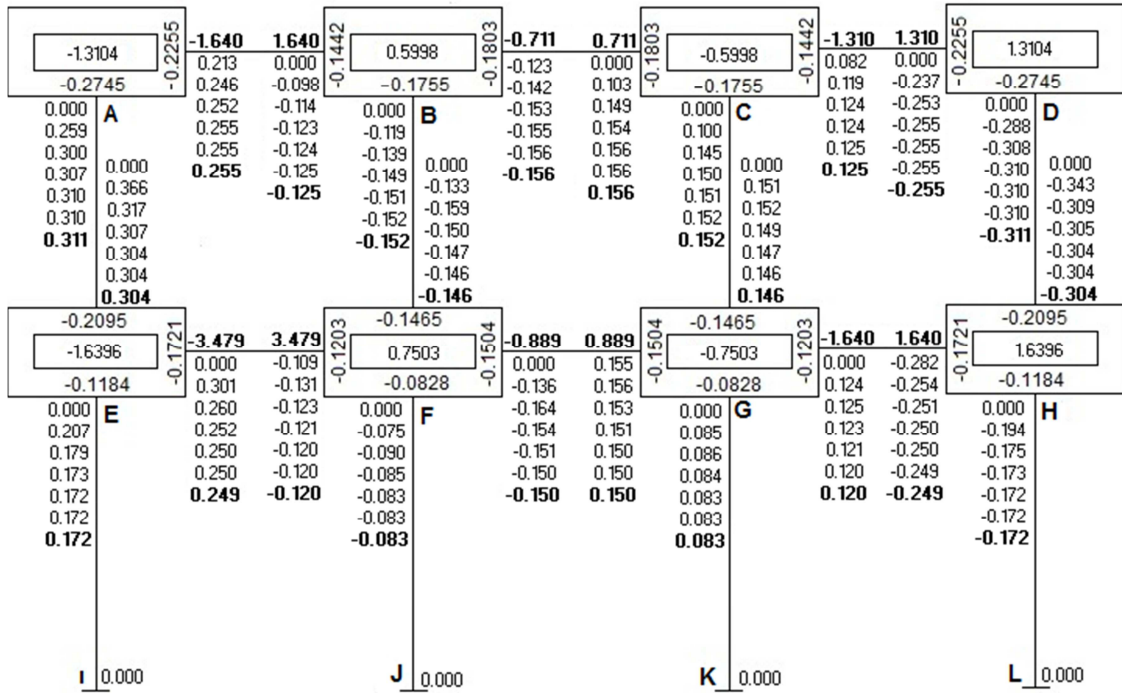
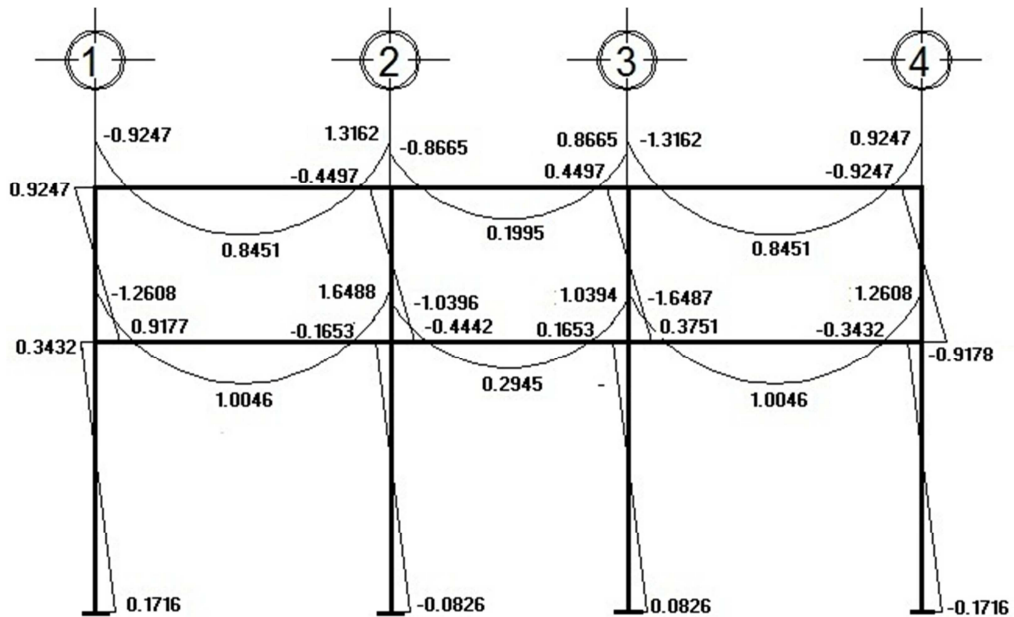


Figura 15. Momentos finales en marco B con carga viva



2.1.7.5.3 Análisis estructural de marco B por carga de sismo

Para el análisis por carga de sismo, se utilizarán los mismos valores de rigidez y factor de giro de los análisis con carga viva y muerta.

Para determinar el desplazamiento por carga de sismo, se debe calcular los momentos de piso en cada nivel, de la siguiente forma:

$$M_2 = \frac{Q_2 * h_2}{3}$$
$$M_1 = \frac{(Q_1 + Q_2) * h_1}{3}$$

Donde:

M_2, M_1 = Momentos de piso

Q_1, Q_2 = Cargas de sismo

h_2, h_1 = Altura por nivel

Calculando los momentos de piso se tiene que:

$$M_2 = \frac{2.60 * 2.60}{3} = 2.2533 \text{ Ton} - m$$

$$M_1 = \frac{(2.40 + 2.6) * 4.60}{3} = 7.6667 \text{ Ton} - m$$

Antes de proceder a la iteración de momentos, se debe calcular los factores de corrimiento por cada nivel, de la siguiente manera:

$$\gamma = -\frac{3}{2} * \frac{K_{Columnas}}{\sum K_{Columnas}}$$

Donde:

γ = Factor de corrimiento

$K_{Columnas}$ = Rigidez de la columna

$\sum K_{Columnas}$ = Sumatoria de rigidez de columnas

$$\gamma_{IE} = -\frac{3}{2} * \frac{0.0001467}{0.0001467 + 0.0001467 + 0.0001467 + 0.0001467} = -0.375$$

$$\gamma_{EA} = -\frac{3}{2} * \frac{0.0001467}{0.0001467 + 0.0001467 + 0.0001467 + 0.0001467} = -0.375$$

Figura 16. Diagrama de iteraciones Marco B con carga de sismo

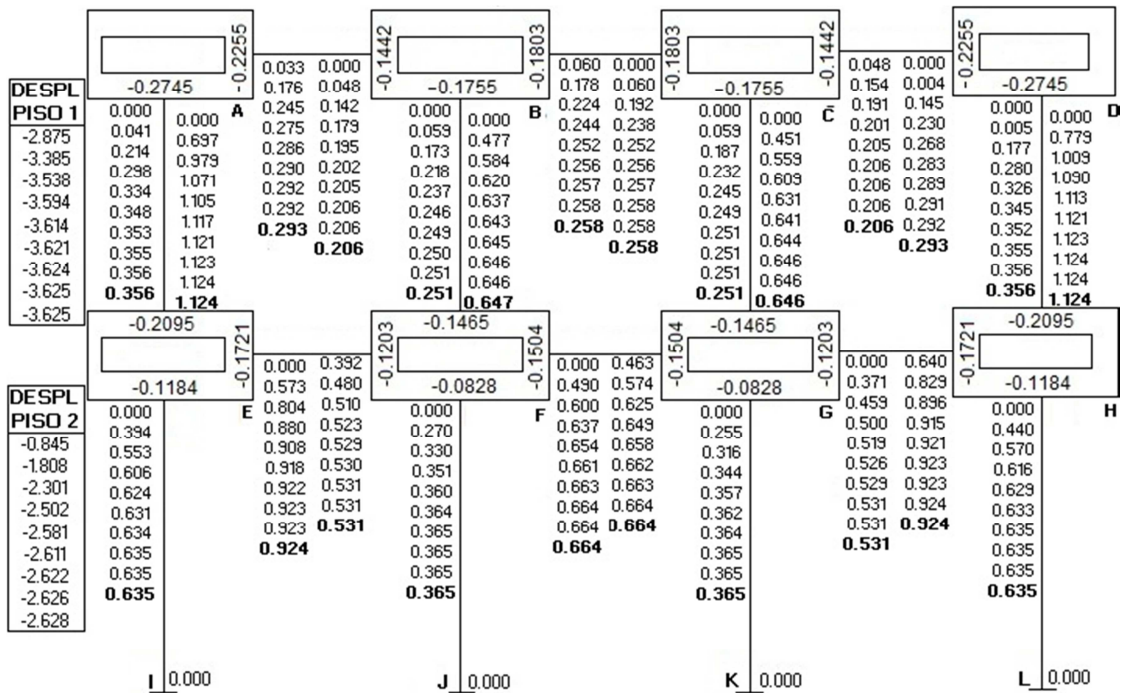
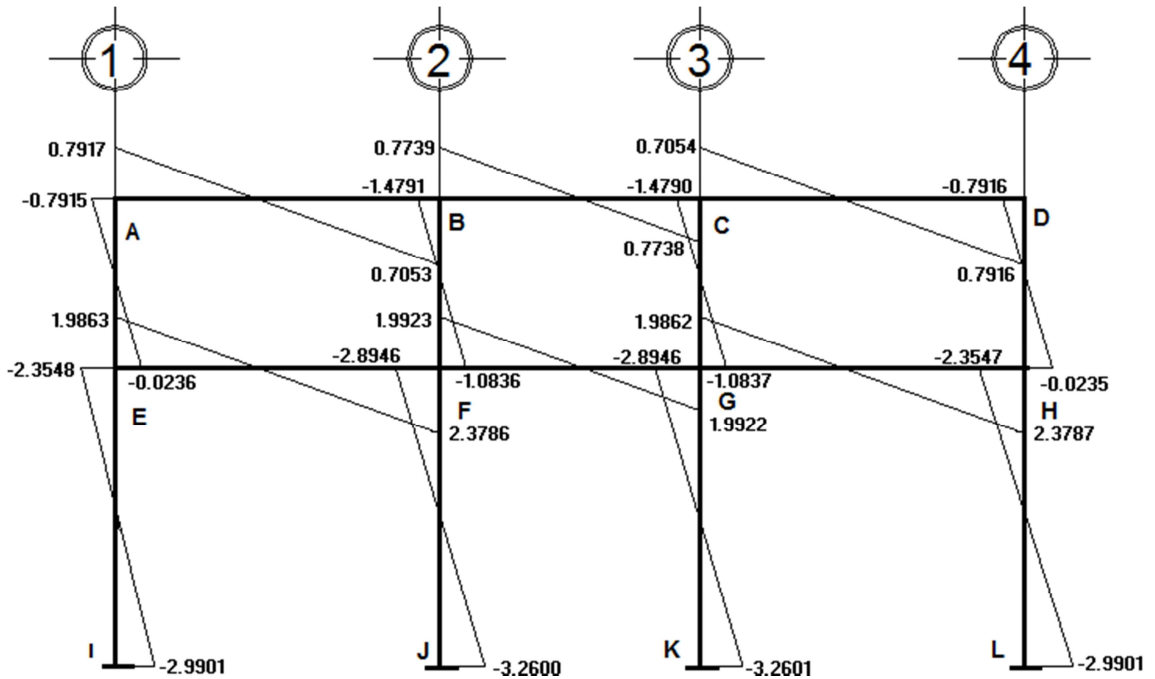


Figura 17. Momentos finales en marco B con carga de sismo



2.1.7.6 Análisis de marcos rígidos por el método de Cross

Para determinar la exactitud del método de Kani, a continuación se muestra el resultado del análisis de carga muerta, viva y sismo, para el marco B, realizado por el método de Cross.

El método de Cross, es un método de análisis exacto, al igual que el método de Kani, este se basa en los momentos de empotramiento perfecto, que varían dependiendo del tipo de carga que sea aplicada a la estructura.

Figura 18. Análisis de marco B por carga muerta método de Cross

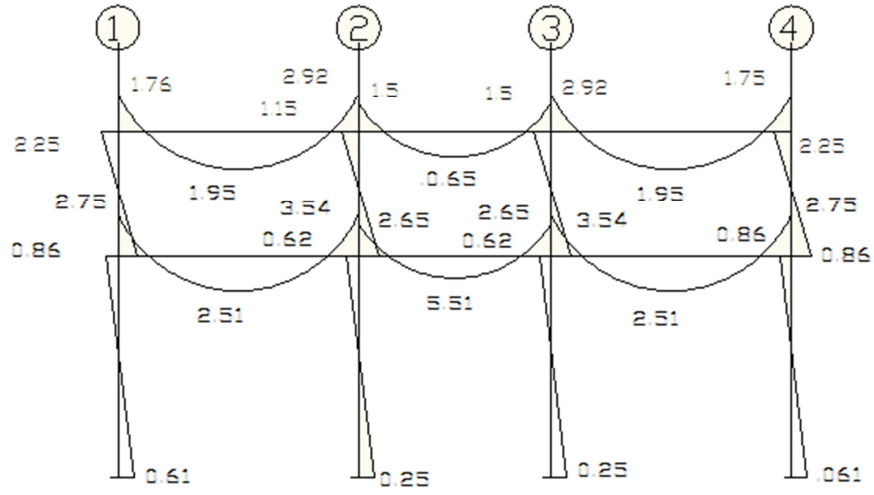


Figura 19. Análisis de marco B por carga viva método de Cross

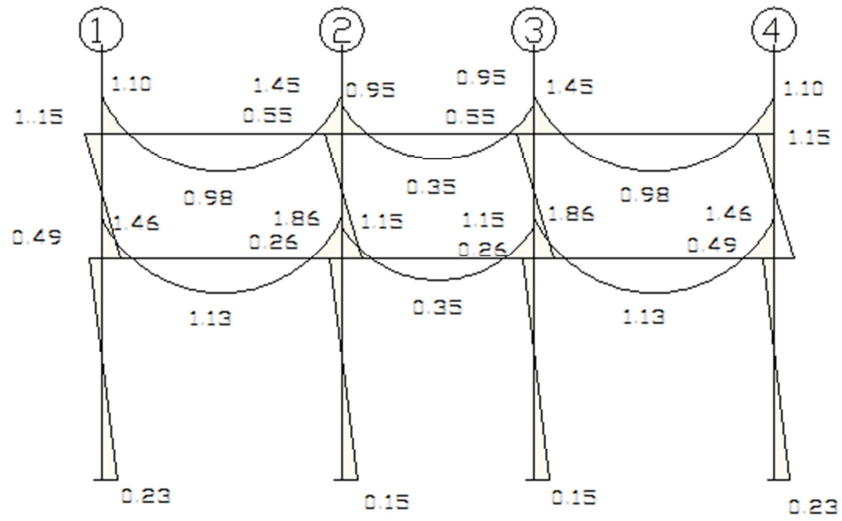
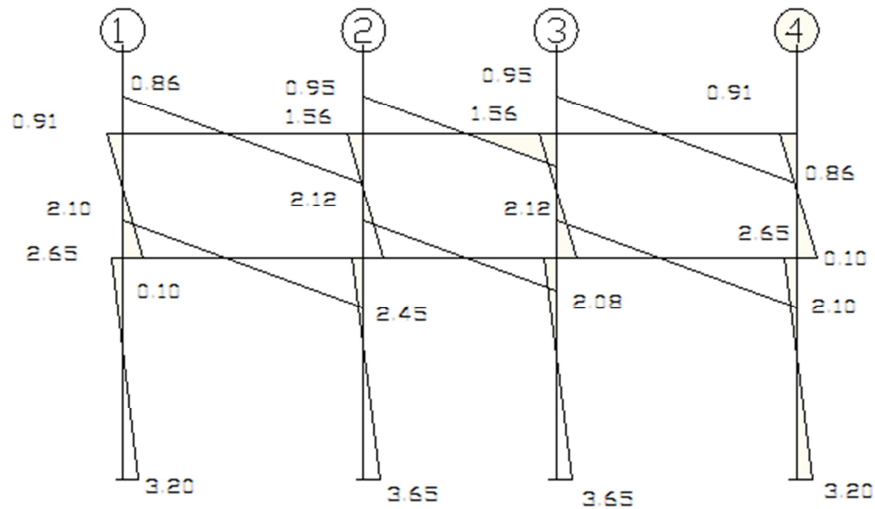


Figura 20. Análisis de marco B por carga de sismo método de Cross



2.1.7.7 Análisis de marcos rígidos por el software Sap 2000

El programa Sap 2000, es una herramienta de análisis estructural de última generación, con la cual se puede determinar momentos actuantes en cualquier tipo de estructura; para este trabajo, se usará el programa para verificar la exactitud de los resultados obtenidos por medio de los métodos de Kani y Cross.

De igual forma que los métodos anteriores, se analizó el marco B por carga muerta, viva y sismo, obteniendo los siguientes resultados:

Figura 21. Análisis del marco B por carga muerta por medio de Sap 2000

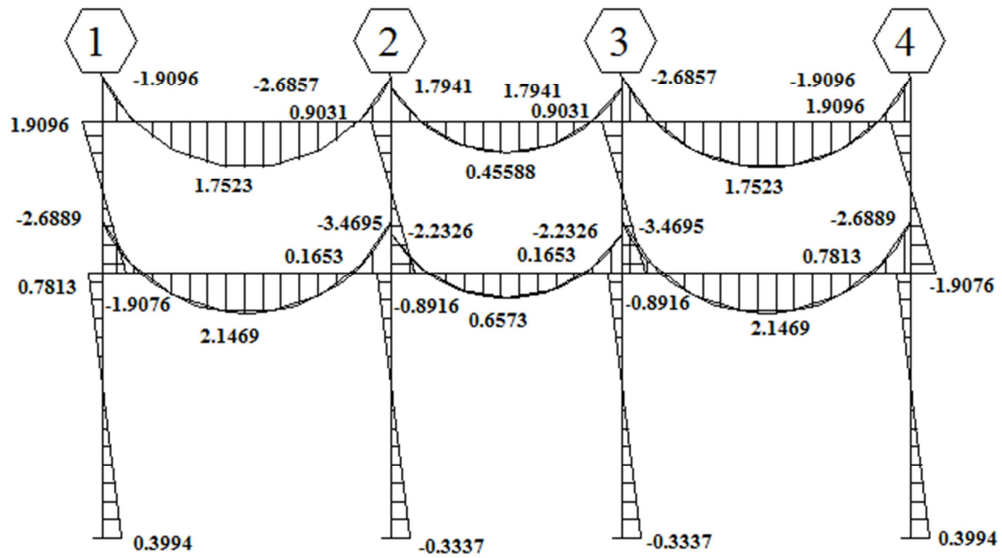


Figura 22. Análisis del marco B por carga viva por medio de Sap 2000

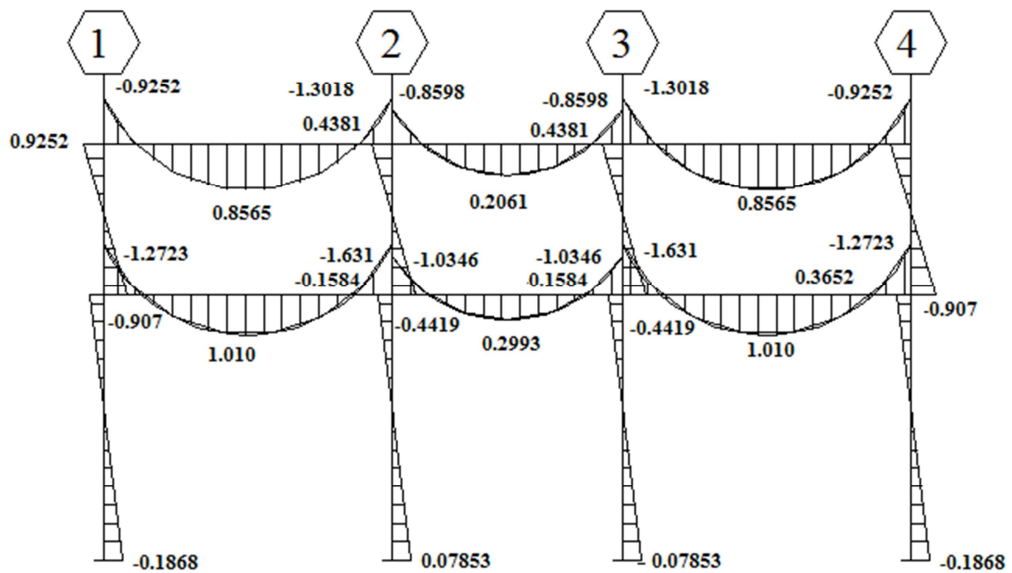
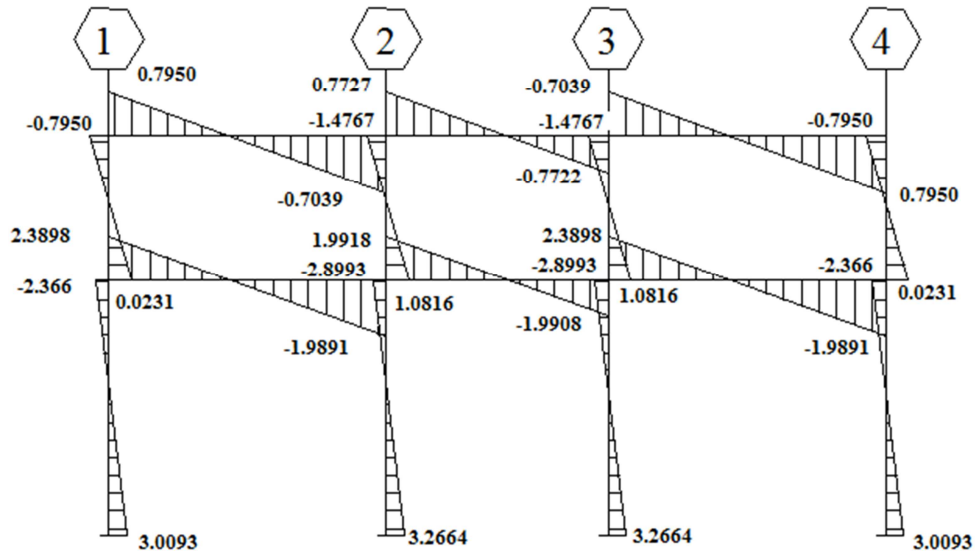


Figura 23. Análisis del marco B por carga de sismo por medio de Sap 2000



2.1.7.8 Comparación de resultados de los métodos de análisis estructural

Después de realizar el análisis estructural del marco B, con carga muerta, viva y de sismo, por los tres métodos, se observa que los tres métodos dan resultados muy similares, ya que todos son métodos exactos; no obstante puede deducirse que los resultados por el método de Kani y los resultados obtenidos por medio del software son idénticos, lo cual indica que el análisis estructural ya sea por el método de Cross o Kani da resultados bastante satisfactorios.

Para calcular los momentos últimos, se toman los resultados obtenidos por medio del método de Kani.

2.1.7.9 Momentos últimos por envolvente de momentos

Para determinar los momentos máximos que se pueden producir en la estructura debido a los esfuerzos provocados por las cargas muertas, vivas y de sismo, en el ACI 318-2005, Sec. 9.2, se establecen las combinaciones en las que se pueden dar dichos momentos, siendo estas:

$$M_U = 1.4 M_{CM} + 1.7 M_{CV}$$

$$M_U = 0.75(1.4 M_{CM} + 1.7 M_{CV} + 1.87 M_{CS})$$

$$U_U = 0.90 M_{CM} + 1.43 M_{CS}$$

Donde:

M_U = Momento último

M_{CM} = Momento por carga muerta

M_{CV} = Momento por carga viva

M_{CS} = Momento por carga de sismo

De esta forma, se procede a calcular las combinaciones descritas anteriormente, utilizando los momentos obtenidos por el método de Kani, para determinar los momentos últimos en el marco B:

Tabla X. Marco B, envolvente de momentos

ELEMENTO	CM	CV	CS	1.4Mcm + 1.7Mcv	0.75(1.4Mcm + 1.7Mcv + 1.87Mcs)	0.90Mcm + 1.43Mcs	ENVOLVENTE
VIGA A-B							
A-B	-1.9074	-0.9247	0.7917	4.2425	4.2922	2.8488	4.2922
M(+)	1.7285	0.8451		3.8566	2.8924	1.5556	3.8566
B-A	2.7169	1.3162	0.7053	6.0413	5.5202	3.4538	6.0413
VIGA B-C							
B-C	-1.8083	-0.8665	0.7738	4.0047	4.0888	2.7341	4.0888
M(+)	0.4417	0.1995		0.9574	0.7181	0.3975	0.9574
C-B	1.8084	0.8665	0.7739	4.0048	4.0890	2.7342	4.0890
VIGA C-D							
C-D	-2.7169	-1.3162	0.7054	6.0413	5.5203	3.4539	6.0413
M(+)	1.7285	0.8451		3.8566	2.8925	1.5556	3.8566
D-C	1.9074	0.9247	0.7916	4.2423	4.2920	2.8486	4.2920
VIGA E-F							
E-F	-2.6637	-1.2608	2.3786	5.8724	7.7403	5.7987	7.7403
M(+)	2.1333	1.0046		4.6944	3.5208	1.9199	4.6944
F-E	3.5073	1.6488	1.9863	7.7132	8.5707	5.9969	8.5707
VIGA F-G							
F-G	-2.2432	-1.0396	1.9923	4.9077	6.4750	4.8679	6.4750
M(+)	0.6469	0.2945		1.4064	1.0548	0.5823	1.4064
G-F	2.2429	1.0394	1.9922	4.9072	6.4745	4.8675	6.4745
VIGA G-H							
G-H	-3.5071	-1.6487	1.9862	7.7128	8.5703	5.9967	8.5703
M(+)	2.1333	1.0046		4.6944	3.5208	1.9199	4.6944
H-G	2.6638	1.2608	2.3787	5.8728	7.7408	5.7990	7.7408
COLUMNAS							
A-E	1.9073	0.9247	-0.7915	4.2421	4.2917	2.8484	4.2917
E-A	1.6679	0.9177	-0.0236	3.8952	2.9545	1.5349	3.8952
B-F	-0.9084	-0.4497	-1.4791	2.0362	3.6016	2.9327	3.6016
F-B	-0.9163	-0.4442	-1.0836	2.0379	3.0482	2.3743	3.0482
C-G	0.9085	0.4497	-1.4790	2.0363	3.6015	2.9326	3.6015
G-C	0.7903	0.3751	-1.0837	1.7440	2.8279	2.2609	2.8279
D-H	-1.9074	-0.9247	-0.7916	4.2423	4.2920	2.8486	4.2920
H-D	-1.6680	-0.9178	-0.0235	3.8953	2.9545	1.5348	3.8953
E-I	0.7350	-0.1653	-2.3548	1.3100	4.2851	4.0289	4.2851
F-J	-0.3482	-0.1653	-2.8946	0.7685	4.6360	4.4526	4.6360
G-K	0.3482	0.1653	-2.8946	0.7685	4.6361	4.4528	4.6361
H-L	-0.7350	-0.3432	-2.3547	1.6125	4.5118	4.0287	4.5118
ZAPATAS							
I	0.3675	0.1716	-2.9901	0.8062	4.7983	4.6066	4.7983
J	-0.1741	-0.0826	-3.2600	0.3843	4.8604	4.8185	4.8604
K	0.1741	0.0826	-3.2601	0.3843	4.8604	4.8186	4.8604
L	-0.3675	-0.1716	-2.9901	0.8062	4.7983	4.6066	4.7983

Fuente propia

De la misma forma se procede a calcular las combinaciones descritas anteriormente, para determinar los esfuerzos cortantes últimos en el marco B:

Tabla XI. Marco B, envolvente de corte

ELEMENTO	CM	CV	CS	1.4Mcm + 1.7Mcv	0.75(1.4Mcm + 1.7Mcv + 1.87Mcs)	0.90Mcm + 1.43Mcs	ENVOLVENTE
VIGA A-B							
A-B	3.07	1.50	0.30	6.8480	5.5568	3.1920	6.8480
B-A	3.38	1.65	0.30	7.5370	6.0735	3.4710	7.5370
VIGA B-C							
B-C	2.25	1.10	0.37	5.0200	4.2839	2.5541	5.0200
C-B	2.25	1.10	0.37	5.0200	4.2839	2.5541	5.0200
VIGA C-D							
C-D	3.38	1.65	0.30	7.5370	6.0735	3.4710	7.5370
D-C	3.07	1.50	0.30	6.8480	5.5568	3.1920	6.8480
VIGA E-F							
E-F	4.02	1.90	0.88	8.8580	7.8777	4.8764	8.8580
F-E	4.33	2.03	0.88	9.5130	8.3690	5.1554	9.5130
VIGA F-G							
F-G	2.89	1.33	1.00	6.3070	6.1328	4.0310	6.3070
G-F	2.89	1.33	1.00	6.3070	6.1328	4.0310	6.3070
VIGA G-H							
G-H	4.33	2.03	0.88	9.5130	8.3690	5.1554	9.5130
H-G	4.02	1.90	0.88	8.8580	7.8777	4.8764	8.8580
COLUMNAS							
A-E	1.47	0.70	0.31	3.2480	2.8708	1.7663	3.2480
E-A	1.47	0.70	0.31	3.2480	2.8708	1.7663	3.2480
B-F	0.69	0.34	0.98	1.5440	2.5325	2.0224	2.5325
F-B	0.69	0.34	0.98	1.5440	2.5325	2.0224	2.5325
C-G	0.69	0.34	0.98	1.5440	2.5325	2.0224	2.5325
G-C	0.69	0.34	0.98	1.5440	2.5325	2.0224	2.5325
D-H	1.47	0.70	0.31	3.2480	2.8708	1.7663	3.2480
H-D	1.47	0.70	0.31	3.2480	2.8708	1.7663	3.2480
E-I	0.26	0.12	1.16	0.5680	2.0529	1.8928	2.0529
F-J	0.12	0.05	1.34	0.2530	2.0691	2.0242	2.0691
G-K	0.12	0.05	1.34	0.2530	2.0691	2.0242	2.0691
H-L	0.26	0.12	1.16	0.5680	2.0529	1.8928	2.0529
ZAPATAS							
I	0.26	0.12	1.16	0.5680	2.0529	1.8928	2.0529
J	0.12	0.05	1.34	0.2530	2.0691	2.0242	2.0691
K	0.12	0.05	1.34	0.2530	2.0691	2.0242	2.0691
L	0.26	0.12	1.16	0.5680	2.0529	1.8928	2.0529

Fuente propia

De la misma forma, se realizó el análisis estructural de cargas para el marco 2 por el método de Kani, y se obtuvieron los resultados que se muestran a continuación:

Tabla XII. Marco 2, envolvente de momentos

ELEMENTO	CM	CV	CS	1.4Mcm + 1.7Mcv	0.75(1.4Mcm + 1.7Mcv + 1.87Mcs)	0.90Mcm + 1.43Mcs	ENVOLVENTE
VIGA A-B							
A-B	-0.9684	-0.4626	1.5683	2.1422	3.8062	3.1142	3.8062
M(+)	0.9679	0.4664		2.1479	1.6109	0.8711	2.1479
B-A	1.9358	0.9327	1.3898	4.2956	5.1710	3.7297	5.1710
VIGA B-C							
B-C	-1.9358	-0.9327	1.3898	4.2957	5.1710	3.7297	5.1710
M(+)	0.9679	0.4663		2.1478	1.6108	0.8711	2.1478
C-B	0.9685	0.4626	1.5682	2.1423	3.8062	3.1142	3.8062
VIGA D-E							
D-E	-1.3803	-0.6457	4.6481	3.0302	8.7915	7.8890	8.7915
M(+)	1.2149	0.5656		2.6623	1.9968	1.0934	2.6623
E-D	2.4299	1.1311	3.7615	5.3248	9.2691	7.5659	9.2691
VIGA E-F							
E-F	-2.4298	-1.1311	3.7617	5.3246	9.2692	7.5660	9.2692
M(+)	1.2150	0.5656		2.6625	1.9968	1.0935	2.6625
F-E	1.3803	0.6457	4.6483	3.0301	8.7917	7.8893	8.7917
COLUMNAS							
A-D	0.9685	0.4626	-3.4088	2.1424	6.3877	5.7463	6.3877
D-A	0.9951	0.4676	-2.1796	2.1881	4.6980	4.0124	4.6980
B-E	0.0000	0.0000	-4.6193	0.0000	6.4786	6.6057	6.6057
E-B	0.0001	0.0000	-4.0795	0.0001	5.7216	5.8337	5.8337
C-F	-0.9685	-0.4626	-3.4088	2.1423	6.3876	5.7462	6.3876
F-F	-0.9953	-0.4677	-2.1794	2.1884	4.6979	4.0123	4.6979
D-G	0.3850	0.1781	-4.3082	0.8417	6.6736	6.5073	6.6736
E-H	0.0000	0.0000	-5.2839	0.0001	7.4107	7.5560	7.5560
F-I	-0.3851	-0.1781	-2.4676	0.8419	4.0922	3.8752	4.0922
ZAPATAS							
G	0.1925	0.0890	-5.3234	0.4209	7.7818	7.7858	7.7858
H	0.0000	0.0000	-5.8112	0.0001	8.1503	8.3101	8.3101
I	-0.1926	-0.0891	-5.3234	0.4210	7.7818	7.7857	7.7857

Fuente propia

Tabla XIII. Marco 2, envolvente de corte

ELEMENTO	CM	CV	CS	1.4Mcm + 1.7Mcv	0.75(1.4Mcm + 1.7Mcv + 1.87Mcs)	0.90Mcm + 1.43Mcs	ENVOLVENTE
VIGA A-B							
A-B	2.23	1.07	0.74	4.9410	4.7436	3.0652	4.9410
B-A	2.61	1.26	0.74	5.7960	5.3849	3.4072	5.7960
VIGA B-C							
B-C	2.61	1.26	0.74	5.7960	5.3849	3.4072	5.7960
C-B	2.23	1.07	0.74	4.9410	4.7436	3.0652	4.9410
VIGA D-E							
D-E	2.91	1.36	2.10	6.3860	7.7348	5.6220	7.7348
E-D	3.33	1.55	2.10	7.2970	8.4180	6.0000	8.4180
VIGA E-F							
E-F	3.33	1.55	2.10	7.2970	8.4180	6.0000	8.4180
F-E	2.91	1.36	2.10	6.3860	7.7348	5.6220	7.7348
COLUMNAS							
A-D	0.80	0.38	0.73	1.7660	2.3483	1.7639	2.3483
D-A	0.80	0.38	0.73	1.7660	2.3483	1.7639	2.3483
B-E	0.00	0.00	1.92	0.0000	2.6928	2.7456	2.7456
E-B	0.00	0.00	1.92	0.0000	2.6928	2.7456	2.7456
C-F	0.80	0.38	0.74	1.7660	2.3624	1.7782	2.3624
F-F	0.80	0.38	0.74	1.7660	2.3624	1.7782	2.3624
D-G	0.14	0.06	2.10	0.2980	3.1688	3.1290	3.1688
E-H	0.00	0.00	2.41	0.0000	3.3800	3.4463	3.4463
F-I	0.14	0.06	2.10	0.2980	3.1688	3.1290	3.1688
ZAPATAS							
G	0.14	0.06	2.10	0.2980	3.1688	3.1290	3.1688
H	0.00	0.00	2.41	0.0000	3.3800	3.4463	3.4463
I	0.14	0.06	2.10	0.2980	3.1688	3.1290	3.1688

Fuente propia

2.1.8 Diseño estructural

Ya establecidos los esfuerzos máximos que se pueden producir en la estructura debido a las cargas aplicadas, se procede a realizar el diseño estructural, el cual consiste en determinar las características de cada uno de los elementos que conforman la estructura, para que estos soporten adecuadamente los esfuerzos que actúan sobre cada uno de ellos.

Los esfuerzos que se producen dentro de una estructura son los esfuerzos de tensión, compresión, flexión, flexo compresión, y corte, tomando en consideración que en cada elemento se pueden producir varios de estos esfuerzos, por lo que el elemento debe de estar estructuralmente diseñado para soportar dichos esfuerzos, por tal razón, es de suma importancia que el diseño estructural sea el adecuado, asumiendo disposiciones como las descritas en el código ACI-318, para el análisis de elementos estructurales, dependiendo de los esfuerzos al cual estos estén sometidos.

2.1.8.2 Diseño de losas

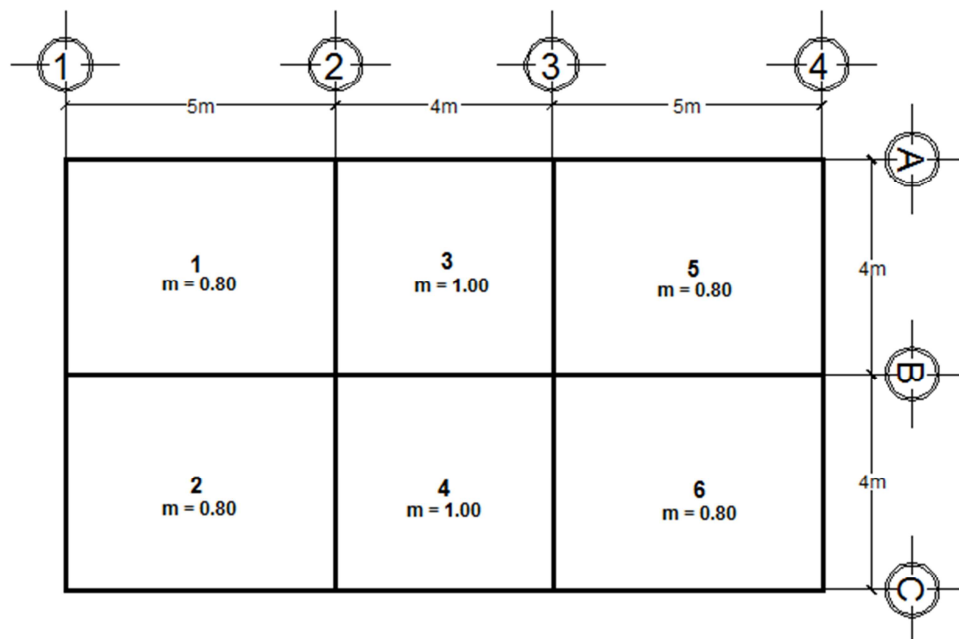
En las construcciones de concreto reforzado las losas se utilizan para proporcionar superficies planas y útiles. Una losa de concreto reforzado es una amplia placa plana, generalmente horizontal, cuyas superficies superior e inferior son paralelas o casi paralelas entre sí. Puede estar apoyada en vigas de concreto reforzado, en muros de mampostería o de concreto reforzado, en elementos de acero estructural, en forma directa en columnas o en el terreno en forma continua.

Las losas planas macizas pueden trabajar en uno y en dos sentidos, dependiendo de la relación largo-ancho de la losa, como se describió en la sección 2.1.7.1.

2.1.8.2.1 Diseño de losas para techo

El diseño estructural de las losas, se hará con base en el método de diseño directo del código ACI-318-2005, Sec. 13.6.

Figura 24. Planta general de losas



Momentos en losa

Datos:

$$CM = 350 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 200 \text{ Kg/m}^2$$

$$CM_u = 1.4 * CM = 1.40 * 350 = \mathbf{490 \text{ Kg/m}^2}$$

$$CV_u = 1.7 * CV = 1.70 * 200 = \mathbf{340 \text{ Kg/m}^2}$$

Donde:

CM = Carga muerta de servicio

CV = Carga viva de servicio

CM_u = Carga muerta última

CV_u = Carga viva última

$$CU_{tot} = CM_u + CV_u$$

Donde:

CU_{tot} = Carga última total

$$CU_{tot} = 490 + 340 = \mathbf{830 \text{ Kg/m}^2}$$

Momentos:

$$M_A^- = C_{cm_A} * CU_{tot} * A^2$$

$$M_B^- = C_{cm_B} * CU_{tot} * B^2$$

$$M_A^+ = C_{cm_A} * CM_u * A^2 + C_{cv_A} * CV_u * A^2$$

$$M_B^+ = C_{cm_B} * CM_u * B^2 + C_{cv_B} * CV_u * B^2$$

Donde:

M_A^- = Momento negativo lado corto

M_B^- = Momento negativo lado largo

M_A^+ = Momento positivo lado corto

M_B^+ = Momento positivo lado largo

C_{cmA} = Coeficiente de carga muerta en A

C_{cmB} = Coeficiente de carga muerta en B

C_{cvA} = Coeficiente de carga viva en A

C_{cvB} = Coeficiente de carga viva en B

Losas 1, 5

Caso 4

$$M_A^- = 0.086 * 830 * 4^2 = \mathbf{1142 \text{ Kg} - m}$$

$$M_B^- = 0 * 830 * 4^2 = \mathbf{0}$$

$$M_A^+ = 0.045 * 490 * 4^2 + 0.051 * 340 * 4^2 = \mathbf{630.24 \text{ Ton} - m}$$

$$M_B^+ = 0.015 * 490 * 5^2 + 0.019 * 340 * 5^2 = \mathbf{345.25 \text{ Ton} - m}$$

Losas 2,6

Caso 4

$$M_A^- = 0.071 * 830 * 4^2 = \mathbf{943 \text{ Kg} - m}$$

$$M_B^- = 0.029 * 830 * 5^2 = \mathbf{602 \text{ Kg} - m}$$

$$M_A^+ = 0.039 * 490 * 4^2 + 0.048 * 340 * 4^2 = \mathbf{566.88 \text{ Kg} - m}$$

$$M_B^+ = 0.016 * 490 * 5^2 + 0.02 * 340 * 5^2 = \mathbf{366 \text{ Kg} - m}$$

Losa 4

Caso 7

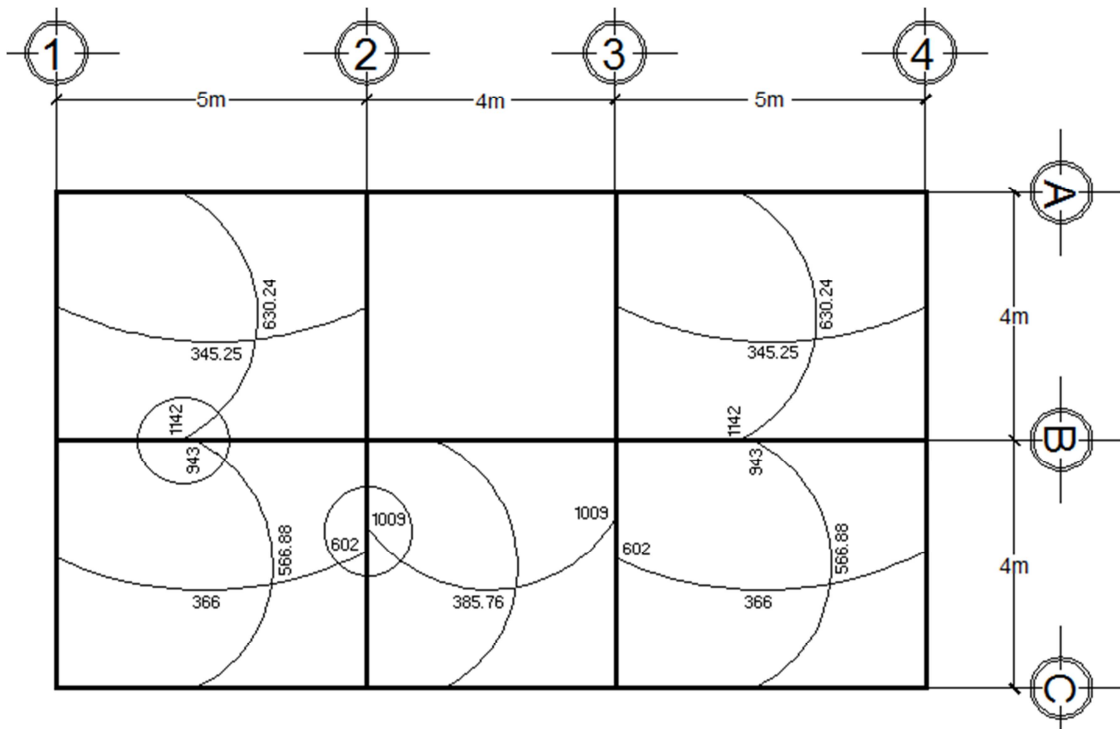
$$M_A^- = 0 * 830 * 4^2 = 0$$

$$M_B^- = 0.076 * 830 * 4^2 = 1009.28 \text{ Kg} - m$$

$$M_A^+ = 0.018 * 490 * 4^2 + 0.027 * 340 * 4^2 = 288 \text{ Kg} - m$$

$$M_B^+ = 0.027 * 490 * 4^2 + 0.032 * 340 * 4^2 = 385.76 \text{ Kg} - m$$

Figura 25. Distribución de momentos en losas de techo



Ahora se procede al balance de momentos en los bordes continuos de las losas que se muestran en la Figura 19, de la siguiente forma:

$$0.80 M_2 > M_1 \rightarrow \text{Balanceo por rigidez}$$

$$0.80 M_2 < M_1 \rightarrow \frac{M_1 + M_2}{2}$$

Donde:

M_1 = Momento menor

M_2 = Momento mayor

Caso 1; $M_1 = 943$ Kg-m, $M_2 = 1142$ Kg-m

$$0.80 * 1142 = 93.60 < M_1 \rightarrow \text{Balanceo por rigidez}$$

Caso 2; $M_2 = 602$ Kg-m, $M_1 = 1009$ Kg-m

$$0.80 * 1009 = 807.20 < M_1 \rightarrow \text{Balanceo por rigidez}$$

Para el balanceo de momentos por medio de rigideces, es necesario determinar los factores de distribución de losas de la siguiente forma:

$$D_1 = \frac{k_1}{k_1 + k_2} \quad y \quad D_2 = \frac{k_2}{k_1 + k_2}$$

Donde:

D_1, D_2 = Factores de distribución de losas

k_1, k_2 = Rigideces de losas

$$k_1 = \frac{1}{L_1} \quad y \quad k_2 = \frac{1}{L_2}$$

L_1 = Lado del momento menor

L_2 = Lado del momento Mayor

De esta manera se procede a balancear los momentos, quedando estos de la siguiente forma:

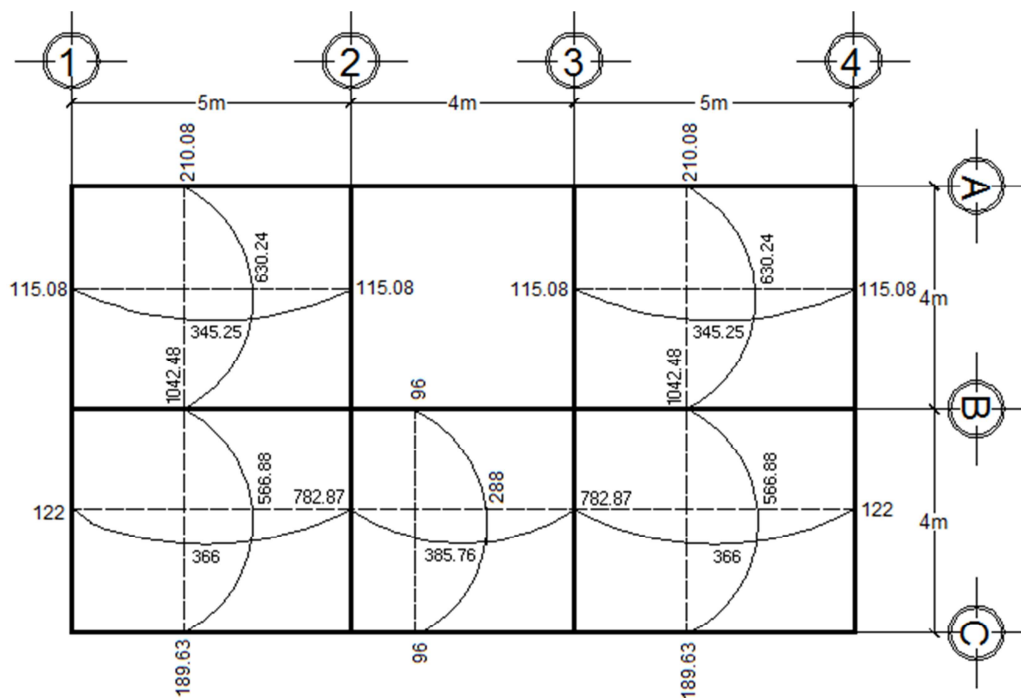
Tabla XIV. Balanceo de momentos para losa de techo

M1	M2	L1	L2	K1	K2	D1	D2	M1(Kg-m)	M2(Kg-m)
943	1142	4	4	0.25	0.25	0.5	0.5	1042.48	1042.48
602	1009	5	4	0.2	0.25	0.4	0.5555556	782.87	782.87

Fuente propia

Ya balanceados los momentos en los lados continuos, la distribución queda de la siguiente manera:

Figura 26. Distribución de momentos balanceados en losa de techo



Acero de refuerzo

Para determinar el refuerzo necesario que soporte los momentos actuantes sobre la losa, es necesario encontrar el peralte de esta, de la siguiente forma:

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{\phi}{2}$$

Donde:

d = Peralte de la losa

t = Espesor de la losa

ϕ = Diámetro de varilla a utilizar en este caso $\phi = 3/8''$

$$d = 10 - 2 - \frac{1}{2} = 7.50 \text{ cm}$$

Acero mínimo

Se determina el área de acero mínima para la losa según el código ACI 318-2005, sec.10.5.

$$A_{s_{min}} = 40\% * \frac{14.1 b * d}{f_y}$$

Donde:

$A_{s_{min}}$ = Área de acero mínimo

f_y = Límite de fluencia a la tensión 2810 Kg/²

b = Base (ancho unitario 100 cm)

$$A_{s_{min}} = 0.40 * \frac{14.1 * 100 * 7.50}{2810} = 1.51 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento de $A_{s_{min}}$:

$$1.51 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \rightarrow S_{A_{s_{min}}}$$

$$S_{A_{s_{min}}} = \frac{0.71 * 100}{1.51} = 47 \text{ cm}$$

Según el ACI 318-2005, en la Sección 10.5.4, el espaciamiento máximo del acero de refuerzo, no debe exceder del menor valor entre $3t = 30$ cm y 50 cm, de acuerdo con esto, el espaciamiento máximo es 30cm, por lo que se debe calcular el área de acero para $S = 30$ cm.

$$As \rightarrow 100cm$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \rightarrow 30 \text{ cm}$$

$$As = \frac{100 * 71}{30} = 2.37 \text{ cm}^2$$

Momento que resiste $As = 2.37 \text{ cm}^2$

$$M_{As} = \phi Asfy \left(d - \frac{Asfy}{1.7f'cb} \right)$$

Donde:

$$M_{As} = \text{Momento que resiste } As = 2.37 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \text{Factor de reducción de resistencia} = 0.90 \text{ ACI 318-2005 Sec.9.3}$$

$$fy = \text{Límite de fluencia a la tensión } 2810 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f'c = \text{Resistencia del concreto}$$

$$b = \text{Base (ancho unitario 100 cm)}$$

$$d = \text{Peralte de la losa}$$

$$M_{As} = 0.90 * 2.37 * 2810 \left(7.50 - \frac{2.37 * 2810}{1.7 * 210 * 100} \right) = 437.74 \text{ Kg} - \text{m}$$

El momento que resiste $As = 2.37 \text{ cm}^2$ no cubre todos los momentos actuantes en las losas, por lo que, se debe calcular el espaciamiento en función del área de refuerzo, para cada momento mayor a M_{As} de la siguiente forma:

Tabla XV. Espaciamiento de refuerzo para losas de techo

M (Kg-m)	As (cm ²)	Varilla 3/8" (cm ²)	S (cm)
1042.48	5.86	0.71	12
782.87	4.32	0.71	16
630.24	3.45	0.71	21
566.8	3.09	0.71	23

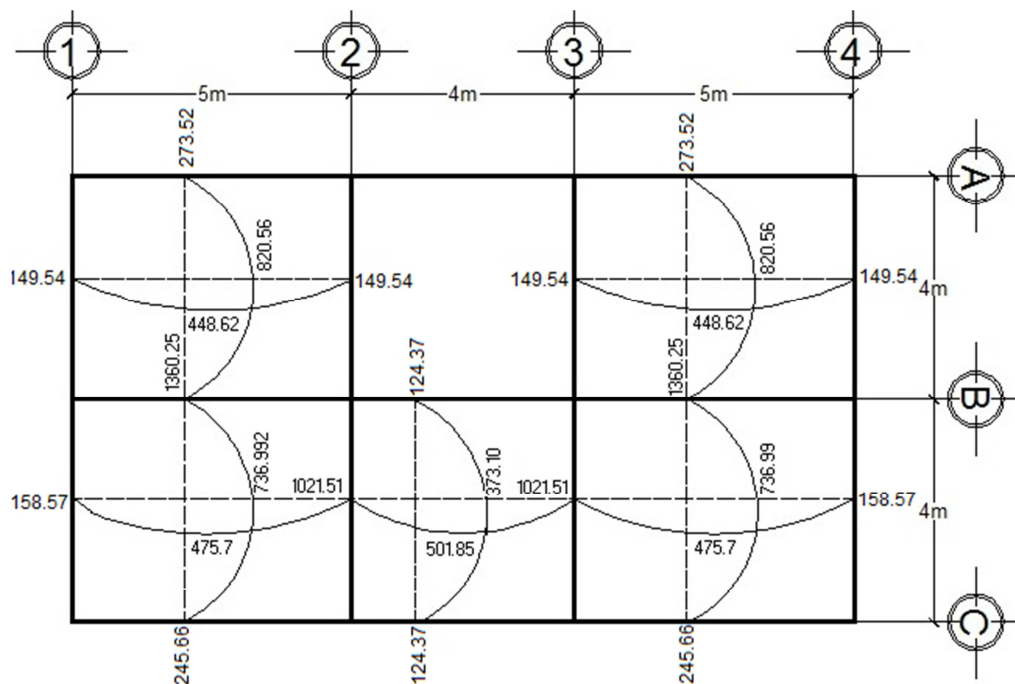
Fuente propia

Para los momentos menores a $437.74 \text{ Kg} - \text{m}$, el espaciamiento es de 0.30 cm, el armado final se muestra en el plano de losas, en los anexos.

2.1.8.2.2 Diseño de losas para entrepiso

Para el diseño estructural de la losa del entrepiso, se procede de la misma manera de la losa del techo, obteniendo los momentos ya balanceados, que se muestran a continuación:

Figura 27. Distribución de momentos balanceados en losa de entrepiso



De esta manera, se calcula el espaciamiento del refuerzo, que en este caso es No. 3, para los momentos actuantes:

Tabla XVI. Espaciamiento de refuerzo para losas de entrepiso

M (Kg-m)	As (cm²)	Varilla 3/8" (cm²)	S (cm)
1360.25	7.81	0.71	9
1021.51	5.73	0.71	12
820.56	4.54	0.71	16
736.99	4.06	0.71	17
448.63	2.43	0.71	29
475.70	2.58	0.71	28
501.86	2.72	0.71	26

Fuente propia

Para los momentos menores a $437.74 \text{ Kg} - m$, el espaciamiento es de 0.30 cm; el armado final se muestra en el plano de losas en los anexos.

2.1.8.3 Diseño de vigas

Las vigas, son elementos estructurales sometidos directamente a esfuerzos de flexión y corte, el diseño de estas se debe realizar según las disposiciones del código ACI 318, capítulo 21, para elementos sismo resistentes.

2.1.8.3.1 Diseño a flexión:

A continuación se muestra el cálculo para el diseño a flexión de la viga A-B del marco B:

Datos:

$$M^-_{AB} = 4.29 \text{ Ton} - m$$

$$M^+_{AB} = 3.86 \text{ Ton} - m$$

$$M^-_{BA} = 6.04 \text{ Ton} - m \text{ (De tabla XII)}$$

$$\begin{aligned}
 f'c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \\
 fy &= 2810 \text{ Kg/cm}^2 \\
 b &= 20 \text{ cm} \\
 d &= 37.50 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Acero mínimo según ACI 3-18 Sec. 10.5

$$A_{s_{min}} = \frac{14.1}{fy} bd$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14.1}{2810} * 20 * 37.50 = 3.76 \text{ cm}^2$$

Cuantía de acero, balanceada según ACI 3-18 Sec. 10.3

$$\rho_{bal} = \phi\beta_1 \frac{f'c}{fy} * \frac{0.003}{0.003 + \frac{fy}{Es}}$$

Donde:

ρ_{bal} = Cuantía de acero balanceada

$\phi\beta_1$ = Factores de reducción

Es = Módulo de elasticidad del acero 2.1×10^6 Kg/cm²

$$\rho_{bal} = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{2810} * \frac{0.003}{0.003 + \frac{2810}{2.1 \times 10^6}}$$

$$\rho_{bal} = 0.03734$$

Área de acero máxima, según ACI 3-18, Sec. 10.3,

$$A_{s_{max}} = 0.50\rho_{bal}bd$$

$$As_{max} = 0.50 * 0.03734 * 20 * 37.5$$

$$As_{max} = \mathbf{14.00 \text{ cm}^2}$$

Ya con el acero mínimo y el acero máximo establecidos, se calcula el acero que se necesita para cubrir los momentos $M^-_{AB}, M^-_{BA}, M^+_{AB}$, de la siguiente manera:

$$As = \phi \frac{f'c}{fy} \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mb}{0.003825f'c}} \right]$$

Tabla XVII. Área de acero para momentos

Tramo	M Ton-m	As cm ²	Colocar
M^-_{AB}	4.29	4.76	4#4
M^+_{AB}	3.86	4.26	4#4
M^-_{BA}	6.04	6.86	4#4 + 1 #5

Fuente propia

Requisitos para armado longitudinal según ACI 3-18 Sec. 21.3.2

Para el armado longitudinal de la viga, se debe de colocar por lo menos 2 varillas corridas en ambas camas, tomando el área mayor de:

Cama superior

$$50\% M^-_{BA} = 3.43 \text{ cm}^2$$

$$50\% M^+_{AB} = 2.13 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \mathbf{3.76 \text{ cm}^2} \leftarrow \text{colocar 3#4}$$

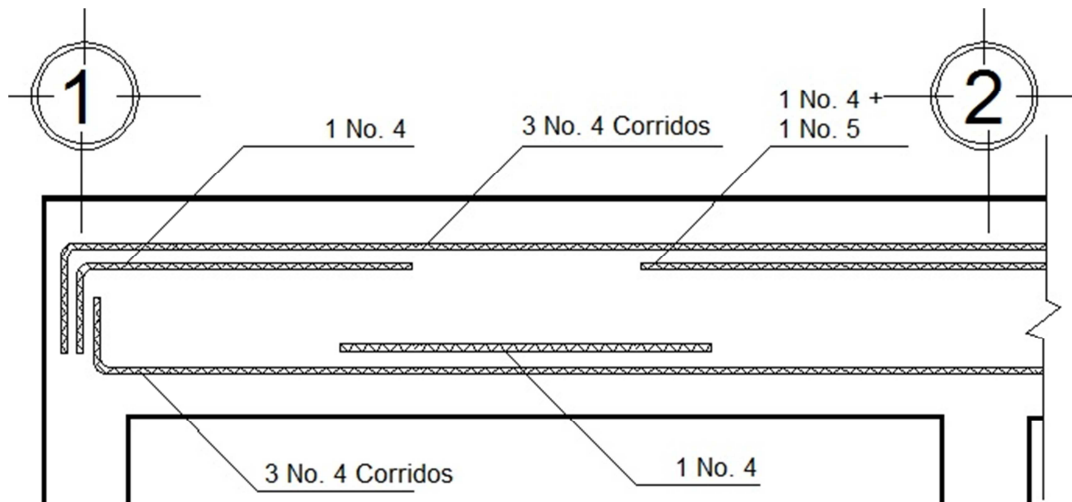
Cama inferior:

$$33\% M^-_{BA} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \mathbf{3.76 \text{ cm}^2} \leftarrow \text{colocar 3#4}$$

A continuación se muestra el armado final de la viga A-B del marco B, según los requisitos sísmicos del Código ACI 3-18, Cap. 21:

Figura 28. Armado longitudinal de viga A-B Marco B



2.1.8.3.2 Diseño a corte

Se debe de calcular el esfuerzo cortante que resiste la sección en estudio, de acuerdo con el ACI-318-2005, Sec. 11.2 de la siguiente forma:

$$V_{CU} = 0.75 * 0.85 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Donde:

V_{CU} = Corte que resiste el concreto

$$V_{CU} = 0.75 * 0.85 * \sqrt{210} * 20 * 37.50 = \mathbf{6928.69 Kg.}$$

De la tabla VII, se concluye que el corte máximo es 7537.00 Kg; por lo que es necesario el refuerzo transversal por medio de estribos. A continuación las disposiciones del ACI-318 2005, Sección 11.5.4, para dicho refuerzo:

- a) La separación máxima entre estribos será de $d/2 = 18 \text{ cm}$
- b) El primer estribo debe colocarse a 5 cm

Se determina el esfuerzo de corte que resiste el refuerzo transversal a una separación de 18 cm, según ACI 318-2005, Sec. 11.5.6:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$$

Donde:

V_s = Corte resistente

A_v = Área de acero del refuerzo transversal (en este caso No.3)

S = Separación de estribos

$$V_s = \frac{2 * 0.71 * 2810 * 37.50}{18} = \mathbf{8312.91 \text{ kg}}$$

$$V_{resistente} = V_s + V_{cu}$$

$$V_{resistente} = 8312.91 + 6928.69 = \mathbf{15241.87 \text{ K}}$$

Como $V_{resistente} > V_{actuante}$ se utilizarán estribos No.3 a cada 15 cm. Para las demás vigas se procede de la misma forma.

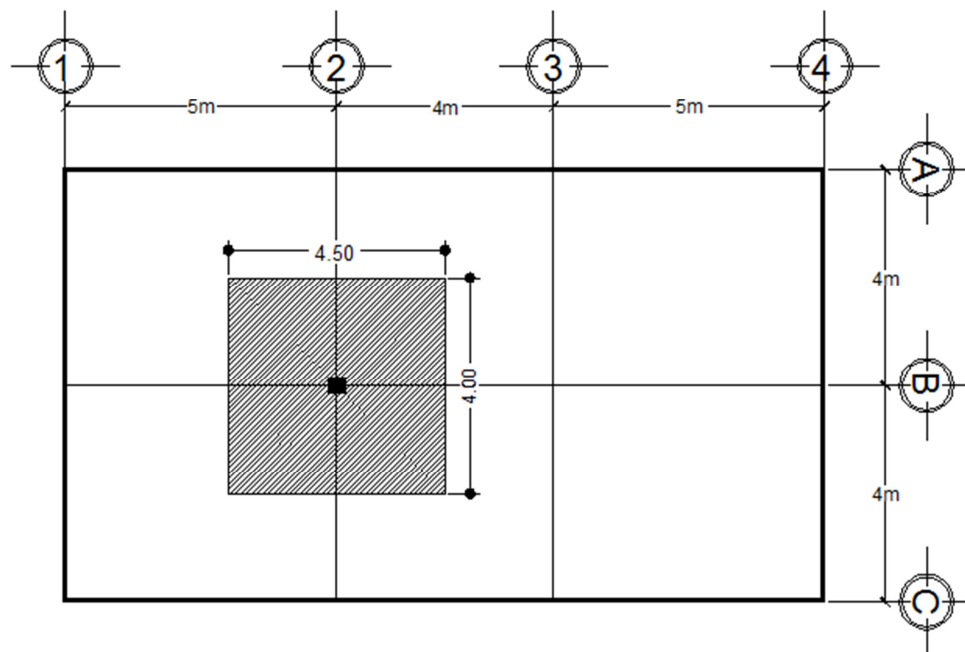
2.1.8.4 Diseño de columnas

Las columnas, son elementos estructurales diseñados para soportar cargas axiales de compresión, combinadas con flexión y esfuerzo de corte; se clasifican en dos tipos: cortas y esbeltas; lo cual se define en función de la relación sección-longitud.

Para el diseño de columnas estructurales en zonas sísmicas el Código ACI 3-18-2005, en su capítulo 21, sección 21.4, recomienda lo siguiente:

- La dimensión menor de la sección transversal no debe de ser menor que 0.30 cm
- La razón entre dimensión menor de la sección y la dimensión perpendicular a esta, no debe de ser menor que 0.40 cm.
- El área de acero mínimo no debe de ser menor que $A_{s_{min}} = 0.01 A_g$ ($A_g = \text{área gruesa de columna}$)
- El área de acero máxima, no debe ser, mayor que $A_{s_{max}} = 0.06 A_g$
- El número mínimo de varillas longitudinales, debe ser no menor de 4, según ACI 3180-2005, Sec. 10.9.2.
- El recubrimiento será de 3 cm.

Figura 29. Área tributaria par columna C-1



Datos:

$$Mux = 3601.61 \text{ Kg} - m$$

$$Muy = 6605.67 \text{ Kg} - m$$

$$CM = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$CV = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$CUtot = 830 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (ver sección 2.1.8.2.1)}$$

$$At = 18 \text{ m}^2$$

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

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

2.1.8.4.1 Carga axial

La carga axial en la columna se determina mediante la siguiente ecuación:

$$Pu = At * CUtot + Pp_{vigas} * Fcu$$

$$Fcu = \frac{CUtot}{Ct}$$

Donde:

Pu = Carga axial

Fcu = Factor de carga última

Ct = Carga de servicio total

$$Fcu = \frac{830}{350 + 200} = 1.50$$

$$Pu = 18 * 830 + \left[0.20 * 0.40 * \left(\frac{3.7}{2} * 3 + \frac{4.7}{2} \right) \right] * 1.50 = 17228.99 \text{ Kg}$$

Ya determinada la carga axial, se establece si la columna trabaja como corta o esbelta; esto se hace de acuerdo con:

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

si $E < 21 \rightarrow$ columna corta

si $21 \leq E < 100 \rightarrow$ Columna esbelta

Donde:

E = Grado de esbeltez

k = Factor de longitud efectiva

Lu = Longitud libre de columna

r = Radio de giro (0.30 de la dimensión en la que se considera la flexión para columnas rectangulares, según ACI-318- 2005, Sec. 10.11.2).

Según el ACI 318-2005, Sec. 10.12, para marcos arriostrados (con desplazamiento lateral), el factor de longitud efectiva se establece de la siguiente manera:

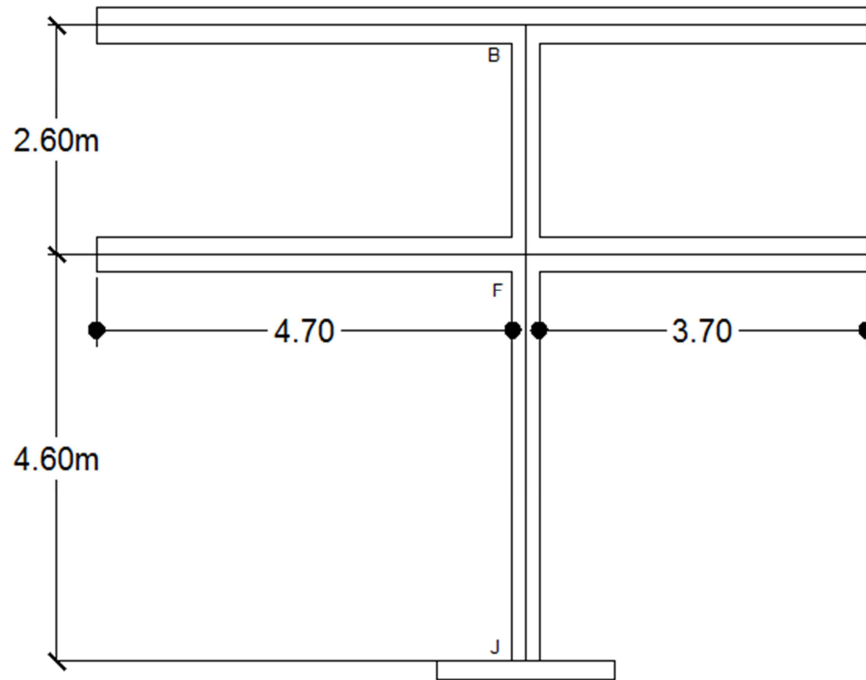
$$\text{para } \psi_p < 2 \rightarrow k = \frac{20 - \psi_p}{20} * \sqrt{1 + \psi_p}$$

$$\text{para } \psi_p \geq 2 \rightarrow k = 0.90 * \sqrt{1 + \psi_p}$$

$$\psi_p = \frac{\psi_A + \psi_B}{2}$$

$$\psi_{A,B} = \frac{\sum K_{columnas}}{\sum K_{vigas}}$$

Figura 30. Columna C-1 sentido X-X



Calculando $\psi_{A,B}$ sentido x-x

$$Kviga1 = \frac{20 * 40^3}{12 * 470} = 222.95 \text{ cm}^3$$

$$Kviga2 = \frac{20 * 40^3}{12 * 370} = 288.29 \text{ cm}^3$$

$$Kcolumna_{BF} = \frac{30 * 30^3}{12 * 260} = 259.61 \text{ cm}^3$$

$$Kcolumna_{FJ} = \frac{30 * 30^3}{12 * 460} = 146.74 \text{ cm}^3$$

$$\psi_A = \frac{259.61}{222.95 + 288.29} = 0.504$$

$$\psi_A = \frac{259.61 + 146.74}{222.95 + 288.29} = 0.788$$

$$\psi_P = \frac{0.504 + 0.788}{2} = \mathbf{0.6462}$$

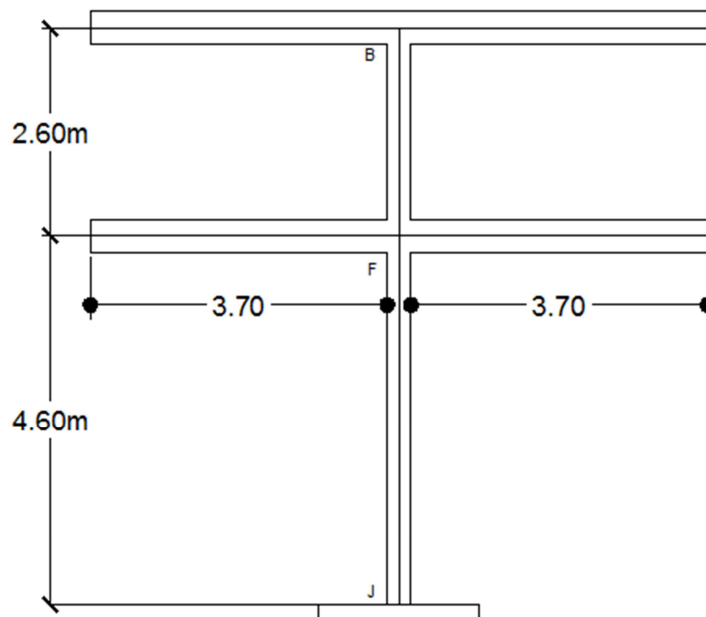
Como $\psi_P < 2$ entonces se calcula k :

$$k = \frac{20 - 0.6462}{20} * \sqrt{1 + 0.6462} = \mathbf{1.2416}$$

Calculando E :

$$E = \frac{1.2416 * 2.60}{0.30 * 0.30} = \mathbf{35.86 > 22} \rightarrow \text{columna esbelta}$$

Figura 31. Columna C-1 sentido Y-Y



Calculando $\psi_{A,B}$ sentido Y-Y

$$Kviga1 = \frac{20 * 40^3}{12 * 370} = \mathbf{288.29 \text{ cm}^3}$$

$$Kviga2 = \frac{20 * 40^3}{12 * 370} = \mathbf{288.29 \text{ cm}^3}$$

$$Kcolumna_{BF} = \frac{30 * 30^3}{12 * 260} = \mathbf{259.61 \text{ cm}^3}$$

$$Kcolumna_{FJ} = \frac{30 * 30^3}{12 * 460} = \mathbf{146.74 \text{ cm}^3}$$

$$\psi_A = \frac{259.61}{288.89 + 288.29} = \mathbf{0.45}$$

$$\psi_A = \frac{259.61 + 146.74}{288.29 + 288.29} = \mathbf{0.70}$$

$$\psi_P = \frac{0.45 + 0.70}{2} = \mathbf{0.577}$$

Como $\psi_P < 2$ entonces se calcula k :

$$k = \frac{20 - 0.577}{20} * \sqrt{1 + 0.577} = \mathbf{1.219}$$

Calculando E :

$$E = \frac{1.219 * 2.60}{0.30 * 0.30} = \mathbf{35.23} > 22 \rightarrow \text{columna esbelta}$$

La columna C-1 es de tipo esbelta, por lo que se debe recurrir a la amplificación de momentos, según el método ACI-318-2005, Sec.10.12.

$$Md = \delta_{x,y} Mu$$

Donde:

Md = momento amplificado

$\delta_{x,y}$ = Amplificador de momentos en sentido X o Y

M_u = Momento último

$$\delta_{x,y} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.70P_{cr}}}$$

Donde:

C_m = Factor de efecto extremo para columnas con cargas transversales entre sus apoyos; debe tomarse igual a 1 (ACI-318-2005 Sec.10.1.2.3.1.)

P_u = Carga última.

P_{cr} = Carga crítica de pandeo de Euler

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2}$$
$$EI = \frac{0.40E_c * I_g}{1 + \beta_d}$$

Donde:

EI = Módulo de elasticidad del concreto $15000\sqrt{f'_c}$

I_g = Momento de inercia centroidal $bh^3/12$

β_d = Factor de flujo plástico C_{Mu}/C_{Utot} .

Para sentido X-X

$$EI = \frac{0.40 * 15000 * \sqrt{210} * 30 * \frac{30^3}{12}}{1 + \frac{350}{830}} = 371.50 \text{ Ton} - m^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 371.50}{(1.2416 * 2.60)^2} = 351.83 \text{ Ton}$$

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \frac{17.2290}{0.70 * 351.83}} = 1.075$$

De esta manera se calcula el momento magnificado en sentido X-X

$$Mdx = 1.075 * 3601.61 = \mathbf{3872.50 \text{ Kg} - m}$$

Para sentido Y-Y se procede de igual manera, obteniendo el momento magnificado:

$$Mdy = 1.072 * 6605.67 = \mathbf{7083.91 \text{ Kg} - m}$$

2.1.8.4.2 Refuerzo longitudinal columna C-1

Datos:

$$Mdx = 3872.50 \text{ Kg} - m$$

$$Mdy = 7083.91 \text{ Kg} - m$$

$$Pu = 17228.99 \text{ Kg}$$

Área de acero:

$$As_{min} = 0.01 * 30 * 30 = \mathbf{9.00 \text{ cm}^2}$$

$$As_{max} = 0.06 * 30 * 30 = \mathbf{54.00 \text{ cm}^2}$$

Es necesario proponer un armado inicial; en este caso se propondrá 4 varillas longitudinales No.8 + 2 No.4 $Ast = 23.00 \text{ cm}^2$.

Cálculo de excentricidades:

$$ex = \frac{Mdx}{Pu} = \frac{3872.50}{17228.99} = \mathbf{0.2247}$$

$$ey = \frac{Mdy}{Pu} = \frac{7083.91}{17228.99} = \mathbf{0.4111}$$

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0.2247}{0.30} = \mathbf{0.70}$$

$$\frac{e_y}{h_y} = \frac{0.4117}{0.30} = \mathbf{1.40}$$

Calculando las distancias efectivas de γ_x y γ_y

$$\gamma_x = \frac{h_x - 2 * \text{recubrimiento}}{h_x} = \frac{0.30 - 2 * 0.03}{0.30} = \mathbf{0.80}$$

$$\gamma_y = \frac{h_y - 2 * \text{recubrimiento}}{h_y} = \frac{0.30 - 2 * 0.03}{0.30} = \mathbf{0.80}$$

$$\rho\mu = \frac{Astfy}{Ag0.85f'c} = \frac{23.00 * 2810}{30 * 30 * 0.85 * 210} = \mathbf{0.60}$$

Los factores γ , $\rho\mu$, e/h se utilizarán para encontrar los valores K' en los diagramas de iteración de columna. Los datos obtenidos son:

$$K'_x = \mathbf{0.43}$$

$$K'_y = \mathbf{0.20}$$

Con los valores de K'_x y K'_y , se procede a calcular la carga que resiste antes de fallar la columna con el refuerzo propuesto, a través de la siguiente fórmula:

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{P'x} + \frac{1}{P'y} - \frac{1}{P'o}}$$

Donde:

$P'u$ = Carga de falla

$P'x$ = Carga de falla con excentricidad e_x

$P'y$ = Carga de falla con excentricidad e_y

$P'o$ = Carga de falla por carga axial

$$P'x = \frac{K'xf'cAg}{1000} = \frac{0.43 * 210 * 30 * 30}{1000} = \mathbf{81.27 \text{ Ton}}$$

$$P'y = \frac{K'yf'cAg}{1000} = \frac{0.20 * 210 * 30 * 30}{1000} = \mathbf{37.80 \text{ Ton}}$$

$$P'o = \frac{0.85f'cAg + Astfy}{1000} = \frac{0.85 * 210 * 900 + 23 * 2810}{1000} = \mathbf{257.25 \text{ Ton}}$$

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{81.27} + \frac{1}{37.80} - \frac{1}{257.25}} = \mathbf{28.68 \text{ Ton} \rightarrow \text{carga de falla}}$$

De esta forma se calcula la carga última actuante Pua , para determinar si esta es menor que $P'u$, de la siguiente manera:

$$Pua = \frac{Pu}{0.70} = \frac{17228.99}{1000 * 0.70} = \mathbf{24.61 \text{ Ton} \rightarrow P'u > Pua}$$

El refuerzo propuesto resiste la carga última actuante aplicada sobre la columna, por lo que el diseño es satisfactorio.

2.1.8.4.3 Refuerzo transversal columna C-1

Para el refuerzo transversal de columnas sometidas a fuerzas de sismo, el Código ACI-318-2005, Capítulo 21.10.5.1, recomienda:

La longitud de confinamiento L_o no debe ser menor que:

- a) 1/6 de la luz libre del elemento
- b) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento
- c) 50 cm.

El espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento se determina mediante la siguiente fórmula:

$$S_o = \frac{2Av}{Ln\rho_s}$$

Donde:

S_o = Espaciamiento de confinamiento

Ln = Lado mayor sin recubrimiento

ρ_s = Relación volumétrica del refuerzo (ver ACI 3-18-2005, Sec.10.9.3)

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{Ach} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

Donde:

Ach = Área del núcleo de la armadura.

A_g = Área de la sección de la columna.

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{30 * 30}{(30 - 6)(30 - 6)} - 1 \right) \frac{210}{4200} = \mathbf{0.013}$$

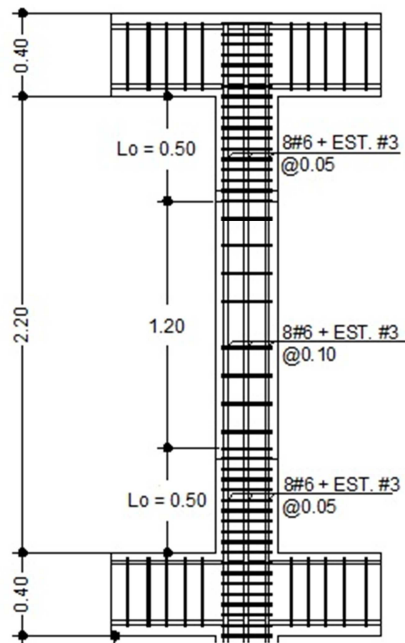
$$S_o = \frac{2 * 0.71}{24 * 0.013} = \mathbf{5.00 \text{ cm}}$$

Ahora se determina la longitud de confinamiento de acuerdo con las disposiciones mencionadas de la siguiente forma:

- a) $\frac{1}{6} * 220 = 37 \text{ cm}$
- b) 30 cm
- c) 50 cm

De esta manera se determina que $L_o = 50 \text{ cm}$ y $S = 10 \text{ cm}$, por lo que el armado transversal quedaría de la siguiente forma:

Figura 32. Armado longitudinal y transversal de columna C-1 B-F



2.1.8.5 Diseño de cimientos:

La cimentación de una estructura, es aquella que se coloca por debajo de la superficie del terreno y su función es transmitir las cargas aplicadas al suelo. La profundidad de la cimentación depende del estrato del suelo, de manera que esta se coloque donde dicho estrato es adecuado, para soportar el peso de la estructura y reducir el asentamiento que se puede producir.

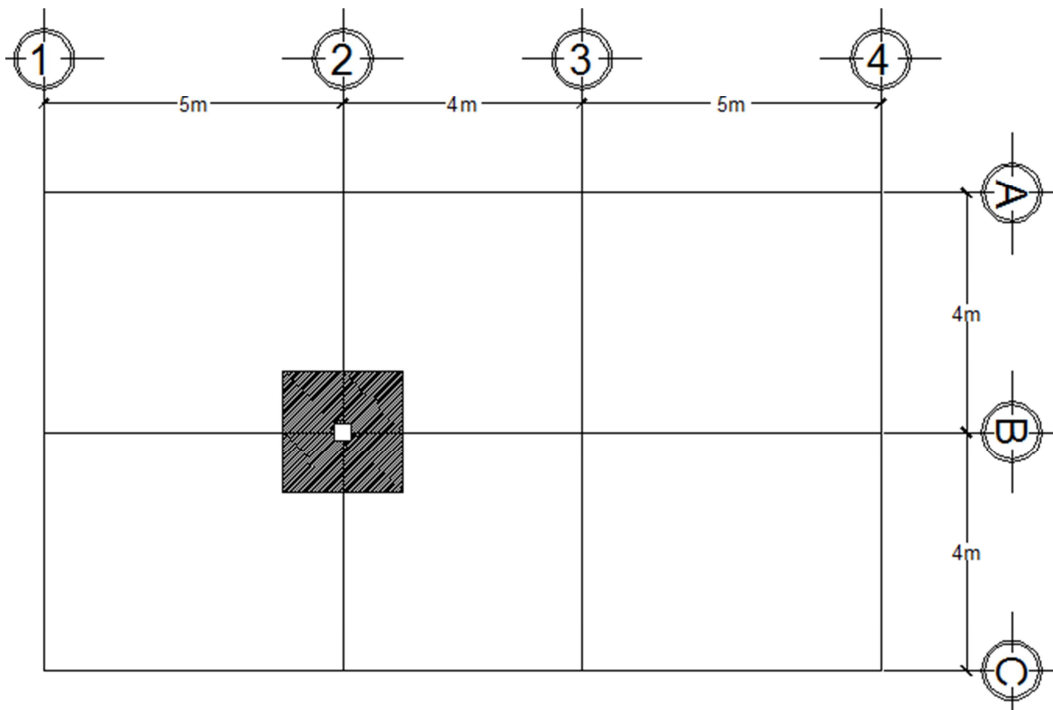
Las zapatas pueden clasificarse en zapatas corridas, para muros y zapatas aisladas para columnas. Para este caso se diseñará la zapata que soportará la carga proveniente de la columna C-1.

Las zapatas aisladas trabajan bajo esfuerzos de corte simple, corte punzonante y flexión, el Código ACI 318-2005, Sec. 15, presenta las siguientes disposiciones:

- a) La altura de la zapata no debe de ser menor de 15 cm.
- b) El recubrimiento será de 7.50 cm.

2.1.8.5.1 Diseño de zapatas Z-1

Figura 33. Ubicación de zapata Z-1



Datos:

$$P_u = 39.83 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 4.86 \text{ Ton} - m$$

$$M_{uy} = 48.31 \text{ Ton} - m$$

$$b_{col} = 30 \text{ cm}$$

$$h_{col} = 30 \text{ cm}$$

$$L_{col} = 7.40 \text{ cm}$$

$$t_{cimiento} = 0.40 \text{ cm}$$

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

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

$$Desplante Df = 1.00 \text{ mt}$$

$$F_{cu} = 1.50 \text{ (ver sec. 2.1.8.4.1)}$$

$$\gamma_{concreto} = 2400 \text{ Kg/cm}^3$$

$$\gamma_{suelo} = 1600 \text{ Kg/cm}^3$$

Primero se debe determinar las fuerzas de servicio como se muestra a continuación:

$$P_{servicio} = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{39.83}{1.50} = \mathbf{26.55 \text{ Ton}}$$

$$M_{x_{servicio}} = \frac{M_{ux}}{F_{cu}} = \frac{4.86}{1.50} = \mathbf{3.24 \text{ Ton} - m}$$

$$M_{y_{servicio}} = \frac{M_{uy}}{F_{cu}} = \frac{8.31}{1.50} = \mathbf{5.54 \text{ Ton} - m}$$

Con las cargas de servicio se procede a determinar el área que debería de tener la zapata, considerando que el valor soporte del suelo es $V_s = 20 \text{ Ton/m}^2$:

$$A_z = \frac{F_{cu} * P_{servicio}}{V_s} = \frac{1.50 * 26.55}{20} = \mathbf{1.99 m^2}$$

De esta manera se propone una zapata cuadrada de 2.00 x 2.00 m, y se procede a calcular la presión sobre el suelo que ejercen las cargas actuantes:

$$P = P_{servicio} + P_s + P_{col} + P_{zapata}$$

$$P_{servicio} = 26.55 \text{ Ton}$$

$$P_s = D_f * A_z * \gamma_{suelo} = 1 * 4 * 1.6 = 6.40 \text{ Ton}$$

$$P_{col} = A_{col} * \gamma_{concreto} * h_{col} = 0.30 * 0.30 * 2.4 * 7.4 = 1.60 \text{ Ton}$$

$$P_{zapata} = A_z * \gamma_{concreto} * t_{cim} = 4 * 2.4 * 0.40 = 3.84 \text{ Ton}$$

$$P = 26.55 + 6.40 + 1.60 + 3.84 = \mathbf{38.39 \text{ Ton}}$$

Presión sobre el suelo:

$$Q = \frac{P}{A_z} \mp \frac{M_{x_{servicio}}}{S_x} \mp \frac{M_{y_{servicio}}}{S_y}$$

$$S_x = S_y = \frac{h^3}{6} = \frac{2^3}{6} = 1.333$$

$$Q_{max} = \frac{38.39}{4} + \frac{3.24}{1.333} + \frac{5.54}{1.333} = \mathbf{16.20 \text{ Ton/m}^2} < V_s$$

$$Q_{min} = \frac{38.39}{4} - \frac{3.24}{1.333} - \frac{5.54}{1.333} = \mathbf{3.00 \text{ Ton/m}^2} > 0.$$

Como $Q_{max} < V_s$ y $Q_{min} > 0$, el chequeo por presión sobre el suelo es correcto.

Carga de diseño:

$$Qu_{diseño} = Fcu * Qdis = 1.50 * 16.20 = \mathbf{24.27 \text{ Ton/m}^2}$$

Corte simple:

$$d = t - rec - \emptyset \frac{var}{2} = 0.40 - 0.075 - \frac{1.5857}{2} = \mathbf{0.317 \text{ cm}}$$

$$V_{ACT} = Qu_{diseño} * B * \left(\frac{B}{2} - \frac{hcol}{2} - d \right)$$

$$V_{ACT} = 24.27 * 2 * \left(\frac{2}{2} - \frac{0.30}{2} - 0.317 \right) = \mathbf{25.87 \text{ Ton}}$$

$$V_R = 0.85 * .053 * \sqrt{f'c} * b * d / 1000$$

$$V_R = 0.85 * .053 * \sqrt{210} * 200 * \frac{31.7}{1000} = \mathbf{41.39 \text{ Ton}}$$

Como $V_{ACT} < V_R$, el chequeo por corte simple es correcto.

Chequeo por corte punzonante:

$$V_{ACT} = Qu_{dis} * (Az - (d + hcol)(d + bcol))$$

$$V_{ACT} = 24.27 * (4 - (0.317 + 0.30)(0.317 + 0.30)) = \mathbf{87.85 \text{ Ton}}$$

$$V_R = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * bo * d / 1000$$

$$bo = 4 * (hcol - d) = 4 * (30 + 31.7) = \mathbf{246.80 \text{ cm}}$$

$$V_R = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 246.80 * \frac{31.70}{1000} = \mathbf{102.18 \text{ Ton}}$$

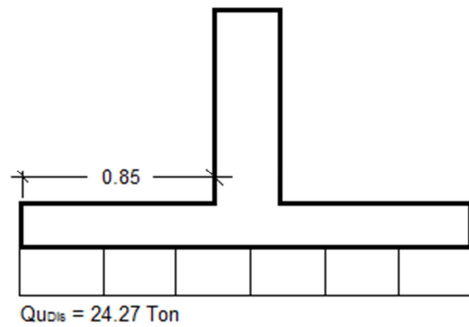
Como $V_{ACT} < V_R$, el chequeo por corte punzonante es correcto, por lo que el espesor del cimiento cumple las condiciones dadas.

Diseño por flexión:

$$M_u = \frac{Q_u \text{ dis} * l^2}{2}$$

$$M_u = \frac{24.27 * 0.85^2}{2}$$

$$M_u = \mathbf{8.77 \text{ Ton} - m}$$



Área de acero para momento M_u .

$$A_s = \mathbf{7.42 \text{ cm}^2}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14.1}{f_y} b d = \frac{14.1}{4200} * 31.7 * 200 = \mathbf{21.29 \text{ cm}^2}$$

Como $A_s < A_{s_{min}}$ se debe colocar $A_{s_{min}}$; el espaciamiento está dado por:

$$S = \frac{A_v * B}{A_{s_{min}}} = \frac{1.98 * 200}{21.29} = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

Por lo que se colocará refuerzo No. 5 @ 18 cm. en ambos sentidos.

2.1.9 Presupuesto general

Para el siguiente presupuesto se consideró un costo de administración de 20%, un costo de supervisión de 10% y un 15 % de utilidad.

PRESUPUESTO GENERAL, ESTACIÓN DE BOMBEROS PARA LA CABECERA MUNICIPAL					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P. UNITARIO	SUB TOTAL	
TRABAJOS PRELIMINARES					
LIMPIEZA Y CHAPEO	112	M2	Q 19.73	Q	2,209.20
NIVELACIÓN	112	M2	Q 6.58	Q	736.40
TRAZO Y ESTRAQUEADO	112	M2	Q 7.89	Q	883.68
CIMENTACIÓN					
ZAPATA 1	2	UNIDAD	Q 1,802.01	Q	3,604.01
ZAPATA 2	10	UNIDAD	Q 523.75	Q	5,237.52
CIMIENTO CORRIDO	56	ML	Q 185.00	Q	10,359.80
LEVANTADO PARA CIMIENTO	22.4	M2	Q 155.46	Q	3,482.28
SOLERA HIDRÓFUGA	56	ML	Q 143.92	Q	8,059.64
LEVANTADO					
COLUMNA 1	14.8	ML	Q 687.31	Q	10,172.25
COLUMNA 2	74	ML	Q 446.02	Q	33,005.17
COLUMNA 3	196.4	ML	Q 142.58	Q	28,002.49
COLUMNA 4	28.6	ML	Q 112.17	Q	3,208.19
MURO INTERIOR DE 0.14*0.19*0.39/M ²	315.9	M2	Q 155.46	Q	49,109.46
SOLERA INTERMEDIA	176.73	ML	Q 117.71	Q	20,802.95
SOLERA CORONA	117.75	ML	Q 118.41	Q	13,942.37
VIGA 1	3	UNIDAD	Q 14,457.16	Q	43,371.48
VIGA 2	4	UNIDAD	Q 6,443.52	Q	25,774.10
VIGA 3	3	UNIDAD	Q 14,038.55	Q	42,115.65
VIGA 4	4	UNIDAD	Q 7,953.15	Q	31,812.58
LOSAS					
LOSA PLANTA ALTA	96	M2	Q 559.81	Q	53,741.70
LOSA PLANTA BAJA	96	M2	Q 624.20	Q	59,923.13
PISOS					
PISO	224	M2	Q 142.75	Q	31,976.95
GRADAS					
GRADAS	32	M2	Q 1,059.45	Q	33,902.41
DRENAJES					
AGUA POTABLE	1	UNIDAD	Q 10,462.18	Q	10,462.18
ELECTRICIDAD					
ELECTRICIDAD (Fuerza)	1	UNIDAD	Q 4,134.43	Q	4,134.43
ELECTRICIDAD (Iluminador)	1	UNIDAD	Q 5,347.45	Q	5,347.45
ACABADOS					
ACABADOS EN PARED	631.8	M2	Q 49.60	Q	31,337.75
ACABADOS EN LOSA	192	M2	Q 40.71	Q	7,816.91
INODOROS + DUCHAS + LAVAMANOS	1	GLOBAL	Q 8,610.00	Q	8,610.00
AZULEJO ANTIDESLIZANTE	126.94	M2	Q 100.82	Q	12,798.51
VENTANAS	10.35	M2	Q 738.15	Q	7,639.85
PUERTAS	8	UNIDAD	Q 1,634.29	Q	13,074.35
TOTAL				Q	623,110.25

Fuente propia

2.2 Diseño de puente peatonal para aldea El Carrizal

Diseño de puente peatonal para aldea El Carrizal, Esquipulas Palo Gordo, San Marcos.

2.2.1 Tipos de puentes peatonales

Los puentes peatonales son estructuras diseñadas para salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos para el paso de personas y/o animales.

Los puentes peatonales se pueden clasificar, según el material, en:

- a) Puentes de concreto
- b) Puentes de acero
- c) Puentes de madera

Los puentes peatonales se pueden clasificar, según su estructura, en dos tipos:

- a) Puentes de viga de concreto armado
- b) Puentes colgantes

Para el caso específico del puente peatonal para aldea El Carrizal, será de 12 m. de longitud y 2 m. de ancho; la superestructura estará compuesta de una viga T y pasamanos con una subestructura compuesta por viga de apoyo, cortina y estribos de concreto ciclópeo.

2.2.2 Crecida máxima

Por medio de la información proporcionada por los vecinos, la crecida máxima alcanza los 3.5 m desde el nivel del río, por lo que la altura del puente se considerará en 5 m.

2.2.3 Levantamiento topográfico

La topografía para la nivelación del terreno donde se pretende ubicar el puente peatonal se realizó por medio de radiaciones en un área de 400 mts².

2.2.4 Estudio de suelo

Para determinar la calidad del suelo se realizó un análisis directo, cerca de los muros de contención existentes y se observaron las partes descubiertas; se llegó a la conclusión de que el suelo es limo arcilloso con un valor soporte de 30,000 kg/cm².

2.2.5 Análisis estructural

2.2.5.1 Predimensionamiento de elementos

Como la superestructura será a base de una viga T, se deben establecer las dimensiones de estas, Según el ACI 318-2005, Sec. 9.5.2., tabla 9.5.a:

$$h = \frac{l}{16}$$

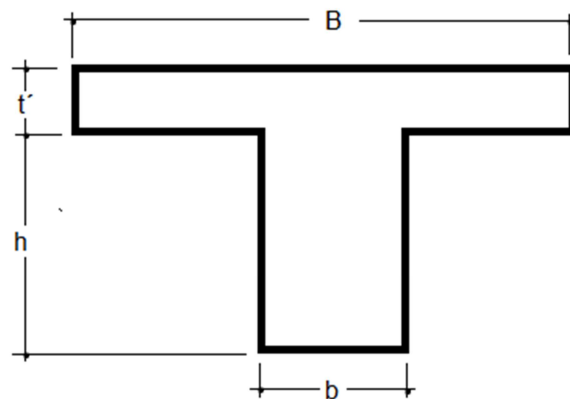
Donde:

h = Altura de viga T

l = Luz libre

$$h = \frac{12}{16} = 0.75 \text{ m}$$

Figura 34. Sección de Viga T



Según ACI 318-2005 Sec. 8.10.4:

$$B \leq 4b$$

$$b = \frac{B}{4} = \frac{2}{4} = 0.50 \text{ m}$$

$$t' \leq \frac{b}{2}$$

$$t' = \frac{0.50}{2} = 0.25 \text{ m}$$

2.2.5.2 Carga muerta distribuida

$$Alma = l * h * b * \gamma_{concreto} = 12 * 0.75 * 0.50 * 2400 = 10800 \text{ Kg}$$

$$patin = (B - b)lt' \gamma_{concreto} = (2 - 0.50) * 12 * 0.25 * 2400 = 10800 \text{ Kg}$$

$$Pasamanos = (bhl)_{pasamanos} * No. * \gamma_{concreto}$$

$$Pasamanos = 0.15 * 0.15 * 1.00 * 20 * 2400 = \mathbf{1080\ Kg}$$

$$CM = 10800 + 10800 + 1080 = \mathbf{22680\ Kg}$$

$$W_{CM} = \frac{CM}{l} = \frac{22680}{12} = \mathbf{1890\ Kg/m}$$

2.2.5.3 Carga viva distribuida

La carga viva para puentes peatonales, según la ASSHTO 3.6.1.6 es de:

$$CV = \mathbf{415\ Kg/m^2}$$

$$W_{cv} = \frac{CV * B * l}{l} = \frac{415 * 2 * 12}{12} = \mathbf{830\ Kg/m}$$

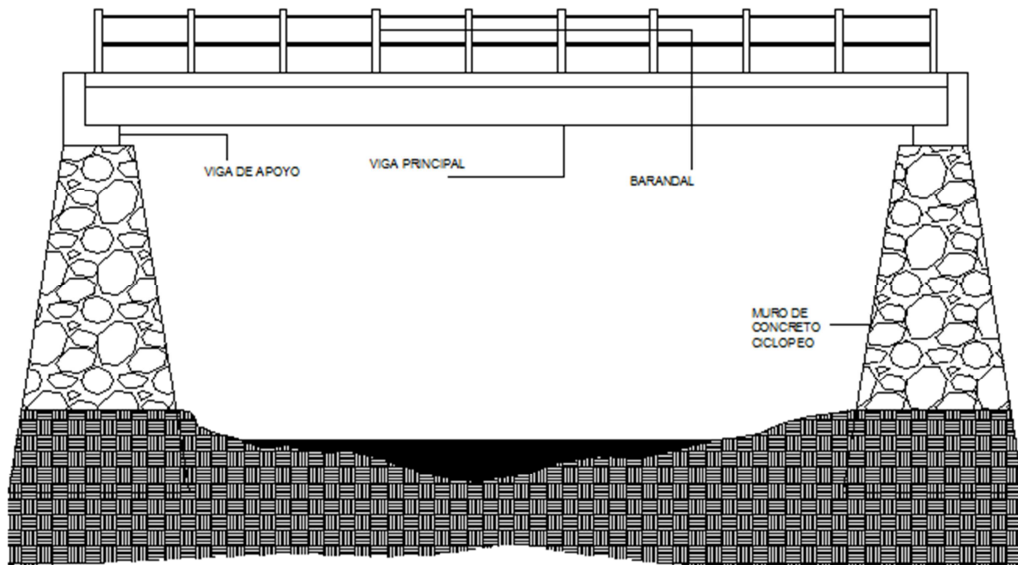
2.2.5.4 Carga última:

$$CU = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$WCU = 1.4 * 1890 + 1.7 * 830 = \mathbf{4057\ Kg/m}$$

2.2.6 Diseño estructural

Figura 35. Geometría del puente peatonal



2.2.6.1 Diseño de alma y patín

2.2.6.1.1 Diseño de alma a flexión

Primero se determinará el momento máximo que puede producirse en la viga, con la fórmula siguiente:

$$M_{MAX} = \frac{W_{CU}l^2}{8}$$

Dónde:

M_{MAX} = Momento máximo

W_{CU} = Carga última distribuida

l = Longitud de viga

$$M_{MAX} = \frac{4057 * 12^2}{8} = 73026 \text{ Kg} - m$$

Ya determinado el momento máximo, se debe calcular el área de acero que requiere dicho momento, aplicando la siguiente fórmula:

$$Mu = 0.90Asfy \left(d - \frac{Asfy}{1.7f'cb} \right)$$

Donde:

$$Mu = 73026 \text{ Kg} - m$$

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

$$d = 0.69 \text{ m}$$

$$b = 0.50 \text{ m}$$

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

Despejando As se tiene que:

$$As = 46.86 \text{ cm}^2$$

Ahora se debe determinar si la viga trabaja como viga rectangular o como viga T, de la siguiente forma:

$$C = \frac{1}{0.85} \left(\frac{Asfy}{0.85f'cb} \right)$$

si $C \leq t' \rightarrow$ Trabaja como viga rectangular

Donde:

C = Distancia del eje neutro a la fibra superior de compresión

$$C = \frac{1}{0.85} \left(\frac{46.86 * 2810}{0.85 * 210 * 50} \right) = 17.35 \text{ cm.}$$

Como $C \leq t'$ la viga trabaja como una viga rectangular, entonces se procede a determinar si es simplemente armada $A_{smin} < A_s < A_{smax}$:

$$A_{smin} = \frac{14.1}{f_y} bd = \frac{14.1}{2810} * 69 * 50 = 17.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = \rho_{max} bd = 0.03734 * 69 * 50 = 128.80 \text{ cm}^2 \text{ (Ver sec. 2.1.8.3.1)}$$

De esta manera el área de acero cumple la condición $A_{smin} < A_s < A_{smax}$, por lo que es una viga simplemente armada:

Cama inferior:

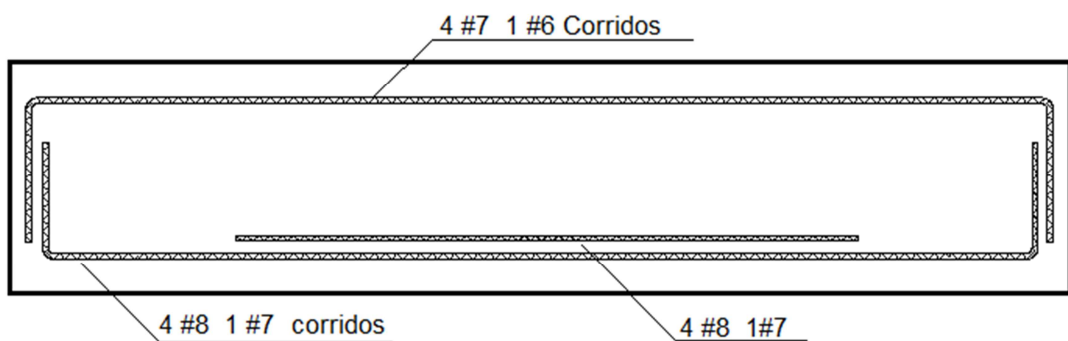
$$50\% A_s = 23.43 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ No.8} + 1 \text{ No.7}$$

Cama superior:

$$33\% A_s = 15.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 17.31 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ No.7} + 1 \text{ No.6}$$

Figura 36. Armado final de viga



2.2.6.1.2 Diseño de alma a corte

Primero se calcula el corte que resiste la sección de la viga de la siguiente forma:

$$V_{cu} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c}bd = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 69 * 50 =$$

22522.86 Kg.

Ahora se calcula el corte, mediante la siguiente fórmula:

$$V_a = \frac{WCU * l}{2} = \frac{4057 * 12}{2} = \mathbf{24342 Kg}$$

Como $V_a > V_{cu}$, se debe colocar refuerzo transversal a base de estribos, como primera estimación se determina el corte que resiste el espaciamiento máximo que es $S_{max} = d/2$; en este caso se utilizará $S_{max} = 30 cm$.

$$V_{smax} = \frac{Avfyd}{S_{max}} = \frac{2 * 0.71 * 2810 * 69}{30} = \mathbf{9117.46 Kg.}$$

$$V_{resistente} = 9117.46 + 22522.85 = \mathbf{31700.32 Kg.}$$

De este manera puede verse que $V_{resistente} > V_a$, por lo que se colocará refuerzo transversal No. 3 @ 0.30 m.

2.2.6.1.3 Diseño de patín a flexión

Carga muerta:

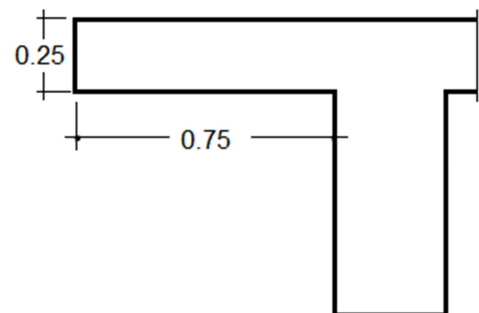
$$CM = P_{ppatin} = 0.75 * 0.25 * 2400$$

$$CM = \mathbf{450 Kg/m}$$

Carga puntual de pasamanos:

$$P_{pasamanos} = 70Kg$$

Carga viva:



$$W_{cv} = \frac{CV * l * l_{patin}}{l} = \frac{415 * 12 * 0.75}{12} = \mathbf{311.25 \text{ Kg/m}}$$

Carga última distribuida:

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

$$W_{CU} = 1.4 * 450 + 1.7 * 3311.25 = \mathbf{1159.12 \text{ Kg/m}}$$

Carga última puntual:

$$P_u = 1.4 P_{pasamano} = 1.4 * 70 = \mathbf{98 \text{ Kg}}$$

Ya con las cargas calculadas, se procede a determinar el momento actuante de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{W_{CU} l^2}{2} + P_u * l_{pasamano} = \frac{1159.12 * 0.75^2}{2} + 98 * 0.75 \\ &= \mathbf{355.50 \text{ Kg} - \text{m}} \end{aligned}$$

Calculando el área de acero para el momento actuante se obtiene:

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

$$d = 22.5 \text{ cm}$$

$$A_s = \mathbf{0.63 \text{ cm}^2}$$

$$A_{s \text{ min}} = 40\% \frac{14.1}{f_y} b d = 0.4 * \frac{14.1}{2810} * 22.5 * 100 = \mathbf{4.51 \text{ cm}^2}$$

Como $A_s \text{ min}$ es mayor, entonces se colocará refuerzo No.3 @ 15 cm. en sentido transversal para calcular el acero por temperatura; ya que el patín sólo trabaja en un sentido, se toma:

$$A_{st} = 0.002 b d = 0.002 * 75 * 22.5 = \mathbf{3.37 \text{ cm}^2}$$

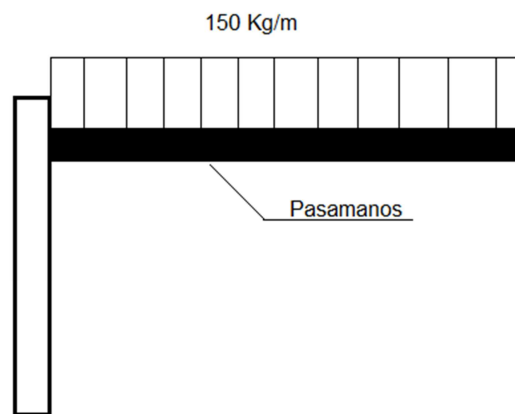
Para el acero por temperatura se colocará refuerzo No. 3 @ 15 cm.

2.2.6.2 Diseño de pasamanos

2.2.6.2.1 Barandal

Para el diseño del barandal se usará tubo HG de 2"; la AASHTO 13-11 recomienda las siguientes cargas:

Figura 37. Pasamanos



Módulo de sección:

$$S = \frac{I_{tubo}}{C}$$

$$C = \frac{\phi_{ext.}}{2} = \frac{2.40}{2} = 1.20''$$

$$S = \frac{1.49}{1.20} = 1.22''$$

Resistencia del tubo:

$$M = SF$$

Donde:

$$F = 20000 \text{ lb/plg}^2$$

$$M = 1.22 * 20000 = 24400 \text{ lb} - \text{plg} \rightarrow \text{momento que resiste el tubo de 2"}$$

$$M = 281.12 \text{ Kg} - \text{m}$$

Momento actuante:

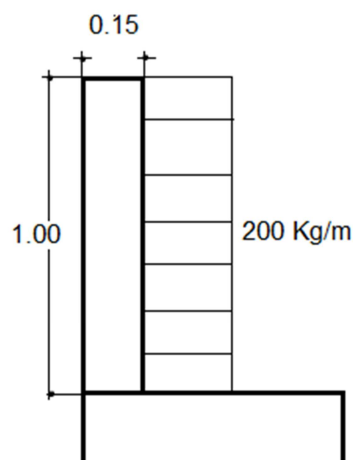
$$M_u = \frac{Wl_{tubo}^2}{10} = \frac{150 * 1.33^2}{10} = 26.53 \text{ Kg} - \text{m}$$

Como el momento actuante es menor que el momento resistente, el tubo es adecuado.

2.2.6.2.2 Postes

Los postes se diseñarán a flexo compresión, con una carga de diseño según la AASHTO, de 200 Kg/m, en una sección de 0.15 x 0.15 m., como se muestra a continuación:

Figura 38. Postes de pasamanos



Con la carga distribuida y la longitud, se determina el momento actuante de la siguiente forma:

$$M = \frac{Wl^2}{2} = \frac{200 * 1^2}{2} = \mathbf{100 Kg - m}$$

A continuación se procede a determinar el área de acero que requiere el momento calculado:

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$A_s = \mathbf{0.31 \text{ cm}^2}$$

$$A_{smin} = \frac{14.1}{2810} * 15 * 13 = \mathbf{0.98 \text{ cm}^2} \rightarrow \mathbf{colocar 4 No. 3}$$

Para el refuerzo transversal se usarán estribos No. 3 @ 20 cm.

2.2.6.3 Diseño de viga de apoyo

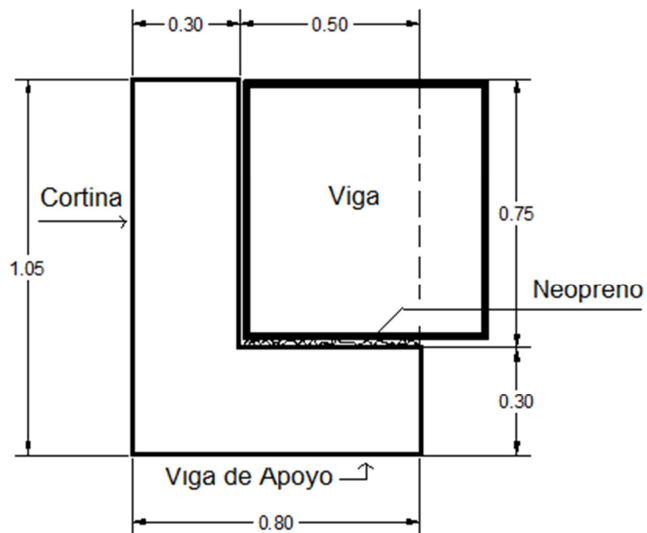
El espesor de la cortina de la viga de apoyo no deberá ser menor de 30 cm y se diseña a flexión y corte, de acuerdo con las fórmulas del grupo IV, tomando la mayor de las dos (incluye sismo).

La base no podrá ser menor de 40 cm. Se coloca refuerzo longitudinal por temperatura y se deberá chequear aplastamiento y colocarle el acero mínimo.

El refuerzo deberá colocarse de manera que no esté espaciado a más de 40 cm y para el refuerzo transversal se colocan estribos de acero corrugado a no menos de H/2.

Los apoyos se deberán resolver siempre con NEOPRENO, que es una especie de caucho, del cual hay diferentes resistencias según las cargas; estas deben colocarse en la superficie de contacto, entre la viga de apoyo y la viga T.

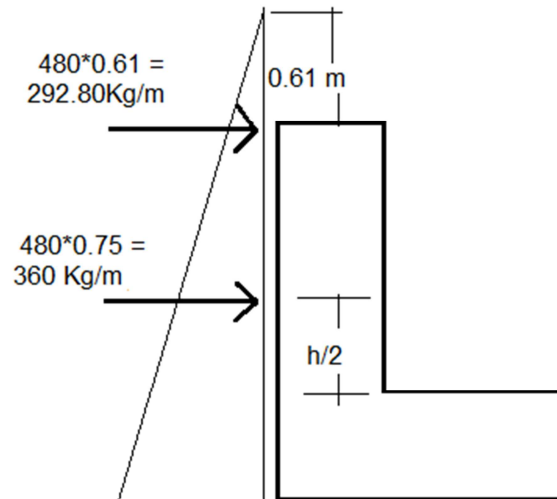
Figura 39. Viga de apoyo



2.2.6.3.1 Diseño de cortina

Según AASHTO 3.20., se considera una sobrecarga del suelo con un equivalente líquido de 2' (0.61 m) de alto, con una presión de 480 kg/m^3 .

Figura 40. Presión del suelo sobre cortina



Empuje de suelo:

$$E = (E_{sob} + E_s)$$

Donde:

E_{sob} = Sobrecarga

E_s = Empuje del suelo

$$E_{sob} = 292.80 \cdot 0.75 = \mathbf{219.60 \text{ Kg}}$$

$$E_s = 360 \cdot \frac{0.75}{2} = \mathbf{135 \text{ Kg}}$$

Fuerza de sismo:

El coeficiente sísmico dependerá del cálculo efectuado para el sitio. Siguiendo las especificaciones AASHTO 3.21., el coeficiente asumido, por ser zona de alto riesgo sísmico, es del 12% y se aplicará al centro de la cortina.

$$P_{cortina} = bh\gamma_{concreto}$$

$$EQ = 0.12 P_{cortina}$$

Donde:

$P_{cortina}$ = peso de cortina

bhl = alto, ancho y espesor de cortina

EQ = Carga de sismo

$$P_{cortina} = 0.3 * 0.75 * 1 * 2400 = \mathbf{315 Kg}$$

$$EQ = 0.12 * 315 = \mathbf{37.80 Kg}$$

Según lo especificado en AASHTO 3.22.1a., se aplica en este caso:

Grupo IV

$$M = 1.3 \left(Esob * \frac{h}{2} + Es * \frac{h}{3} + EQ * \frac{h}{2} \right)$$

Donde:

M = Momento actuante

$$M = 1.3 \left(219.6 * \frac{0.75}{2} + 135 * \frac{0.75}{3} + 37.80 * \frac{0.75}{2} \right) = \mathbf{169.36 Kg - m}$$

Con el momento actuante determinado, se procede a calcular el área de acero que se requiere para cubrir dicho momento de la siguiente forma:

$$b = 27.5 \text{ cm}$$

$$d = 75 \text{ cm}$$

$$As = \mathbf{0.24 \text{ cm}^2}$$

$$As_{min} = \frac{14.1}{fy} bd = \frac{14.1}{2810} * 27.5 * 75 = \mathbf{10.35 \text{ cm}^2} \rightarrow \mathbf{Colocar 4 No. 6}$$

De igual forma se diseña a corte con base en la siguiente fórmula del Grupo IV, según AASHTO 3.22:

$$V_{max} = 1.3 (E + EQ)$$

$$V_{max} = 1.3 (219.6 + 135 + 37.80) = \mathbf{510.12 \text{ Kg}}$$

Corte que resiste el concreto:

$$V_{cu} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 75 * 27.5 = \mathbf{13464.75 \text{ Kg}} > V_{max}$$

Espaciamiento máximo:

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{27.5}{2} = \mathbf{13.75 \text{ cm}} \rightarrow \mathbf{Colocar estribo No. 3 @ 10 \text{ cm}}$$

2.2.6.3.2 Diseño de viga de apoyo

Para la viga de apoyo es necesario chequear el corte por aplastamiento, de la siguiente forma:

Datos:

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$d = 27.5 \text{ cm}$$

Carga muerta distribuida:

$$P_{alma} = \frac{10800}{2} = \mathbf{5400 \text{ Kg}}$$

$$P_{patin} = \frac{10800}{2} = \mathbf{5400 \text{ Kg}}$$

$$P_{pasamanos} = \frac{1080}{2} = \mathbf{540 \text{ Kg}}$$

$$W_{CM} = \frac{5400 + 5400 + 540}{0.5} = \mathbf{22680 \text{ Kg/m}}$$

Carga viva distribuida:

$$W_{CV} = \frac{CV * \text{Area tributaria}}{b} = \frac{415 * 6 * 2}{0.5} = \mathbf{9960 \text{ Kg/m}}$$

Carga última distribuida:

$$W_{CU} = 1.4 CM + 1.7CV = 1.4 * 22680 + 1.7 * 9960 = \mathbf{48684 \text{ Kg/m}}$$

Corte por aplastamiento:

$$V_{act} = \frac{Wl^2}{2} = \frac{48648 * 0.50^2}{2} = \mathbf{6085.50 \text{ Kg}}$$

Corte que resiste el concreto:

$$V_{cu} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 50 * 27.5 = \mathbf{8976.50 \text{ Kg}}$$

Como $V_{act} < V_{cu}$, colocar refuerzo transversal a $d/2$, quedando un armado con estribos No. 3 @ 10 cm; para el refuerzo longitudinal se coloca acero por temperatura de la siguiente forma:

$$A_{st} = 0.002 bt$$

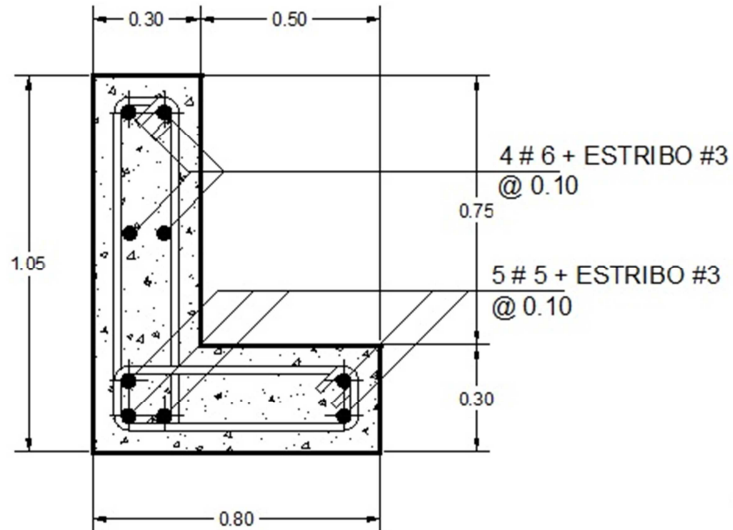
$$A_{st} = 0.002 * 50 * 30 = \mathbf{3 \text{ cm}^2} \rightarrow \mathbf{colocar 2 \text{ No. 5}}$$

Acero longitudinal para el nudo:

$$A_{st} = 0.002 bt$$

$$A_{st} = 0.002 * 30 * 30 = \mathbf{1.8 \text{ cm}^2} \rightarrow \mathbf{colocar 3 \text{ No. 5}}$$

Figura 41. Armado final de viga de apoyo



2.2.6.4 Diseño de estribo

Los estribos se diseñarán de concreto ciclópeo por gravedad, chequeando los efectos de deslizamiento, volteo y las presiones sobre el suelo.

2.2.6.4.1 Chequeo de estribo sin superestructura

Datos:

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

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_{\text{SUELO}} = 30000 \text{ Kg/m}^2$$

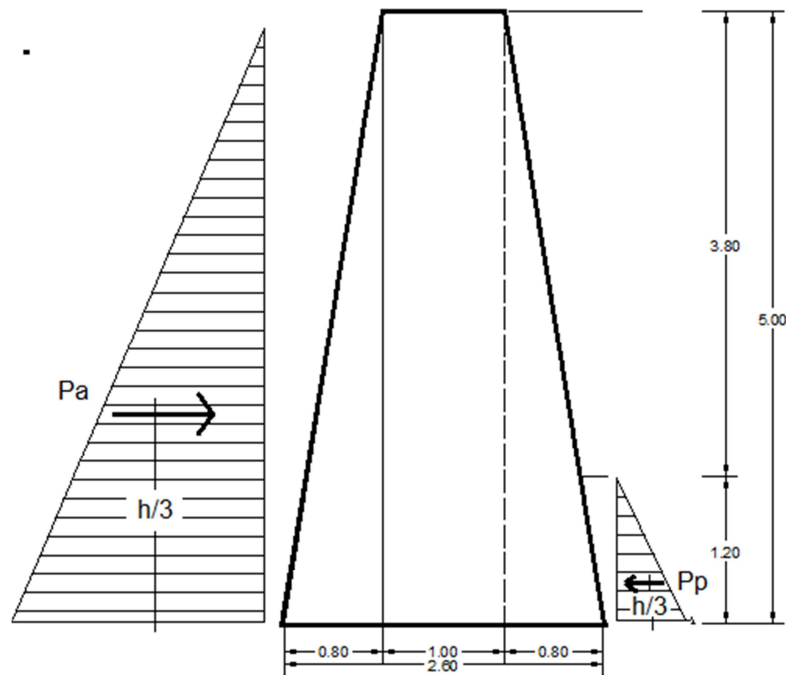
$$\theta = 30^\circ$$

$$\mu = 0.40$$

$$\text{Base} = 2.60 \text{ m}$$

coeficiente de empuje activo $K_a = \frac{1}{3}$
 coeficiente de empuje pasivo $K_p = 3$

Figura 42. Diagrama de cuerpo libre de estribo



Carga pasiva

$$P_p \gamma = \frac{1}{2} K_p \gamma_{suelo} h^2$$

$$P_p \gamma = \frac{1}{2} * 3 * 1500 * 1.20^2 = 3240 \text{ Kg}$$

Carga activa:

$$P_a \gamma = \frac{1}{2} K_a \gamma_{suelo} h^2$$

$$P_a \gamma = \frac{1}{2} * \frac{1}{3} * 1500 * 5^2 = 6250 \text{ Kg}$$

Momento pasivo:

$$M_{p\gamma} = P_{p\gamma} * \frac{h_2}{3}$$

$$M_{p\gamma} = 3240 * \frac{1.20}{3} = 1296 \text{ Kg} - \text{m}$$

Momento activo:

$$M_{p\gamma} = P_{p\gamma} * \frac{h_1}{3}$$

$$M_{p\gamma} = 6250 * \frac{5}{3} = 10416.67 \text{ Kg} - \text{m}$$

Figura 43. Pesos actuantes de estribo

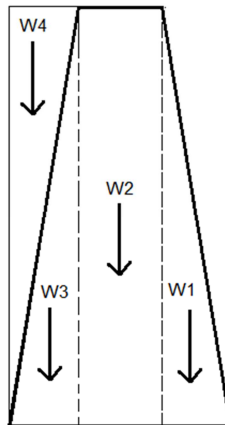


Tabla XVIII. Momento resistente del estribo sin superestructura

Figura	Área (m ²)	γ	W (Kg/m)	Brazo (m)	Momento (Kg-m)
1	2.00	2400	4800	0.53	2544
2	5.00	2400	12000	1.30	15600
3	2.00	2400	4800	2.07	9936
4	2.00	1500	3000	2.33	6990

Fuente propia

$$\sum W = 24600 \text{ Kg/m}$$

$$\sum ME1 = 35070 \text{ Kg - m}$$

Ya con los momentos actuantes calculados, se procede a chequear el volteo en el muro de la siguiente forma:

$$F_s = \frac{\sum ME1}{\sum Mact} \geq 1.50$$

Donde:

F_s = Factor de volteo

$\sum ME1$ = Momento estabilizante

$\sum Mact$ = Momento actuante

$$F_s = \frac{35070 + 1296}{10416.67} = 3.49 \geq 1.50 \rightarrow \text{El chequeo es correcto}$$

Ahora se procede a chequear el desplazamiento provocado por las fuerzas de empuje, de la siguiente forma:

$$F_{sD} = \frac{\sum Fr}{\sum Fact} \geq 1.50$$

Donde:

F_{sD} = Factor de deslizamiento

$\sum W$ = Fuerza resistente

$\sum Fact$ = Fuerza actuante

$$F_{sD} = 0.50 \frac{24600 + 3240}{6250} = 4.45 \geq 1.50 \rightarrow \text{El chequeo es correcto}$$

A continuación se chequean las presiones sobre el suelo, de la siguiente forma:

$$a = \frac{\sum ME1 + Mpy - May}{\sum Fr}$$

$$a = \frac{35070 + 1296 - 10416.67}{24600} = \mathbf{1.05\ m}$$

$$3a = \mathbf{3.16\ m} > base = 2.60\ m \rightarrow \text{No existe tensión}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{base}{2} - a = \frac{2.60}{2} - 1.05 = \mathbf{0.25\ m}$$

Presión sobre el terreno:

$$q = \frac{\sum W}{Area} \left(1 \mp \frac{6 * e}{base} \right)$$

$$q_{max} = \frac{24600}{2.60 * 1} \left(1 + \frac{6 * 0.25}{2.60} \right) = \mathbf{14920.12\ Kg} < Vs$$

→ *El chequeo es correcto*

$$q_{min} = \frac{26400}{2.60 * 1} \left(1 - \frac{6 * 0.16}{2.60} \right) = \mathbf{4002.96\ Kg} > 0$$

→ *El chequeo es correcto*

2.2.6.4.2 Chequeo de estribo con superestructura y carga viva

$$W_{total2} = W_{viga} + W_{patin} + W_{viga\ de\ apoyo} + W_{CV}$$

$$W_{total2} = 5400 + 5400 + 2232 + 415 * 12 = \mathbf{18012\ Kg}$$

Momento estabilizante:

$$ME2 = W_{total} * brazo = 18012 * 1.30 = \mathbf{23415.60\ Kg - m}$$

Momento estabilizante total:

$$ME = ME1 + ME2 = 23415.60 + 35070 = \mathbf{58485.60 \text{ kG} - m}$$

Volteo:

$$F_s = \frac{58485.60 + 1296}{10416.67} = \mathbf{5.73} > 1.5 \rightarrow \text{El chequeo es correcto.}$$

Deslizamiento:

$$F_{sD} = 0.50 \frac{23415.60 + 24600 + 3240}{6250} = \mathbf{4.10} > 1.5$$

\rightarrow El chequeo es correcto.

Presiones sobre el suelo:

$$a = \frac{58485.60 + 1296 - 10416.67}{24600 + 18012} = \mathbf{1.16 \text{ m}}$$

$$3a = \mathbf{3.60 \text{ m}} > \text{base} = 2.31 \text{ m} \rightarrow \text{No existe tensión}$$

$$e = \frac{2.60}{2} - 1.16 = 0.14$$

$$q_{max} = \frac{24600 + 18012}{2.60 * 1} \left(1 + \frac{6 * 0.14}{2.60} \right) = \mathbf{21684.21 \text{ Kg}} < V_s$$

\rightarrow El chequeo es **correcto**

$$q_{min} = \frac{26400 + 18012}{2.60 * 1} \left(1 + \frac{6 * 0.10}{2.60} \right) = \mathbf{11094.25 \text{ Kg}} > 0$$

\rightarrow El chequeo es **correcto**

2.2.6.4.3 Chequeo de estribo con sismo sin carga viva

Carga muerta:

$$CM = Wviga + Walma + Wpatín$$

$$CM = 5400 + 5400 + 2232 = \mathbf{13032 \text{ Kg}}$$

Momento estabilizante total:

$$ME = (CM * brazo) + ME1 = (13032 * 1.30) + 35070 = \mathbf{52011.6 \text{ Kg} - m}$$

Fuerza horizontal (FH):

$$FH = 1.08Ppy + 0.08CM = 1.08 * 6250 + 0.08 * 37632 = \mathbf{9760.56 \text{ Kg}}$$

Tabla XIX. Momento resistente del estribo con sismo

Figura	Área (m ²)	γ	W (Kg/m)	Brazo (m)	Momento (Kg-m)
1	2.00	2400	4800	1.66	7968
2	5.00	2400	12000	2.50	30000
3	2.00	2400	4800	1.66	7968
4	2.00	1500	3000	3.34	10050

Fuente propia

$$\sum W = \mathbf{24600 \text{ Kg/m}}$$

$$\sum ME3 = \mathbf{55986 \text{ Kg} - m}$$

Momento por sismo:

$$MEQ = 0.08 \sum ME3 = 0.08 * 55986 = \mathbf{4478.88 \text{ Kg} - m}$$

Momento de volteo MV:

$$MV = 1.08 M_{ay} + 1.08 W3h + MEQ$$

$$MV = 1.08 * 10416.67 + 0.08 * 13032 * 5 + 4478.88 = \mathbf{20941.68 \text{ Kg} - m}$$

Volteo:

$$F_s = \frac{ME3}{MV} = \frac{52011.6}{20941.68} = \mathbf{2.48} > \mathbf{1.5} \rightarrow \textit{El chequeo es correcto.}$$

Deslizamiento:

$$F_s = 0.50 \frac{W3}{FH} = \frac{37632}{9760.56} = \mathbf{1.92} > \mathbf{1.5} \rightarrow \textit{El chequeo es correcto.}$$

Presiones sobre el suelo:

$$a = \frac{ME3 + M_{py} - MV}{W} = \frac{52011.6 + 1296 - 20941.68}{37632} = 0.87$$

$3a = \mathbf{2.61 \text{ m}} > \textit{base} = \mathbf{2.60 \text{ m}} \rightarrow \textit{No existe tensión}$

$$e = \frac{2.60}{2} - 0.87 = \mathbf{0.43}$$

$$q_{max} = \frac{37632}{2.60 * 1} \left(1 + \frac{6 * 0.14}{2.60} \right) = 28836.35 \text{ Kg} < V_s \rightarrow \text{El chequeo es correcto}$$

$$q_{min} = \frac{26400 + 18012}{2.60 * 1} \left(1 + \frac{6 * 0.10}{2.60} \right) = 111.34 \text{ Kg} > 0$$

→ El chequeo es **correcto**

De esta forma se determinó qué dimensiones del muro son adecuadas para las cargas aplicadas.

2.2.7. Presupuesto de puente peatonal

PRESUPUESTO GENERAL, PUENTE PEATONAL PARA ALDEA EL CARRIZAL				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P. UNITARIO	SUB TOTAL
TRABAJOS PRELIMINARES				
LIMPIEZA Y CHAPEO	64	M ²	Q 19.73	Q 1,252.40
NIVELACIÓN	64	M ₂	Q 6.58	Q 420.80
TRAZO Y ESTAQUEADO	64	M ²	Q 7.89	Q 504.96
SUBESTRUCTURA				
MURO DE CONTENCIÓN	140	M ³	Q 1,516.89	Q 212,364.46
VIGA DE APOYO + CORTINA	4	ML	Q 153.72	Q 614.87
SUPERESTRUCTURA				
VIGA PRINCIPAL	12	ML	Q 2,791.67	Q 33,500.10
PATÍN	18	M ²	Q 1,296.91	Q 23,344.40
PASAMANOS	24	ML	Q 293.82	Q 7,051.59
ACABADOS				
REPELLO EN POSTES Y VIGAS	46.4	M ²	Q 293.82	Q 13,633.07
TOTAL				Q 292,696.65

Fuente propia

2.2.8 Estudio de impacto ambiental

En la evaluación ambiental efectuada, se encontró que el proyecto Puente Peatonal para aldea El Carrizal, del Municipio de Esquipulas, Palo Gordo, departamento de San Marcos, presenta las siguientes características:

Características del área de influencia del proyecto: el puente se encuentra ubicado en un ramal del Rio Naranjo, cerca de poblados, centros educativos, cultivos y vegetación.

Tipo de actividad a realizar: paso de personas y/o animales.

Emisiones a la atmósfera: gases, polvo, maquinaria y equipo, generación de sonido por maquinaria temporal y generación de olores de materia prima.

Medidas de mitigación

Residuos y contaminantes que serán generados: todo desecho orgánico generado debe ser depositado en fosas en capas de 0.2 metros; a cada una se le cubrirá con una capa de 0.05 metros de tierra; debe compactarse, y así sucesivamente, hasta llenar la fosa.

Emisiones a la atmósfera: la maquinaria a utilizar deberá estar en óptimas condiciones de funcionamiento, debiéndose dar mantenimiento preventivo y correctivo. Los vehículos que transporten material deben taparse con una lona, aplicar riego al área por donde transita y desplazarse a velocidades mínimas y mantener el control de polvo mediante riego.

Erosión del suelo: reforestar con especies nativas del lugar las áreas que se encuentran erosionadas y aquellas susceptibles a erosión y en las áreas de botaderos.

Ruidos y/o vibraciones: la maquinaria que se utilizará debe estar en óptimas condiciones de funcionamiento, debiéndosele dar mantenimiento preventivo y correctivo. Se debe realizar chequeo físico en la maquinaria llevando un control sobre la emisión de ruido el cual no debe permitirse mayor de 80 decibeles a 3.5 metros del emisor.

Contaminación visual: las áreas utilizadas en las diferentes actividades del proyecto donde se altera el paisaje original, deben ser conformadas y dotadas de suelo orgánico para su reforestación con especies nativas del lugar.

Campamento: la instalación de campamentos debe estar alejada de centros poblados, ubicación que deberá ser aprobada por el supervisor del proyecto. Dichas instalaciones deberán cumplir con las condiciones mínimas de higiene y salud establecidas para estos casos.

Durante la construcción, tiene que evitarse en lo posible, los cortes y/o rellenos así como la destrucción de áreas con vegetación.

En las instalaciones deberán existir letrinas y si hubiese infraestructura cercana conectarlas al sistema municipal, prever las instalaciones de agua potable, áreas adecuadas para la preparación de alimentos, sistema de recolección y disposición de desechos sólidos y líquidos; como rellenos sanitarios o similares, pero evitar su disposición sobre la superficie y menos en laderas o cerca de fuentes de agua.

Equipo de protección personal

El personal del proyecto, debe trabajar en forma segura, sin riesgos durante el proceso de trabajo, para prevenir enfermedades provocadas por los alimentos, agua o químicos a los que deberán estar expuestos.

Para la prevención de accidentes, inicialmente, el personal que opere maquinaria y equipo pesado, deberá ser calificado y tener suficiente experiencia; se deberá exigir el uso del equipo apropiado de protección personal de manera permanente durante las horas laborales, principiando por la protección de los pies con calzado, protección para la cabeza, como lo indica la norma general, utilizando cascos de colores llamativos (amarillo rojo, naranja, etc.).

Para evitar daño al sistema auditivo durante la operación de la maquinaria y equipo, el trabajador deberá estar dotado de dispositivos contra el ruido para protección de los oídos.

Derrame de hidrocarburos

Se debe tomar en cuenta el efectivo control sobre los escapes de combustibles y lubricantes que pudieran afectar los suelos y los cuerpos de agua; en el área de trabajo, el piso deberá tener una capa impermeable para impedir la infiltración de cualquier sustancia que contenga derivados de petróleo; el mantenimiento de la maquinaria y demás equipo, se hará cuidadosamente, para evitar la contaminación del suelo y los cuerpos de agua.

CONCLUSIONES

1. La construcción del edificio para el Cuerpo de Bomberos será de gran beneficio para los habitantes del Municipio de Esquipulas Palo Gordo y lugares circunvecinos a él. En situaciones de emergencia, se puede acudir a esta entidad sin tener que esperar ayuda de alguna otra que se encuentre fuera del área y tarde en llegar.
2. El puente peatonal, para aldea El Carrizal, beneficiará en gran manera la economía y productividad del lugar, facilitando el traslado tanto de productos agrícolas como de personas.
3. Los dos proyectos de infraestructura fueron diseñados para prestar un servicio público, que contribuirá, en gran manera, al proceso de desarrollo del municipio de Esquipulas Palo Gordo, en el que la cifra de habitantes es cada vez es mayor, y se hace aún más necesario contar con el servicio de un Cuerpo de Bomberos para la cabecera Municipal y el puente peatonal en aldea El Carrizal, para facilitar la comunicación y el acceso entre los habitantes de la localidad.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Esquipulas Palo Gordo municipio del departamento de San Marcos:

1. Ejecutar los proyectos de mayor necesidad que la población demande, prioritariamente, los que beneficien a la mayor cantidad de habitantes, sin que el aspecto económico influya en desfavorecer a dichos proyectos.
2. Continuar fortaleciendo la Unidad de Planificación Municipal, para tener por medio de ésta, un mejor control de proyectos que se estén o que se planeen ejecutar.
3. Contar con asesoría profesional en el ramo de la Ingeniería Civil, para la integridad física y el cumplimiento de especificaciones técnicas, de los proyectos que estén o que se planeen ejecutar.
4. Dar atención y mantenimiento a los inmuebles en los que se prestan servicios a la población en un tiempo no mayor a 6 meses, para propiciar que éstos se conserven en buen estado y su vida útil sea prolongada.

BIBLIOGRAFÍA

1. *AASHTO LRFD. Bridge Design Specification 2004*, 24ª edición.
2. *AGIES NR-1:2000*. Normas Estructurales de Diseño recomendadas para la República de Guatemala.
3. Municipalidad de Esquipulas, Palo Gordo. *Plan de Desarrollo Municipal (2005-2010)*. Guatemala, 2000. 245 pp.
4. Neufert, Ernest. *Arte de Proyectar en Arquitectura*. 4ª. Edición, G. G, SA de CV – México.
5. Nilson, Arthur. *Diseño de Estructuras de Concreto*. Duodécima Edición, Editorial Mc Graw Hill.
6. *Normas de Diseño del Código ACI 318-2005*.
7. Unidad Ejecutora de Conservación Vial –COVIAL-. *Especificaciones Especiales*, Edición 2004. Guatemala, 2004.

ANEXOS



PROYECTO:	ESTACION DE BOMBEROS MUNICIPALES
LOCALIZACIÓN:	ESQUIPULAS PALO GORDO, SAN MARCOS
ELABORADO PARA:	MUNICIPALIDAD DE ESQUIPULAS PALO GORDO
ELABORÓ:	ING. CIVIL. ROBERT FUENTES

FECHA: 31/2008

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO -MÉTODO DE TERZAGHI-

Datos:

Profundidad de desplante, D_f (mts):	1.2
Peso Volumétrico del suelo; G_m (Ton/m ³):	1.51
Cohesión del suelo, c ; (Ton/m ²):	8.0
Ángulo de fricción interna del suelo, F_i (grados):	33
Ancho o Radio del cimientó; B ó R (mts):	1.0
Tipo de suelo: 1-Arcilloso firme / 2-Arcilloso blando / 3-Arenoso	3
Factor de seguridad, F.S.: (3.5/3.0/2.5)	10

Cálculos y Resultados:

Factores dependientes del ángulo de fricción Para suelo arcilloso blando o arenoso:

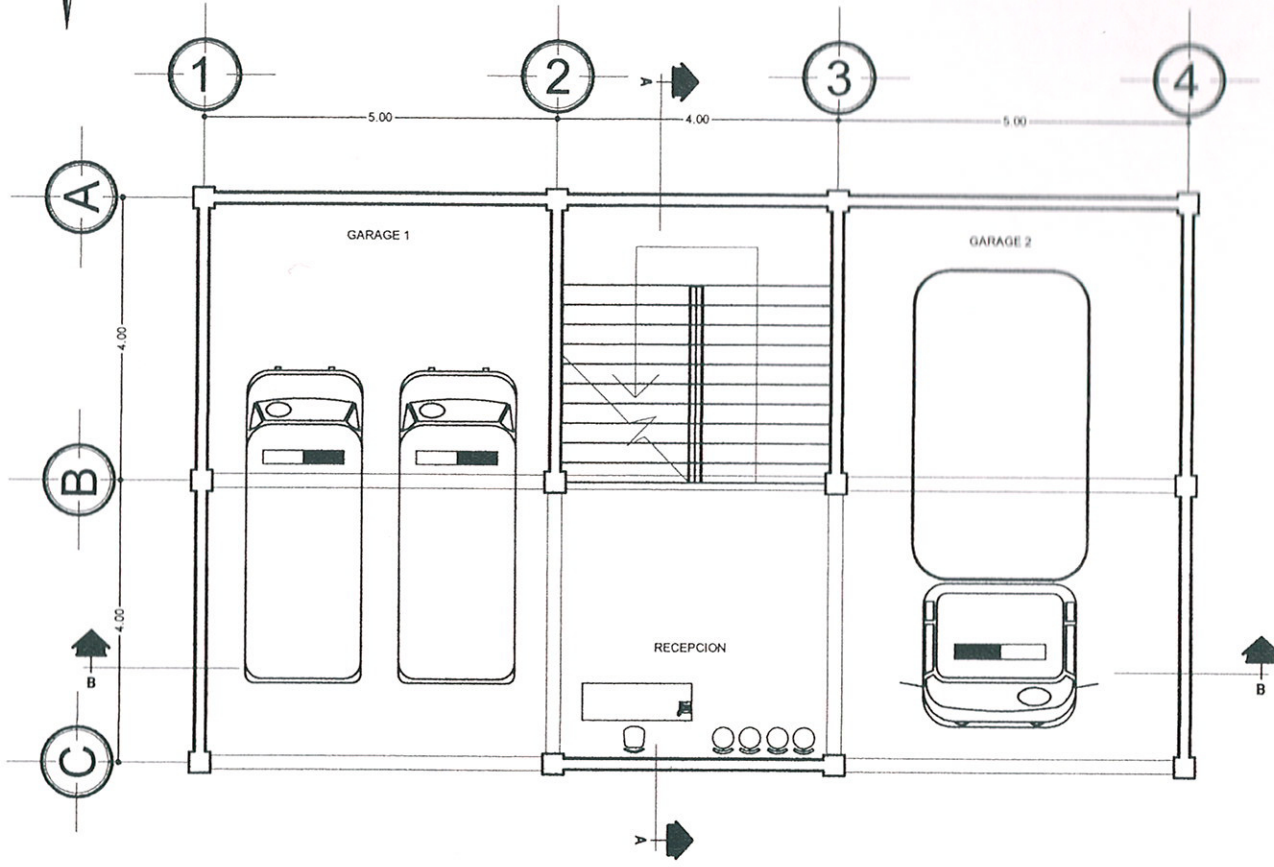
Factor de cohesión, $N_c =$	48.09	$c' = 2/3c =$	5.33
Factor de sobrecarga, $N_q =$	32.23	$N' c = 2/3N' c =$	32.06
Factor de piso, $N_g =$	31.94	$N' q = 2/3N' q =$	21.49
		$N' g = 2/3N' g =$	21.29

Capacidad de carga última, q_c :
 $q_c = c' * N' c + G_m * D_f * N' q + 0.5 * G_m * B * N' g$
 Capacidad de carga admisible; q_a :
 $q_a = q_c / FS$

$c' * N' c = 171.0$
 $g * D_f * N' q = 38.9$
 $0.5 * g * B * N' g = 16.1$
 $q_c, (Ton/m^2) = 226.0$
 $q_a, (Ton/m^2) = 20.0$

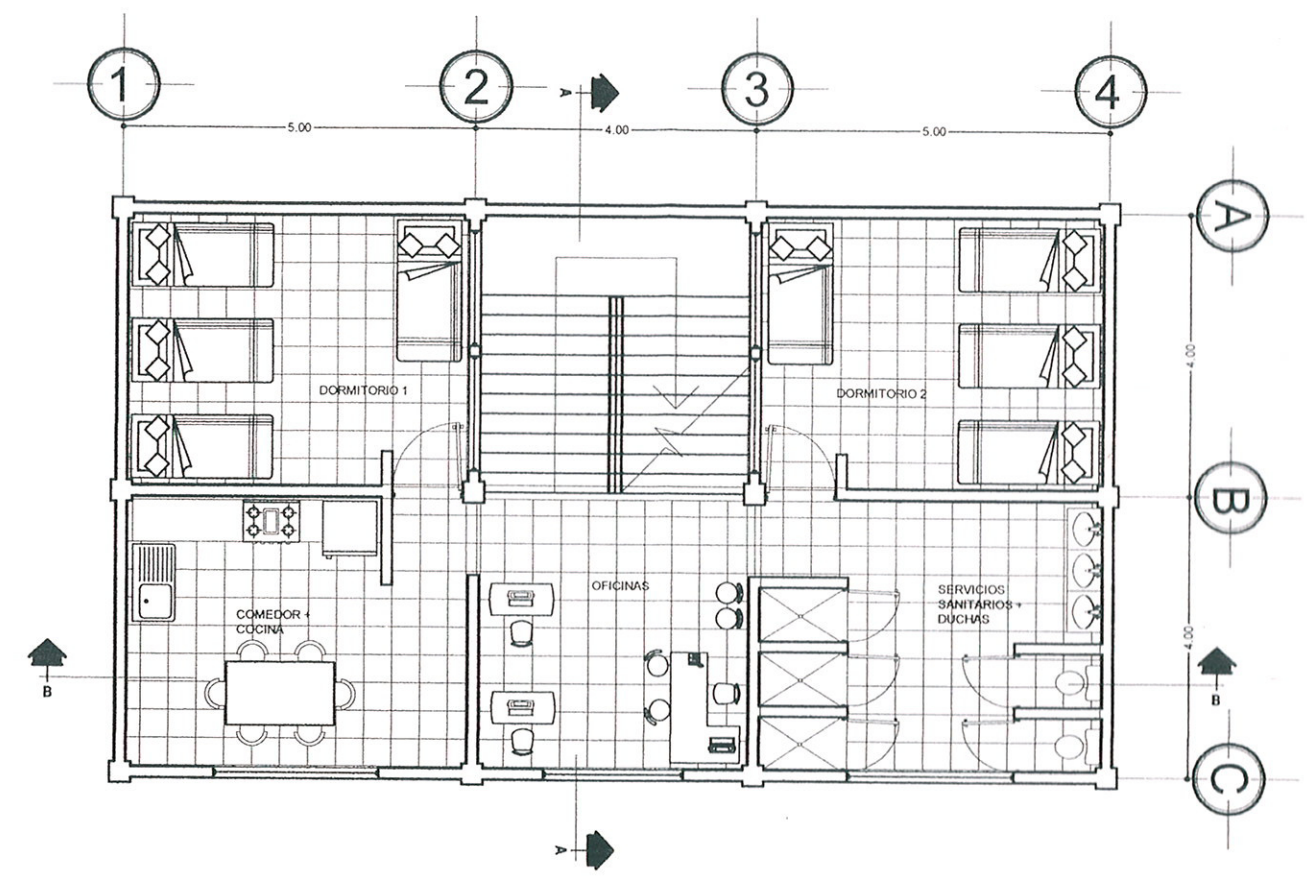


ING. ROBERT G. FUENTES
 LABORATORIO DE SUELOS



PRIMER NIVEL
PLANTA AMUEBLADA

ESC: 1:50



SEGUNDO NIVEL
PLANTA AMUEBLADA

ESC: 1:50

ESPECIFICACIONES

MATERIALES

- CEMENTO: EL TIPO DE CEMENTO HIDRAULICO DEBE SER DE USO GENERAL QUE CUMPLA CON LOS REQUISITOS ASTM C150 DE ADHECION Y COHECION NESESARIA.
- AGREGADO FINO: LOS AGREGADOS DEBEN CUMPLIR CON LA NORMA ASTM C 33, EL AGREGADO FINO O ARENA DEBE PASAR POR EL TAMIZ No. 4 (75) LIBRE DE CUALQUIER TIPO DE IMPUREZAS.
- AGREGADO GRUESO: EL TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADO GRUESO PARA CONCRETO REFORZADO ESTA CONTROLADO POR LA FACILIDAD CON QUE ESTE DEBE ENTRAR EN LAS FORMALETAS Y EN LOS ESPACIOS ENTRE BARRAS DE REFUERZO. CON ESTE FIN EL AGREGADO NO DEBE DE SER MAYOR A 1/5 DE LA DIMENSION MAS PEQUEÑA DE LAS FORMALETAS O 1/10 DEL ESPESOR DE LA LOSA, NI 1/4 DE LA DISTANCIA MINIMA ENTRE LAS BARRAS DE REFUERZO (REF. ACI 318 SEC. 3.3.2).
- AGUA: EL AGUA USADA EN LA MEZCLA DEBE SER LIMPA Y ESTAR LIBRE DE CANTIDADES PERJUDICIALES DE ACEITES, ACIDOS, SALES, MATERIA ORGANICA U OTRAS SUSTANCIAS NOCIAS PARA LA MEZCLA O ACERO (REF. ACI 318 SEC. 3.4.1)

- ACERO DE REFUERZO: EL ACERO DEBE SER CORRUGADO LEGITIMO GRADO 40 SEGUN ASTM A615 CON UNA RESISTENCIA MINIMA A LA FLUENCIA DE 275 MPa Y UNA RESISTENCIA MINIMA A LA TENSION DE 480 MPa.
- ALMACENAMIENTO DE MATERIALES: EL CEMENTO Y LOS AGREGADOS DEBEN ALMACENARSE DE TAL MANERA QUE SE PRVENGA SU DETERIORO O LA INTRODUCCION DE MATERIA EXTRAÑA. (REF. ACI 318 SEC. 3.7)

CONCRETO

- RELACION AGUA CEMENTO: PARA EL CONCRETETO QUE SE PRETENDE TENGA BAJA PERMEABILIDAD EN EXPOSICION AL AGUA, LA RELACION AGUA-CEMENTO SERA DE 0.50 EN PESO (REF. ACI 318 SEC. 4.2.2)
- MEZCLADO: EL MEZCLADO DEBE DEBE HACERSE EN UNA MEZCLADORA APROBADA Y DEBE PROLONGARSE POR LO MENOS DURANTE 90 SEGUNDOS DESPUES DE QUE TODOS LOS MATERIALES ESTEN DENTRO DEL TAMBOR

- COLOCACION: EL VAGADO DE CONCRETO DEBE EFECTUARSE A TAL VELOCIDAD QUE ESTE CONSERVE SU ESTADO PLASTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FACILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS DE LA ARMADURA, NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA EL CONCRETO QUE YA HAYA FRAGUADO PARCIALMENTE O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRAÑOS. (REF. ACI 318 SEC. 5.10)

JUNTAS DE CONSTRUCCION

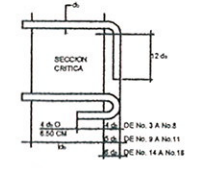
- LA SUPERFICIE DONDE SE HARA LA JUNTA DE CONSTRUCCION DEBE LIMPARSE Y DEBE QUITARCE CUALQUIER LECHADA. (REF. ACI 318 SEC 6.4)

GANCHOS

- EL DOBLEZ DE 180° MAS UNA EXTENSION DE 6 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA PERO NO MENOR A 6CM EL DOBLEZ DE 90° MAS UNA EXTENSION DE 12 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA. EL DOBLEZ DEBE HACERSE EN FRIJO. (REF. ACI 318 SEC. 7.1)

- RECUBRIMIENTO
- PARA ZAPATAS Y CIMENTOS: 7.50 CM
- PARA VIGAS Y COLUMNAS: 4CM
- LOSAS Y MUROS: 2CM (REF. ACI 318. SEC. 7.7.1)

LONGITUDES DE DESARROLLO. REF. ACI 318 FIG. C125



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE PALO GORDO, SAN MARCOS

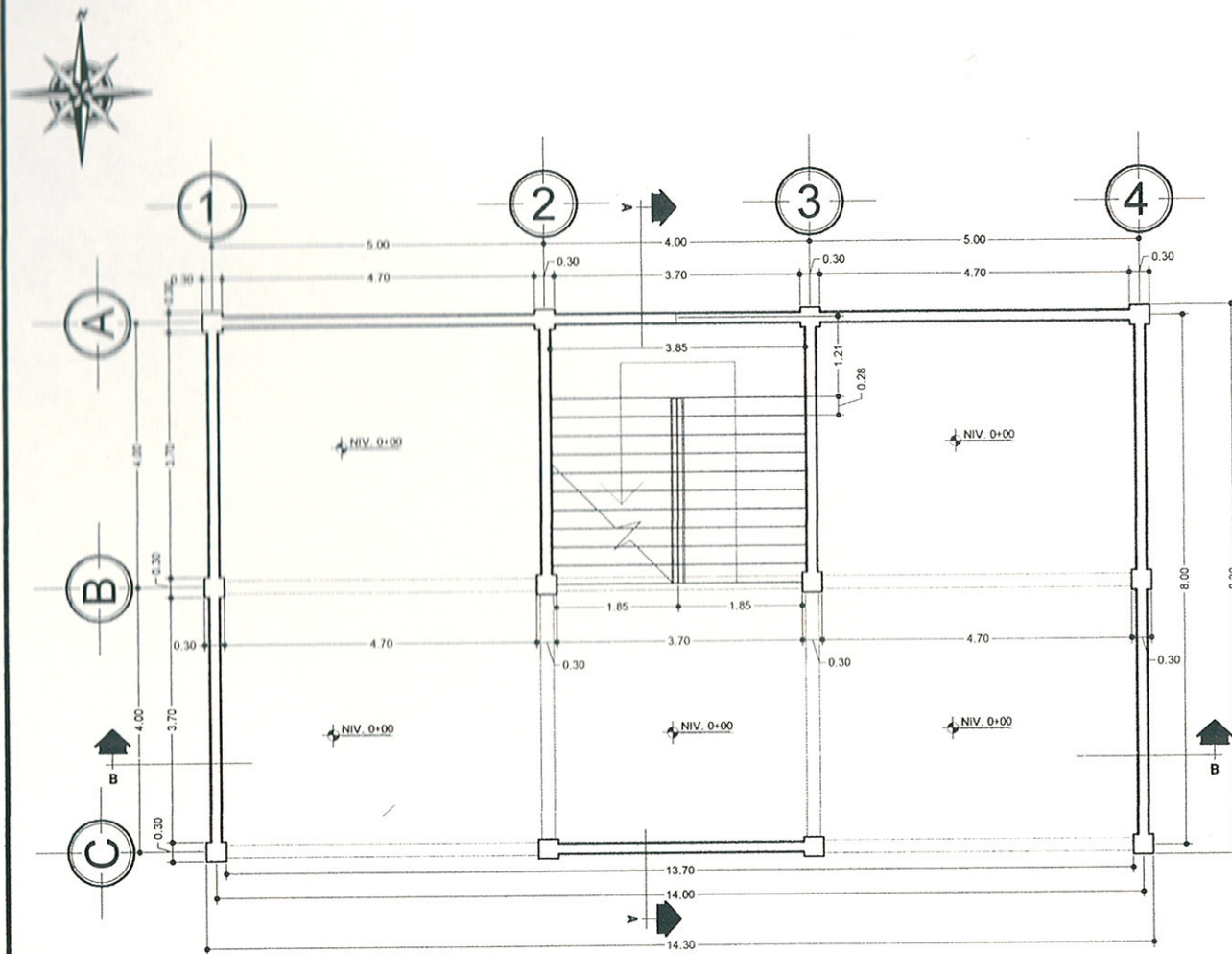
PROYECTO: ESTACION DE BOMBEROS MUNICIPALES PARA EL MUNICIPIO DE ESCRIPIULAS PALO GORDO, SAN MARCOS

CONTENIDO: PLANTA AMUEBLADA

ESTUDIANTE: JUAN LUIS MARTINEZ DE LEON

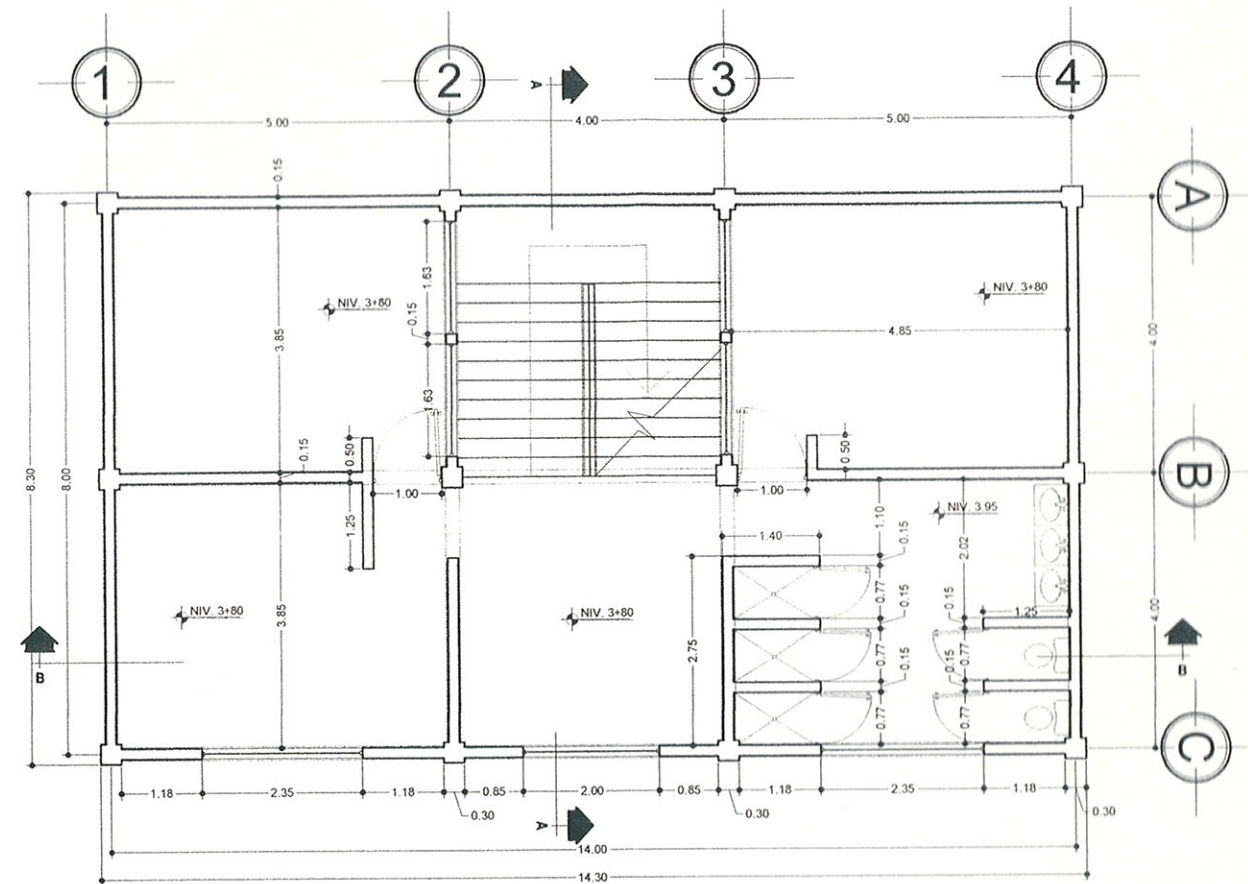
FECHA: ABRIL 2010

DISEÑO: JUAN LUIS MARTINEZ
CALCULO: JUAN LUIS MARTINEZ
DIBUJO: JUAN LUIS MARTINEZ
ESCALA: INDICADA



PRIMER NIVEL
PLANTA ACOTADA

ESC: 1:50



SEGUNDO NIVEL
PLANTA ACOTADA

ESC: 1:50



UNIVERSIDAD SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE PALO GORDO, SAN MARCOS

PROYECTO:
ESTACION DE BOMBEROS MUNICIPALES PARA EL SUBCENSO
DE ESQUERULAS PALO GORDO, SAN MARCOS, Guatemala

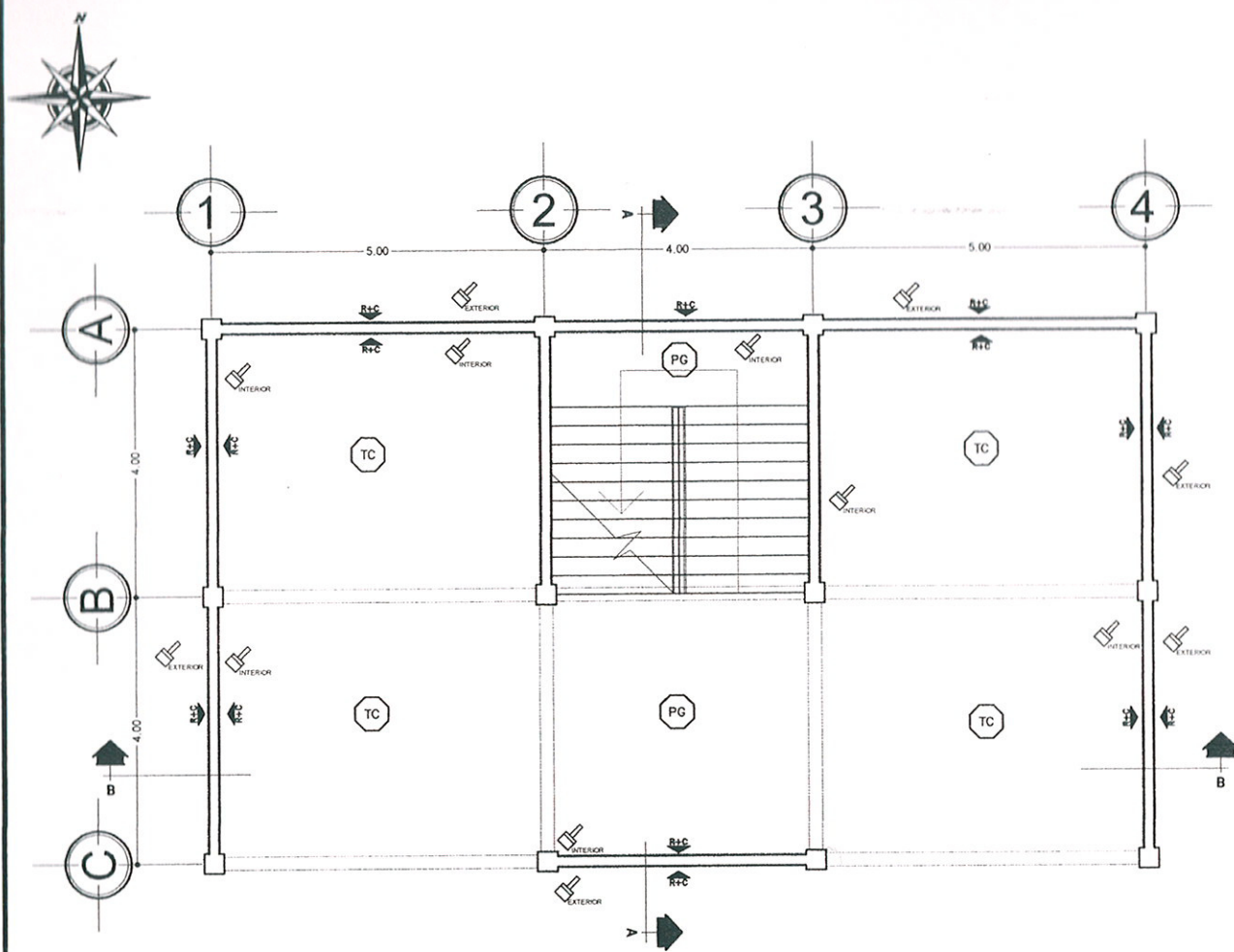
CONTENIDO: PLANTA ACOTADA

ESTUDIANTE:
JUAN LUIS MARTINEZ DE LEON

FECHA:
ABRIL 2010

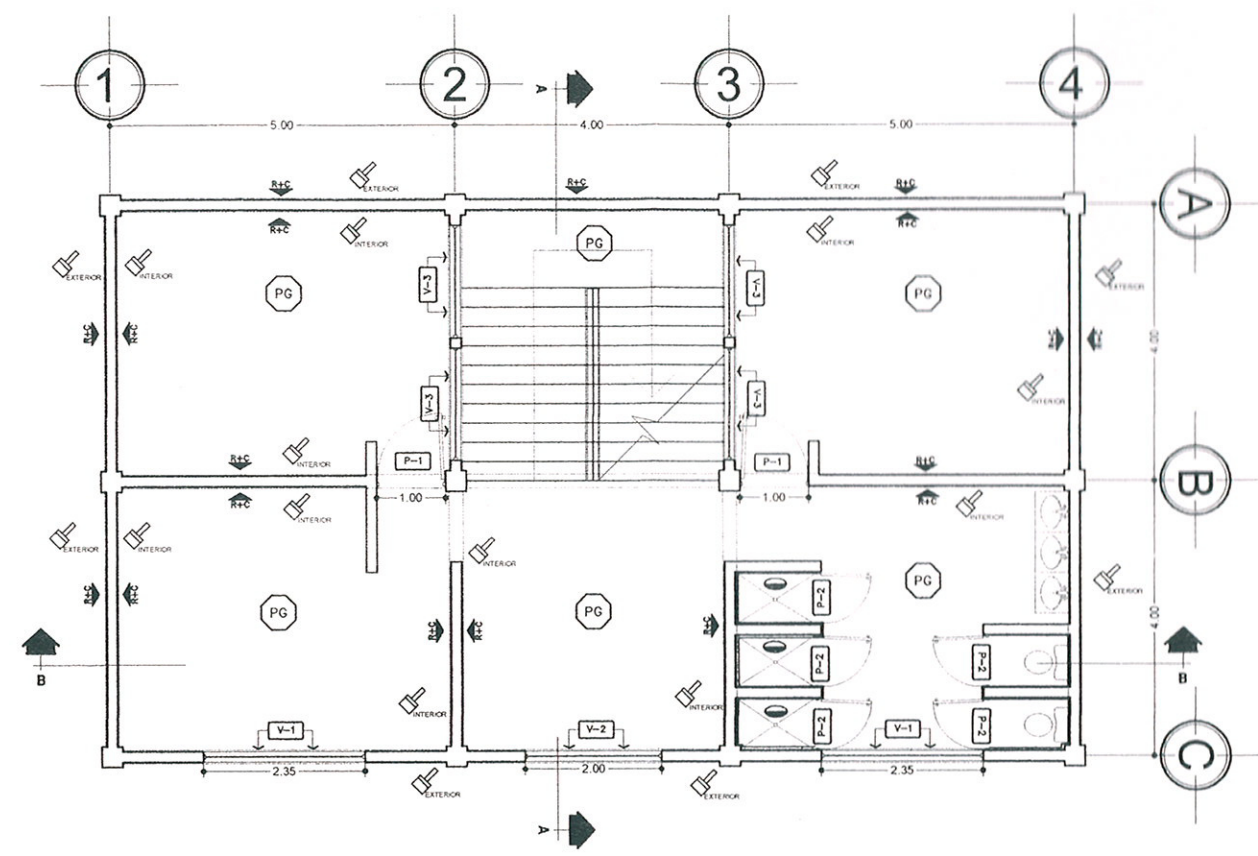
DISEÑO:
JUAN LUIS MARTINEZ
CALCULO:
JUAN LUIS MARTINEZ
DIBUJO:
JUAN LUIS MARTINEZ
ESCALA:
INDICADA
FECHA:
ABRIL 2010

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE PALO GORDO, SAN MARCOS
PROYECTO:
ESTACION DE BOMBEROS MUNICIPALES PARA EL SUBCENSO DE ESQUERULAS PALO GORDO, SAN MARCOS, Guatemala
CONTENIDO: PLANTA ACOTADA
ESTUDIANTE:
JUAN LUIS MARTINEZ DE LEON
FECHA:
ABRIL 2010



PRIMER NIVEL
PLANTA DE ACABADOS

ESC: 1:50



SEGUNDO NIVEL
PLANTA DE ACABADOS

ESC: 1:50

ESPECIFICACIONES	SIMBOLOGIA	PLANTILLA DE VENTANAS								
		TIPO	SILLAR	DINTEL	UNIDADES	ANCHO	ALTO	MATERIAL	ESPESOR DE VIDRIO	
<ul style="list-style-type: none"> TODAS LAS PAREDES LLEVARAN REPELLO + CERNIDO EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO Y DOS CAPAS DE PINTURA SEGUN LO ESPECIFICADO EN PLANTA. CIELOS: LLEVARAN REPELLO + CERNIDO REMOLINEADO FINO, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO. PISOS: SERAN DE GRANITO GRIS DE 0.30X0.30M PULIDO Y LUSTRADO Y TORTA DE CONCRETO DE 12CM DE ESPESOR RESPECTIVAMENTE. ZOCALO: EN PAREDES INTERIORES PINTURA DE COLOR CAFE OBSCURO, APLICAR 4" DEL PISO. AZULEJO: SERA COLOR BLANCO DE 0.15X0.15M DE PRIMERA, ESTUCADO CON PORCELANA. 		REPELLO + CERNIDO								
		PISO GRANITO GRIS PULIDO DE 0.30X0.30MT	V - 1	1.00	2.00	2.00	2.35	1.00	ALUMINIO MIL FINISH	7 MM
		TORTA DE CONCRETO DE 12CM DE ESPESOR	V - 2	1.00	2.00	1.00	2.00	1.00	ALUMINIO MIL FINISH	7 MM
		AZULEJO ANTIDESLIZANTE	V - 3	1.00	2.00	4.00	1.60	1.00	ALUMINIO MIL FINISH	7 MM
		TIPO DE VENTANA	PLANTILLA DE PUERTAS							
		TIPO DE PUERTA	TIPO	ANCHO	ALTO	UNIDADES	MATERIAL			
		PINTURA DE ACEITE PARA EXTERIOR BEIGE	P - 1	1.00	2.20	2.00	MADERA			
		PINTURA DE AGUA PARA INTERIOR BLANCO HUESO	P - 2	0.75	2.20	5.00	METAL			

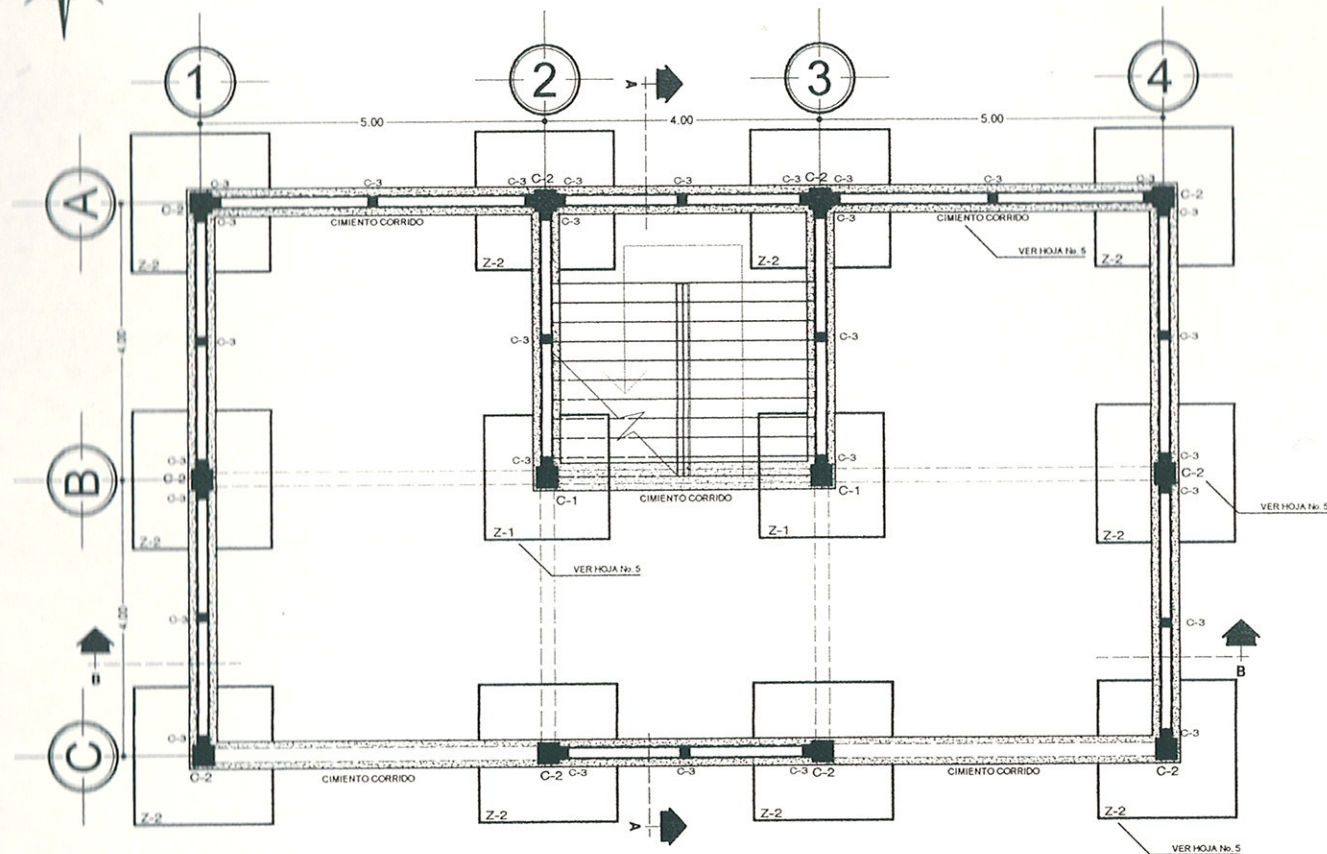


UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE PALO GORDO, SAN MARCOS
PROYECTO: ESTACION DE BOMBEROS MUNICIPALES PARA EL MUNICIPIO DE BOQUIPAS PALO GORDO, SAN MARCOS, GUATEMALA

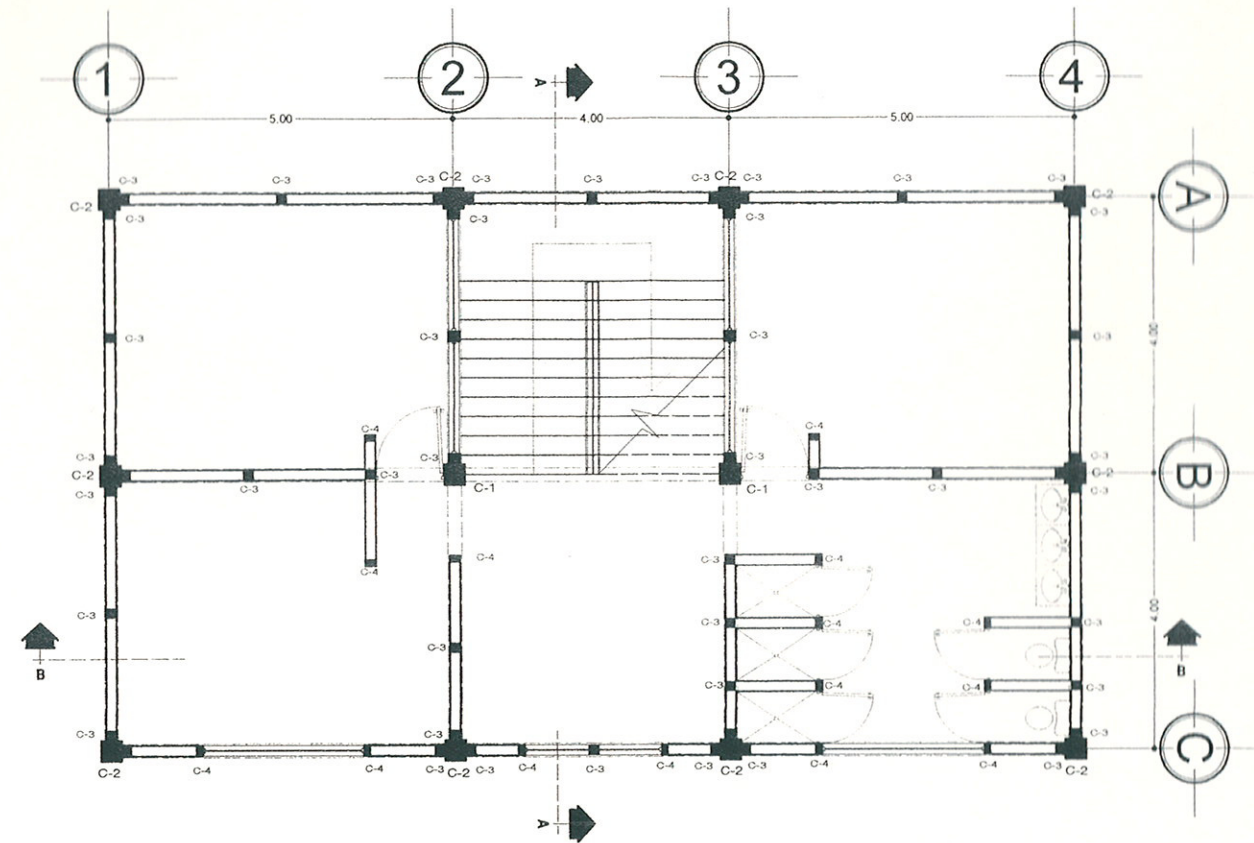
DISEÑO: JUAN LUIS MARTINEZ
CALCULO: JUAN LUIS MARTINEZ
DIBUJO: JUAN LUIS MARTINEZ
ESCALA: INDICADA
FECHA: ABRIL 2010

ESTERIBANTE: JUAN LUIS MARTINEZ DE LUNA
Hoja No. 12
Escuela de Ingenieria y Arquitectura
Instituto Tecnológico de Guatemala



PRIMER NIVEL
PLANTA DE CIMENTACION

ESC: 1:50



SEGUNDO NIVEL
PLANTA DE CIMENTACION

ESC: 1:50

ESPECIFICACIONES

- | | |
|---|---|
| <p>1. MATERIALES</p> <ul style="list-style-type: none"> • $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ • $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ • $f_m = 40 \text{ kg/cm}^2$ <p>2. RECUBRIMIENTOS</p> <ul style="list-style-type: none"> • LOSAS 0.025 • VIGAS 0.025 • COLUMNAS 0.030 • MOCHETAS 0.025 • CIMENTOS 0.075 | <p>3. CARGAS</p> <ul style="list-style-type: none"> • CARGA VIVA TECHO = 200 Kg/M² • CARGA VIVA ENTREPISO = 250 Kg/M² • SOBRE CARGA ENTREPISO = 80 Kg/M² <p>5. TRASLAPES</p> <ul style="list-style-type: none"> • LOS TRASLAPES SERAN DE 0.60 MT |
|---|---|



UNIVERSIDAD SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE PALO GORDO, SAN MARCOS

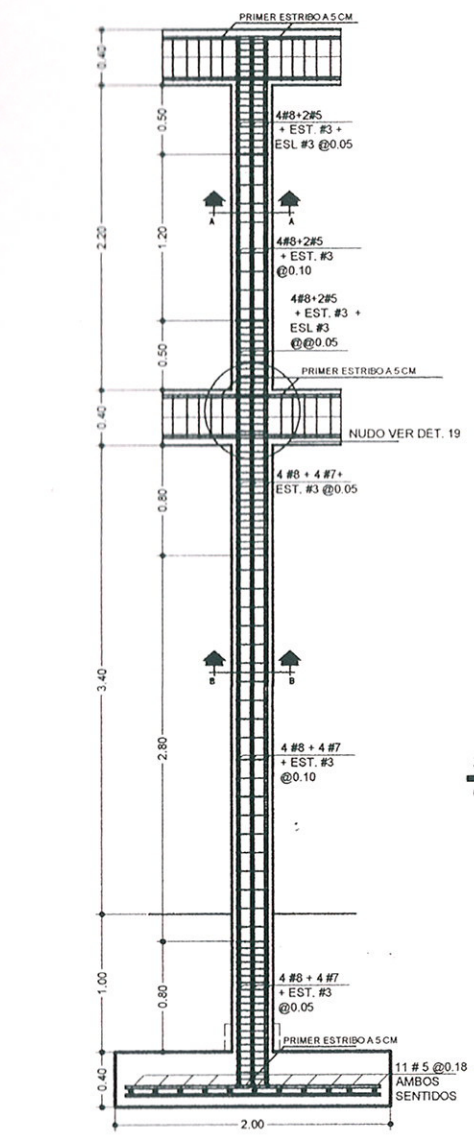
PROYECTO:
ESTACION DE BOMBEROS MUNICIPALES PARA EL MUNICIPIO
DE ESQUIPULAS PALO GORDO, SAN MARCOS, GUATEMALA

CONTENIDO:
PLANTA DE CIMENTACION

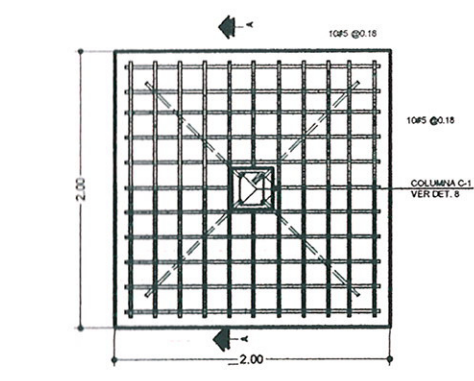
ESTUDIANTE:
JUAN LUIS MARTINEZ LINON

VE.BA. [Signature]
INGENIERO(A) SUPERVISOR(A) DE EJERCICIO PROFESIONAL

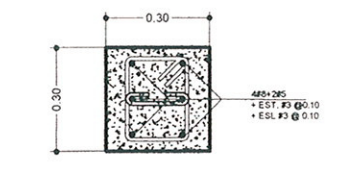
FECHA:
ABRIL 2010



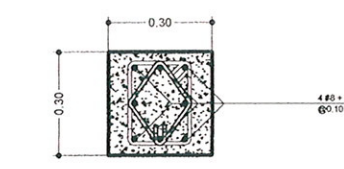
SECCION A-A DET - 8
ARMADO DE COLUMNA C-1 ESC. 1:25



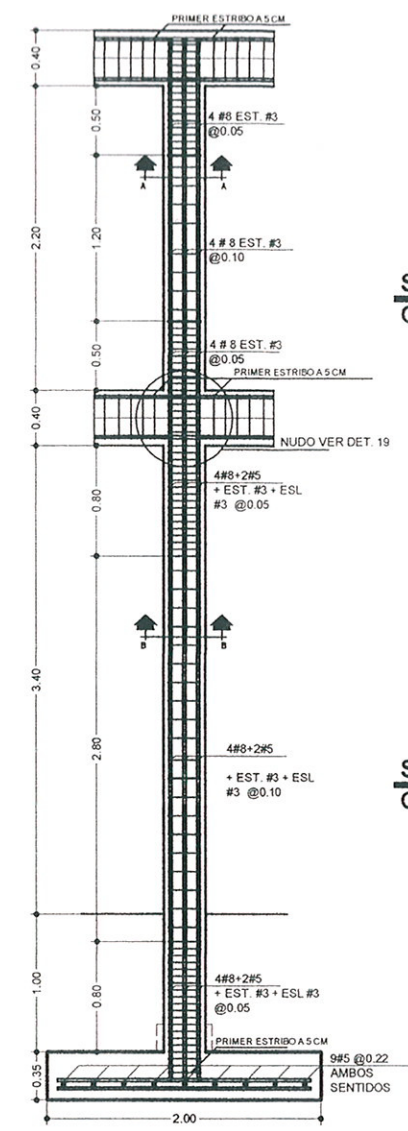
PLANTA DET - 2
ZAPATA TIPO Z-1 ESC. 1:25



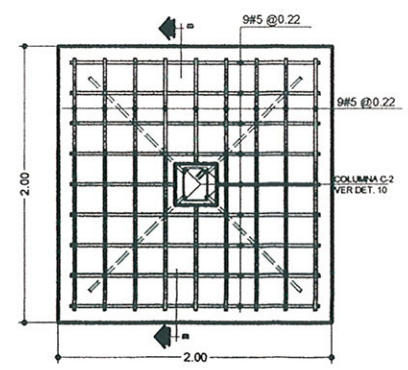
SECCION A-A DET - 7
COLUMNA C-1 ESC. 1:25



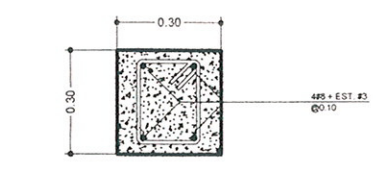
SECCION B-B DET - 7
COLUMNA C-1 ESC. 1:25



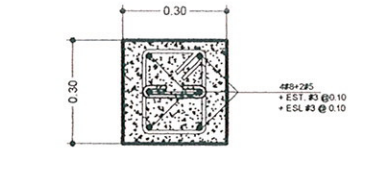
SECCION B-B DET - 10
ARMADO DE COLUMNA C-2 ESC. 1:25



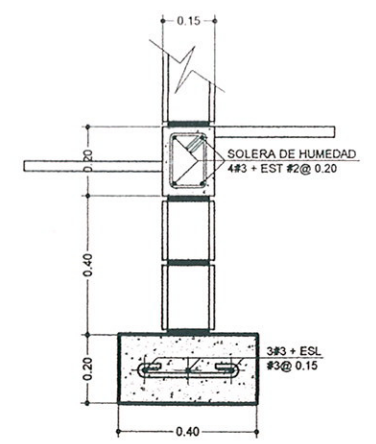
PLANTA DET - 1
ZAPATA TIPO Z-2 ESC. 1:10



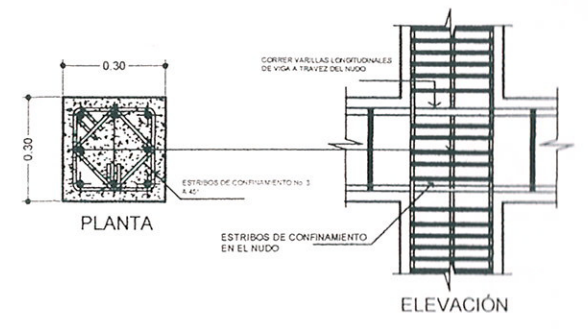
SECCION A-A DET - 9
COLUMNA C-2 ESC. 1:25



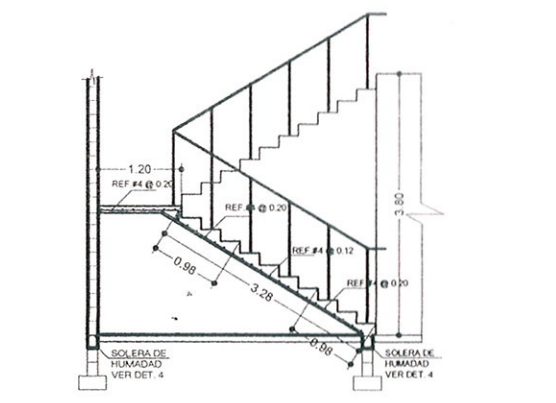
SECCION B-B DET - 9
COLUMNA C-2 ESC. 1:25



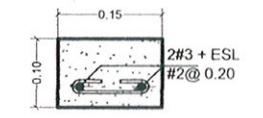
CIMIENTO CORRIDO CC-1 DET - 4
ESC. 1:10



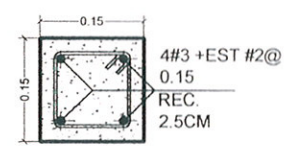
NUDO VIGA COLUMNA DET - 19
ESC. 1:10



GRADAS PRINCIPALES DET - 5
DETALLE ESC. 1:50

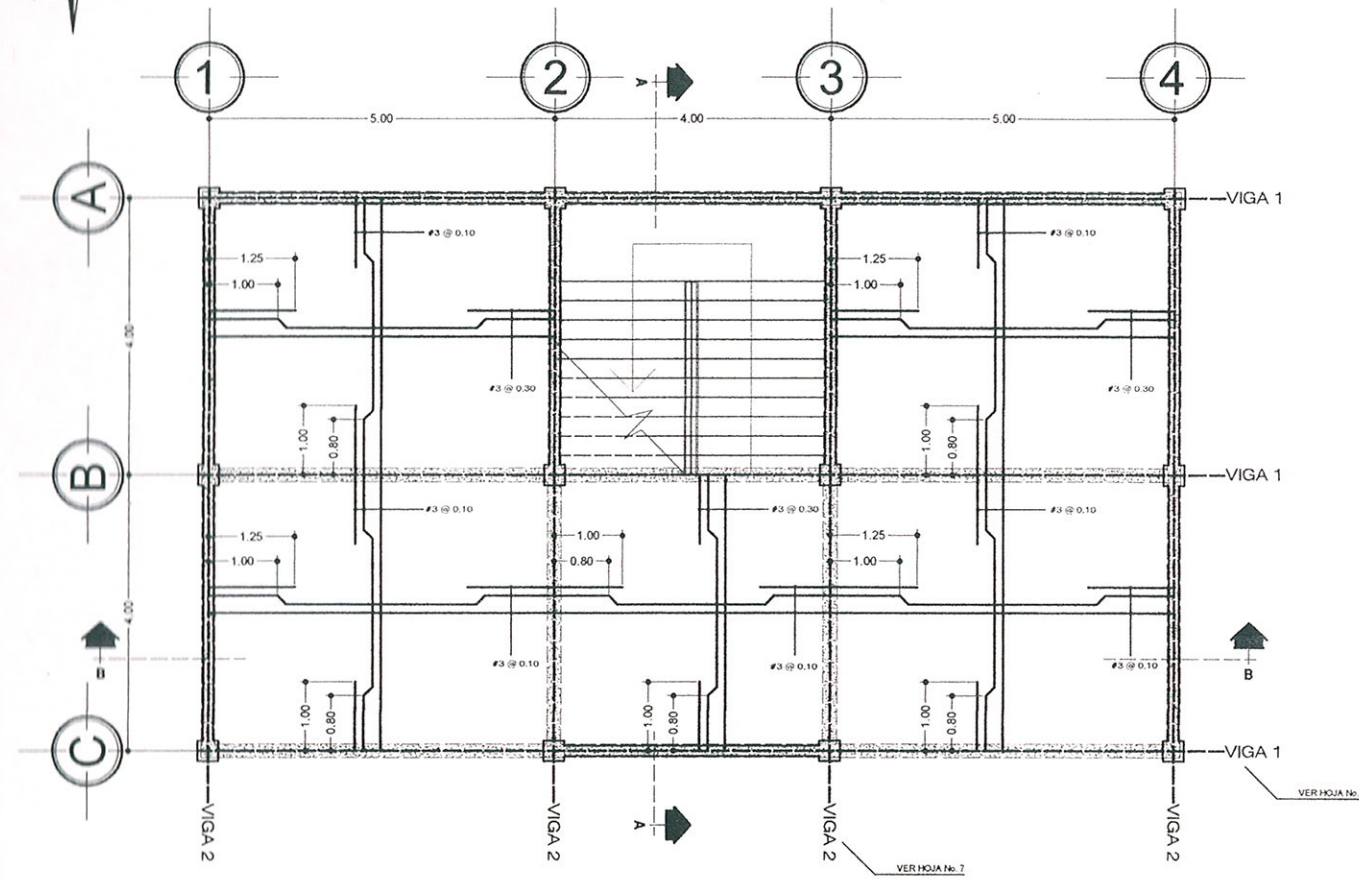


PLANTA DET - 6
COLUMNA TIPO C-4 ESC. 1:5

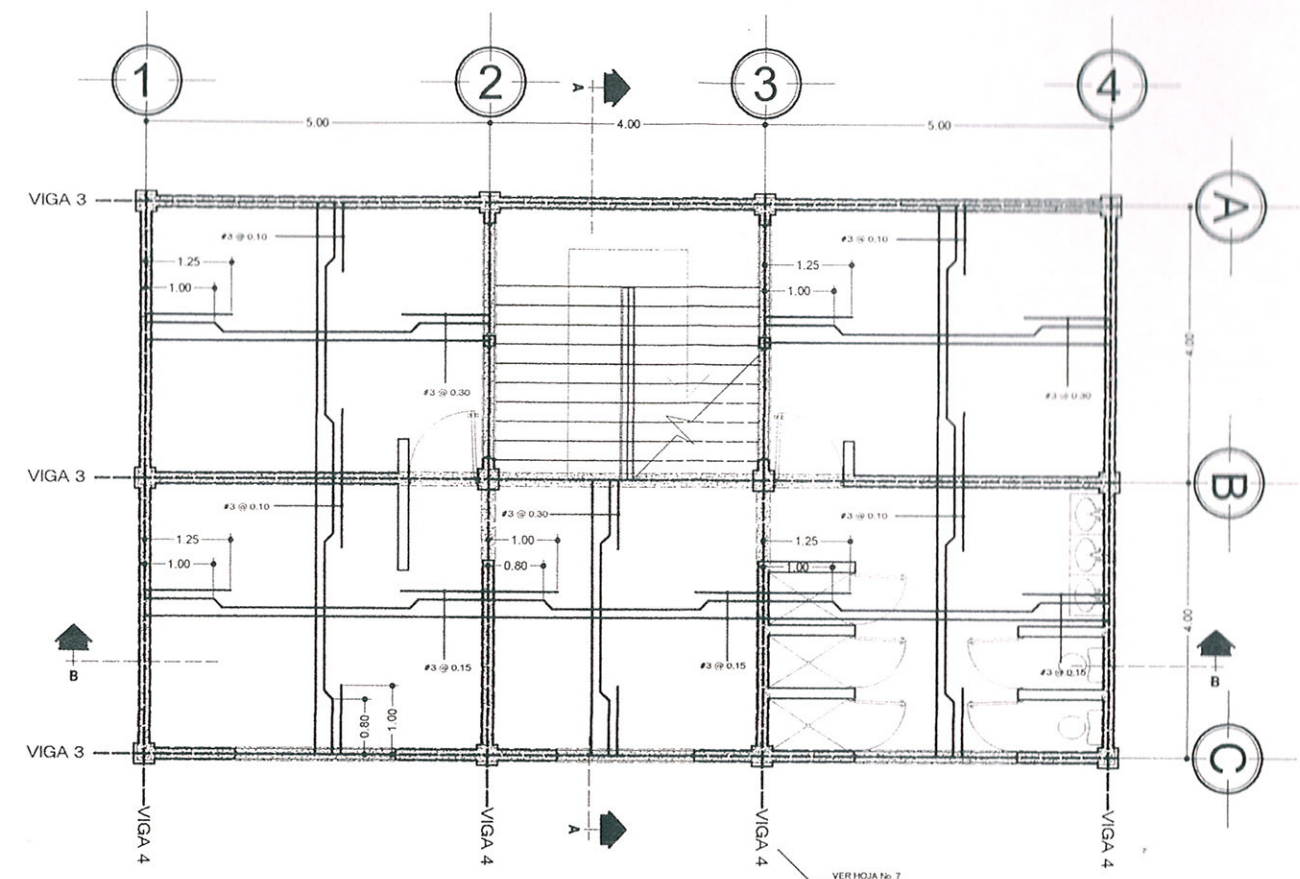


PLANTA DET - 3
COLUMNA TIPO C-3 ESC. 1:5

	UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE PALO GORDO, SAN MARCOS PROYECTO: ESTACION DE BOMBEROS MUNICIPALES PARA EL MUNICIPIO DE EQUIPULAS PALO GORDO, SAN MARCOS.	
CONTENIDO: DETALLES ESTRUCTURALES		ESTUDIANTE: JUAN LUIS MARTINEZ DE LEON No.Bo. 200417450 HOJA 12
DISEÑO: JUAN LUIS MARTINEZ CALCULO: JUAN LUIS MARTINEZ DIBUJO: JUAN LUIS MARTINEZ ESCALA: INDICADA FECHA: ABRIL 2010		



PRIMER NIVEL
PLANTA DE LOSAS



SEGUNDO NIVEL
PLANTA DE LOSAS

ESPECIFICACIONES

- | | |
|---|--|
| <p>1. MATERIALES</p> <ul style="list-style-type: none"> * $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ * $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ * $f_m = 40 \text{ kg/cm}^2$ <p>2. RECUBRIMIENTOS</p> <ul style="list-style-type: none"> * LOSAS 0.025 * VIGAS 0.025 * COLUMNAS 0.030 * MOCHETAS 0.025 * CIMENTOS 0.075 | <p>3. CARGAS</p> <ul style="list-style-type: none"> * CARGA VIVA TECHO = 200 Kg/M² * CARGA VIVA ENTREPISO = 250 Kg/M² * SOBRECARGA ENTREPISO = 80 Kg/M² <p>5. TRASLAPES</p> <ul style="list-style-type: none"> * LOS TRASLAPES SERAN DE 0.60 MT |
|---|--|



UNIVERSIDAD SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE PALO GORDO, SAN MARCOS

PROYECTO:
ESTACION DE BOMBEROS MUNICIPALES PARA EL MUNICIPIO
DE ESCUPULAS PALO GORDO, SAN MARCOS

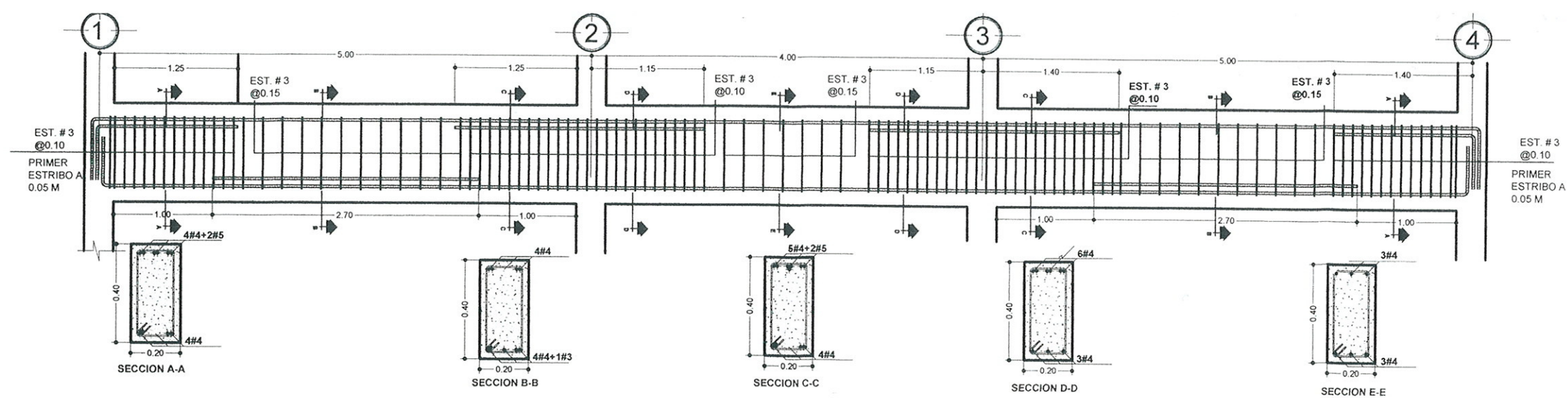
CONTENIDO:
PLANTA DE LOSAS

ESTUDIANTE:
JUAN LUIS MARTINEZ DE LEON

Vo.Bo. [Signature] HOJA 12

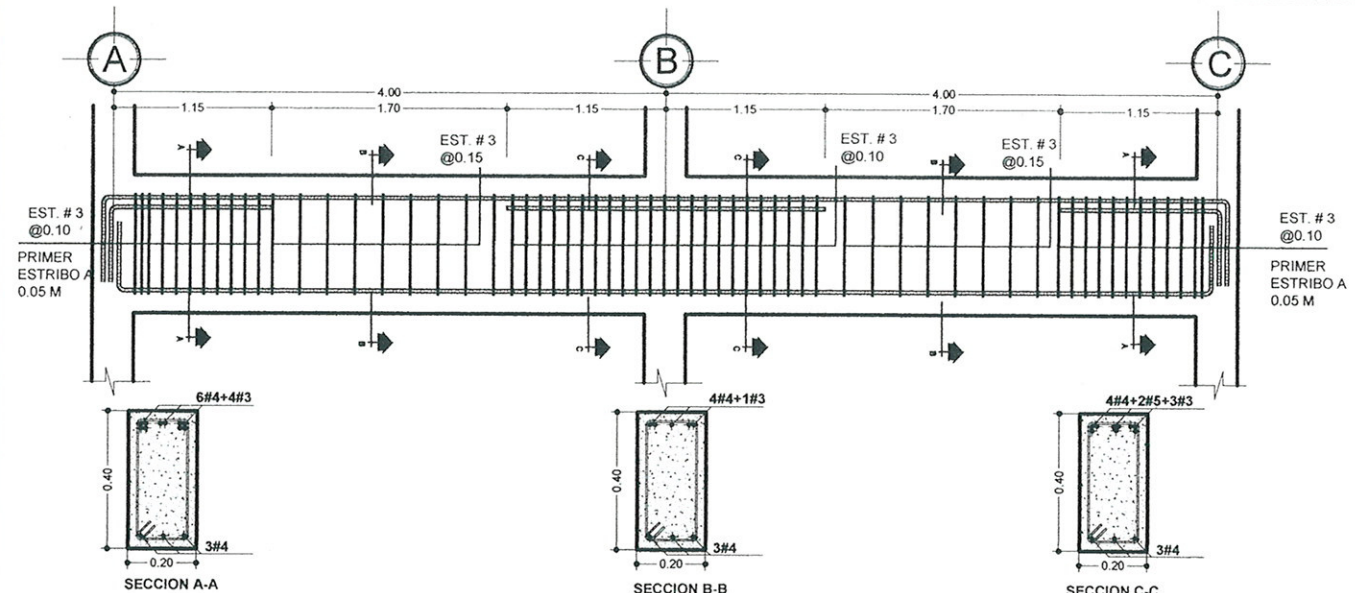
DISENO:
JUAN LUIS MARTINEZ
CALCULO:
JUAN LUIS MARTINEZ
DIBUJO:
JUAN LUIS MARTINEZ
ESCALA:
INDICADA
FECHA:
ABRIL 2010

Supervisor de la Práctica de Ingeniería
[Signature]
Facultad de Ingeniería



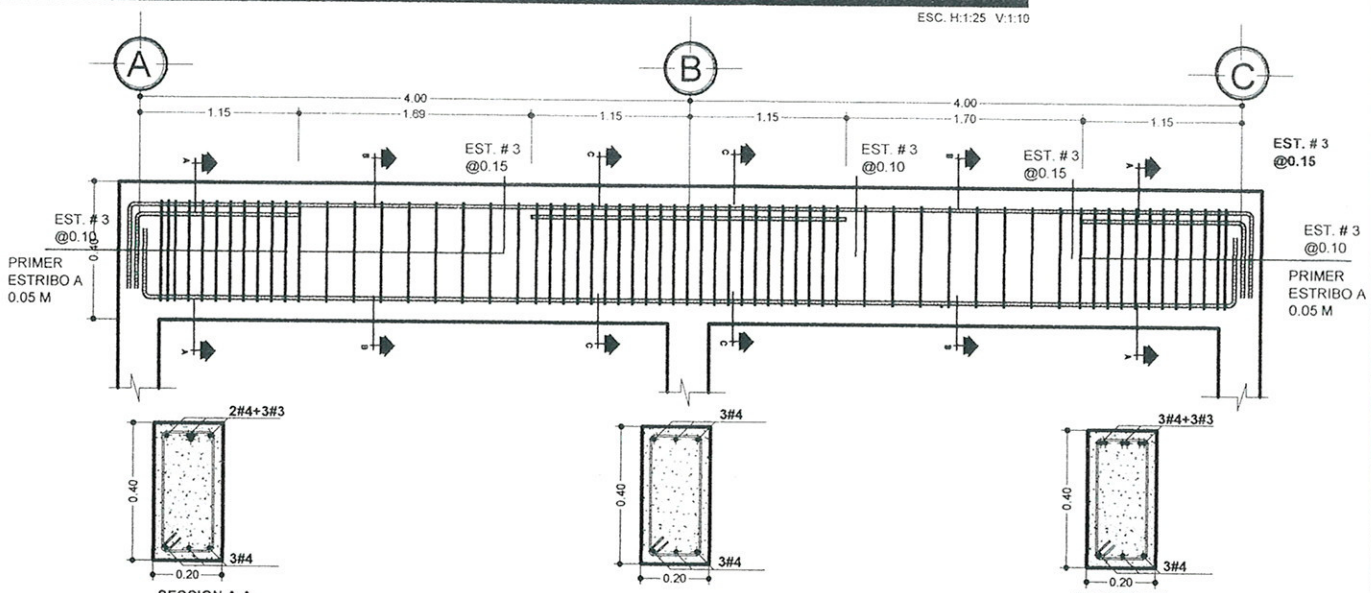
VIGA 1

DET - 14
ESC. H:1:25 V:1:10



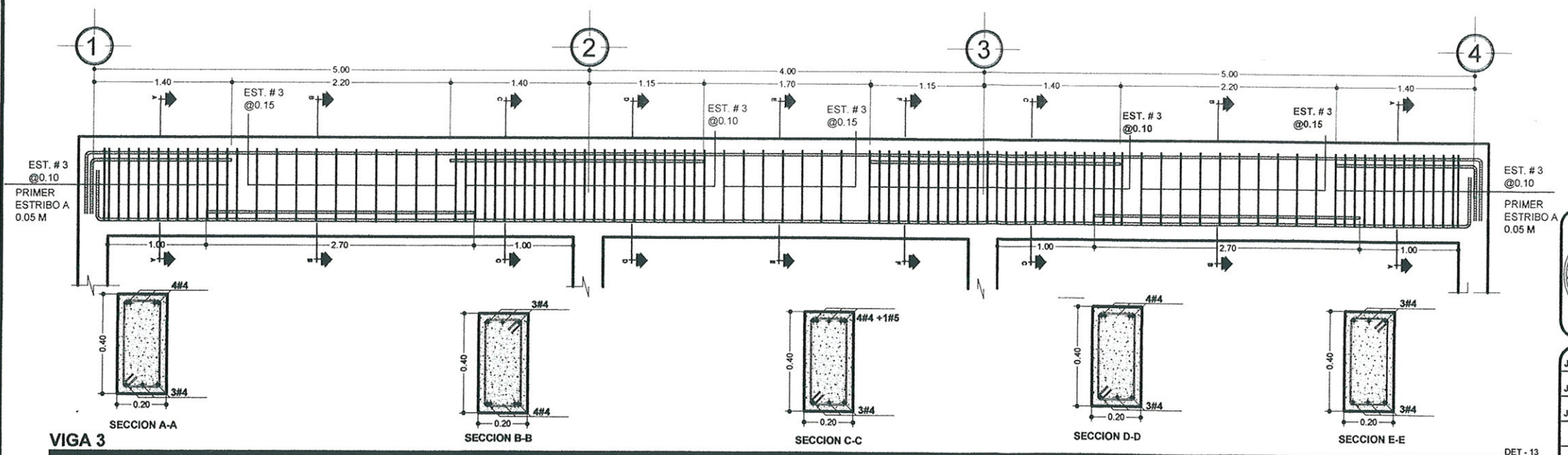
VIGA 2

DET - 12
ESC. H:1:25 V:1:10



VIGA 4

DET - 11
ESC. H:1:25 V:1:10



VIGA 3

DET - 13
ESC. H:1:25 V:1:10



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE PALO GORDO, SAN MARCOS, Guatemala

PROYECTO: ESTACION DE BOMBEROS MUNICIPALES PARA EL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO, SAN MARCOS, SAN MARCOS, GUATEMALA

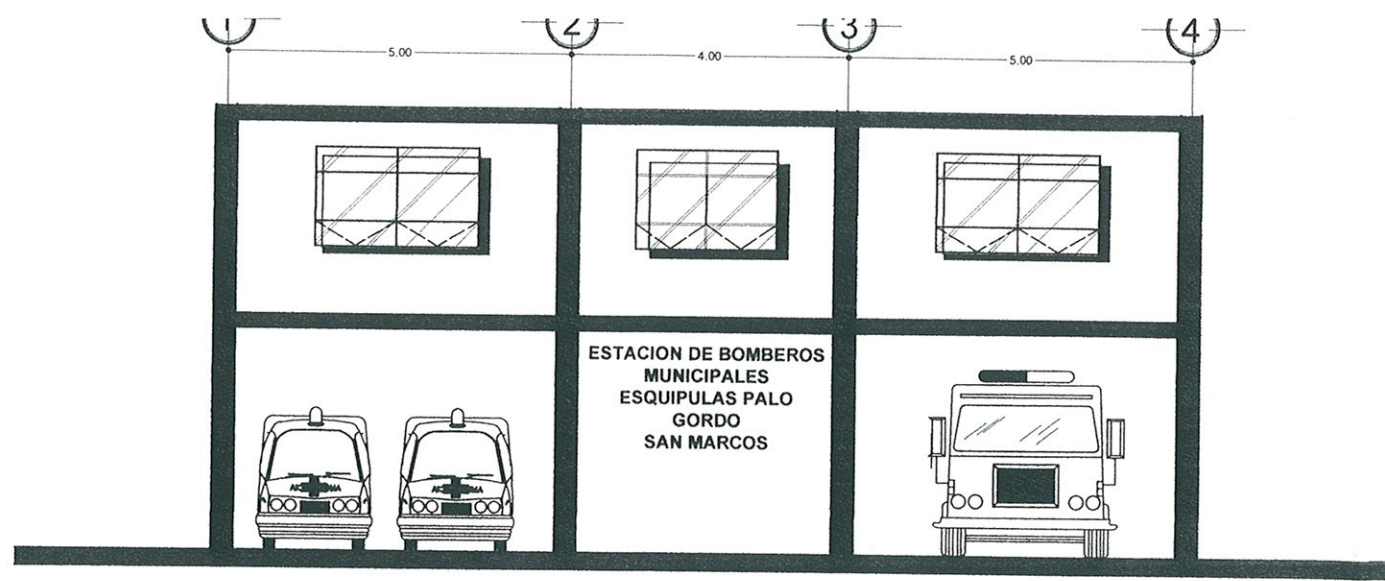
CONTENIDO: DETALLES DE VIGAS

ESTUDIANTE: JUAN LUIS MARTINEZ DE LEON CARNET: 2002-17850

Vo.Bo. [Signature]

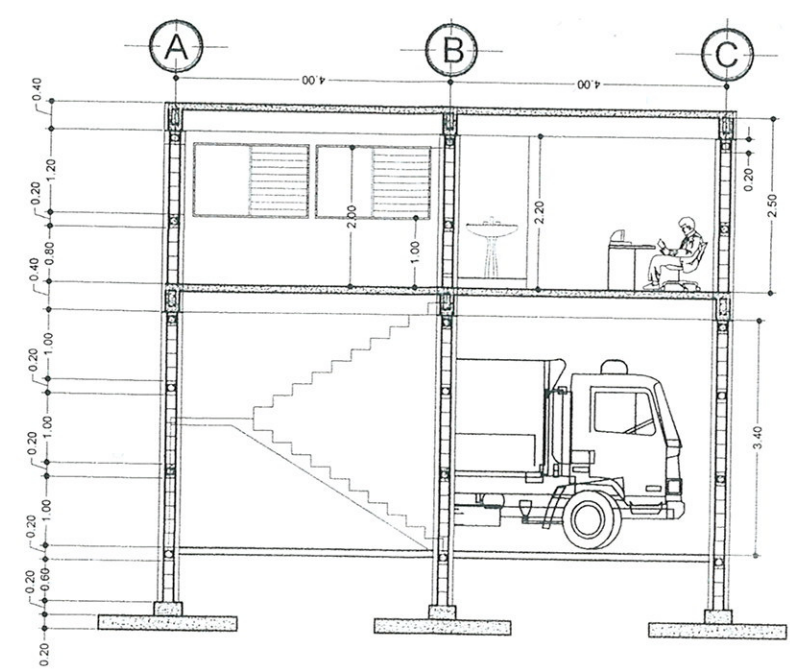
FECHA: ABRIL 2010

DR. HENRY CORDON ALCALDE MUNICIPAL



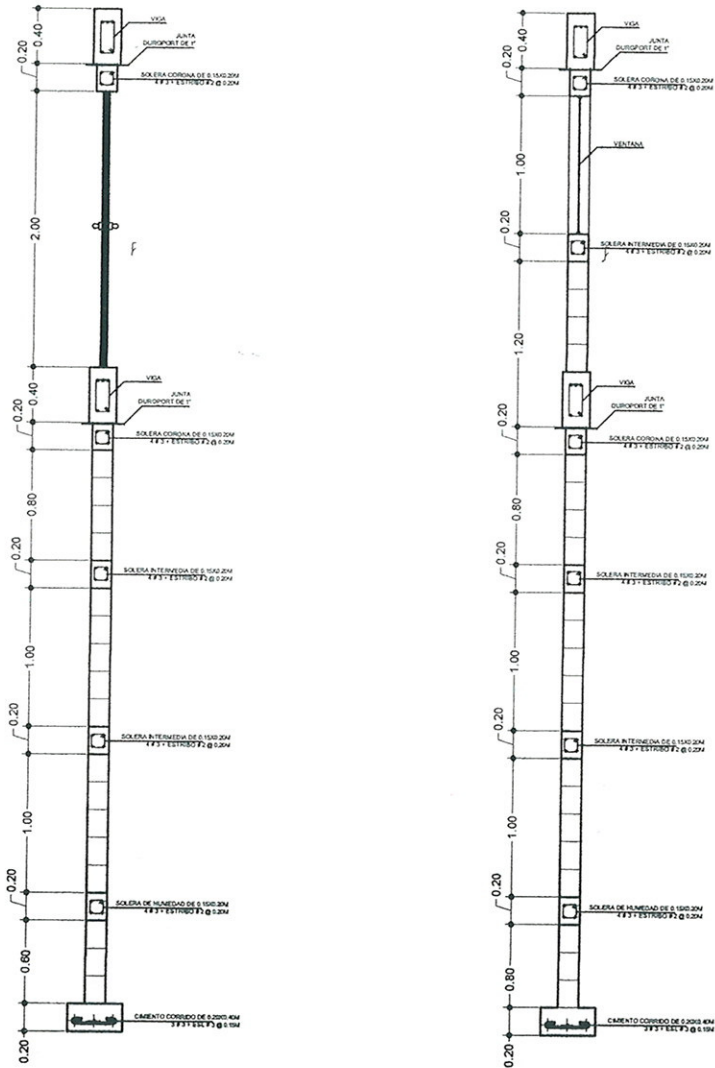
FACHADA FRONTAL

DET - 15
ESC. 1:50



SECCION A - A

DET - 17
ESC. 1:50

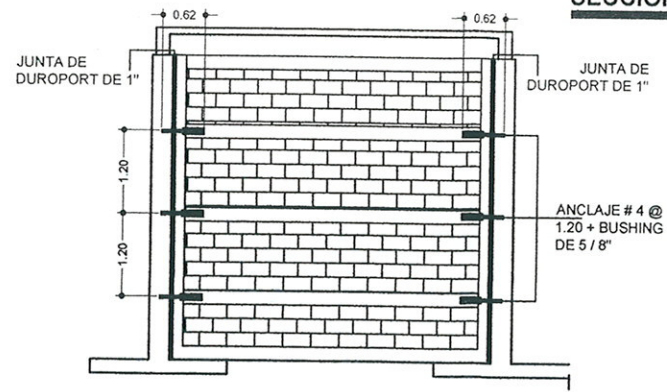


CORTE DE MURO + PUERTA

DET - 7
ESC. 1:25

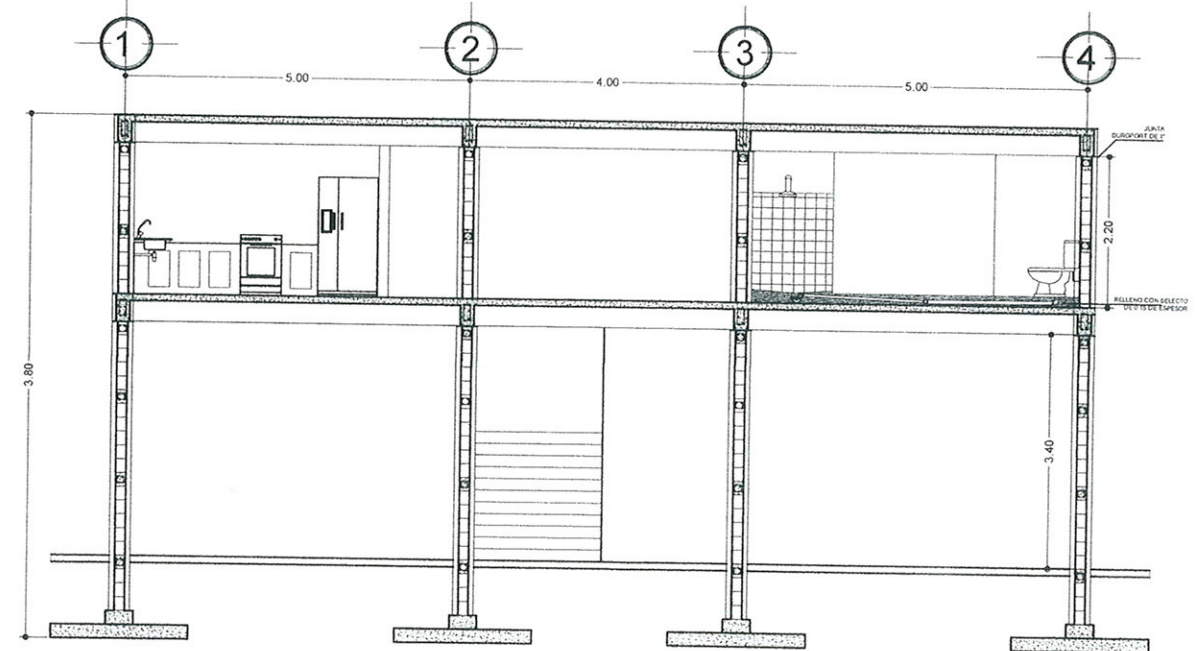
CORTE DE MURO + VENTANA

DET - 7
ESC. 1:25



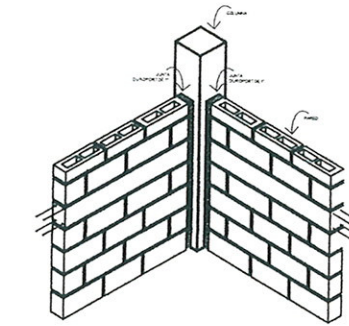
DETALLE DE ANCLAJE DE MURO A MARCO DUCTIL

DET - 18
ESC. SE



SECCION B - B

DET - 16
ESC. 1:50



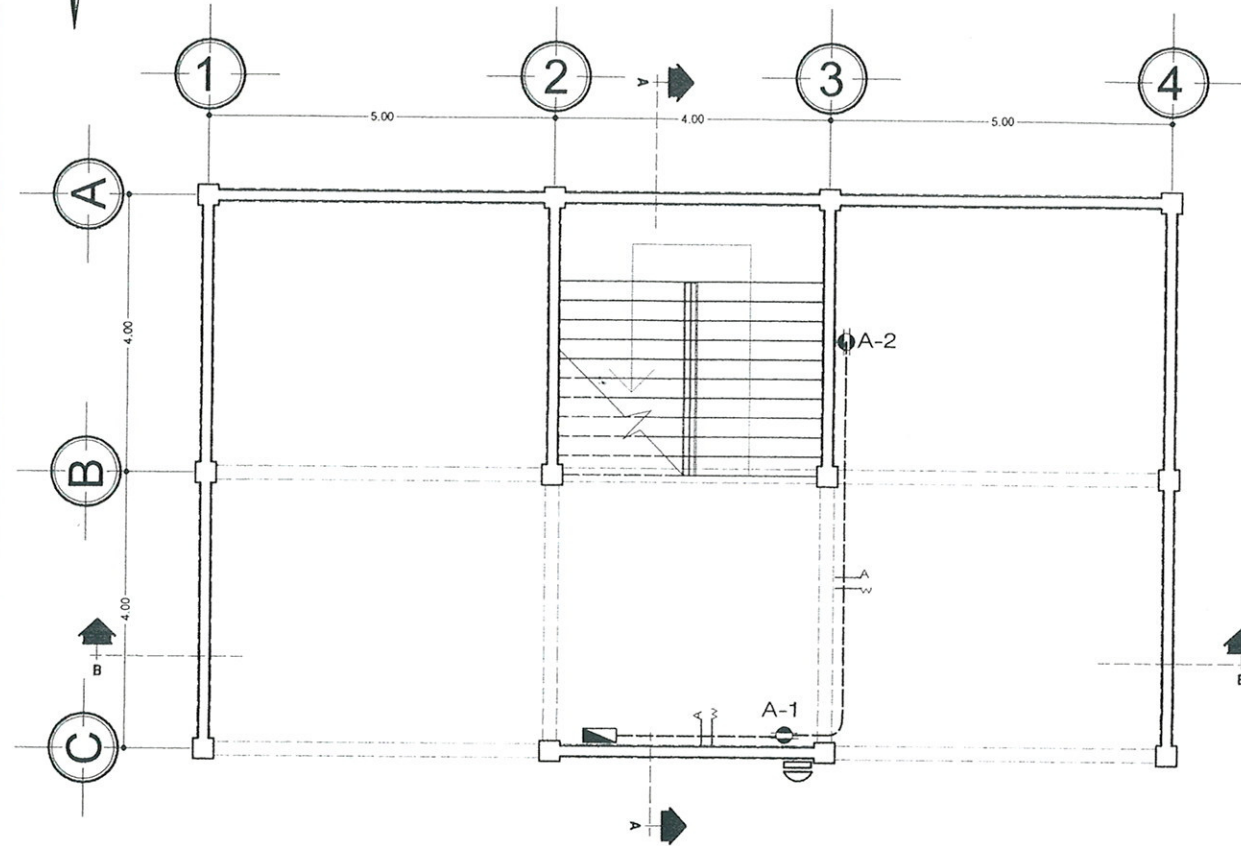
DETALLE JUNTA DE CONSTRUCCION

DET - 18
ESC. SE



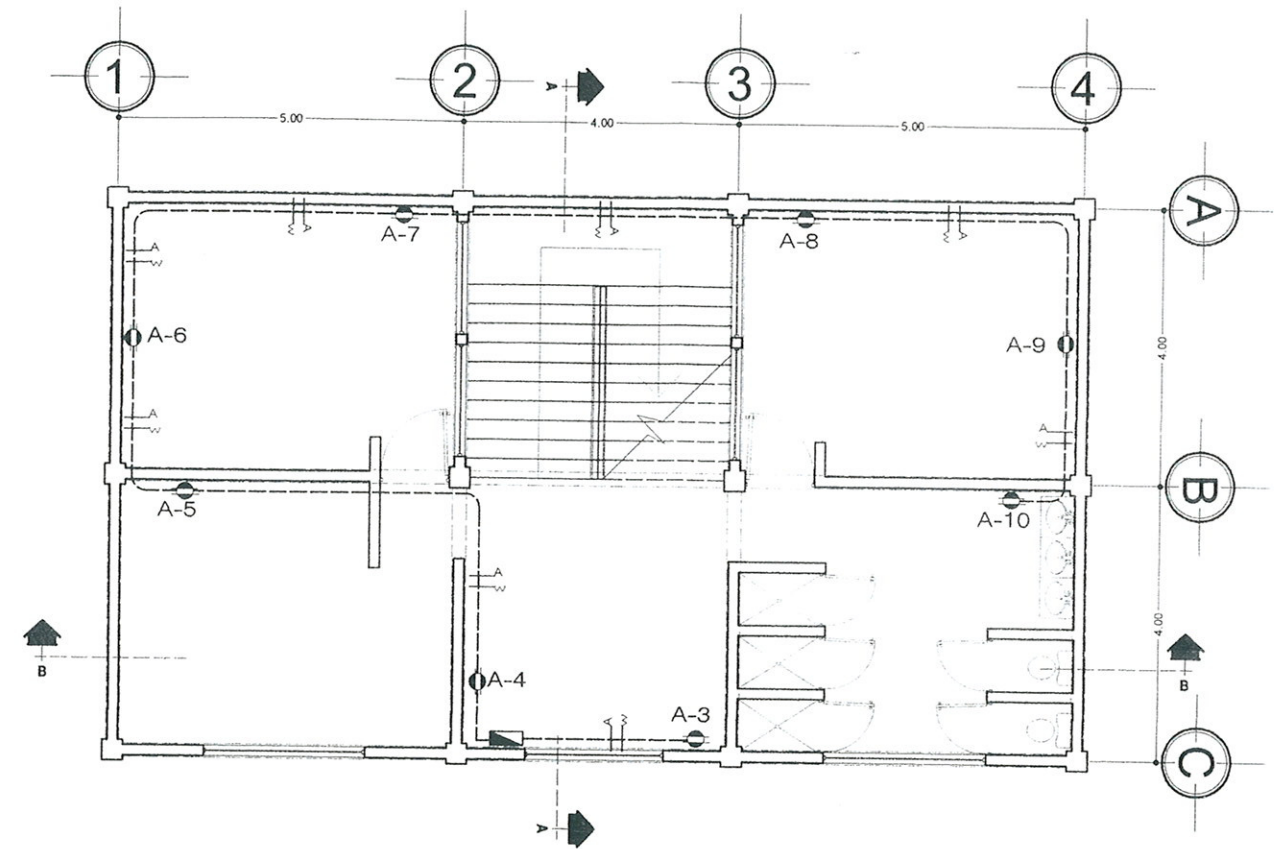
DISEÑO:
JUAN LUIS MARTINEZ
CALCULO:
JUAN LUIS MARTINEZ
DIBUJO:
JUAN LUIS MARTINEZ
ESCALA:
INDICADA
FECHA:
ABRIL 2010

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
MUNICIPALIDAD DE PALO GORDO, SAN MARCOS	
PROYECTO: ESTACION DE BOMBEROS MUNICIPALES PARA EL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO, SAN MARCOS.	
CONTENIDO: CORTES Y FICHAS	ESTUDIANTE: JUAN LUIS MARTINEZ DE JEC No. de Identificación: 2002-17850
DISEÑO: JUAN LUIS MARTINEZ	FECHA: ABRIL 2010
ESCALA: INDICADA	HOJA: 8 DE 8



PRIMER NIVEL
PLANTA DE FUERZA

ESC: 1:50



SEGUNDO NIVEL
PLANTA DE FUERZA

ESC: 1:50

ESPECIFICACIONES	SIMBOLOGIA
<ul style="list-style-type: none"> • LOS TOMACORRIENTES SERAN DOBLES CON ENTRADA DE TIERRA A 0.40MT SNP Y EN BAÑOS, COCINA Y PATIOS IRAN A UNA ALTURA DE 1.40MTS. Y SU PLACA CON SU LADO MAYOR EN POSICION HORIZONTAL. • EL DIAMETRO DE LA TUBERIA SERA DE 3" TIPO DUCTON. • EL CALIBRE DE LOS CONDUCTORES SERA #10 AWG CON FORRO TERMOPLASTICO TW PARA CONDUCTORES ACTIVOS Y NEUTROS Y #14 PARA RETORNOS. • LOS FLUP-ON A UTILIZAR SERAN DE 2X75 A. • LA ACOMETIDA SERA DE No. 6 THN 	<ul style="list-style-type: none"> ■ TABLERO DE DISTRIBUCION DE 12 POLOS ⊖ CONTADOR ELECTRICO ⊕ TOMACORRIENTE DOBLE DE 110V EN PARED — TUBERIA EN PISO Y PARED † CONDUCTOR POSITIVO #10AWG † RETORNO # 14 ⊥ CONDUCTOR NEUTRO # 12 AWG ⊕ TOMACORRIENTE 220VOLT.



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE PALO GORDO, SAN MARCOS

PROYECTO: ESTACION DE BOMBEROS MUNICIPALES PARA EL MUNICIPIO DE ESQUIRULAS PALO GORDO, SAN MARCOS.

CONTENIDO: PLANTA DE FUERZA

ESTUDIANTE: JUAN LUIS MARTINEZ DE LEON, CARNET: 2802-31950

Vo.Bo. [Signature]

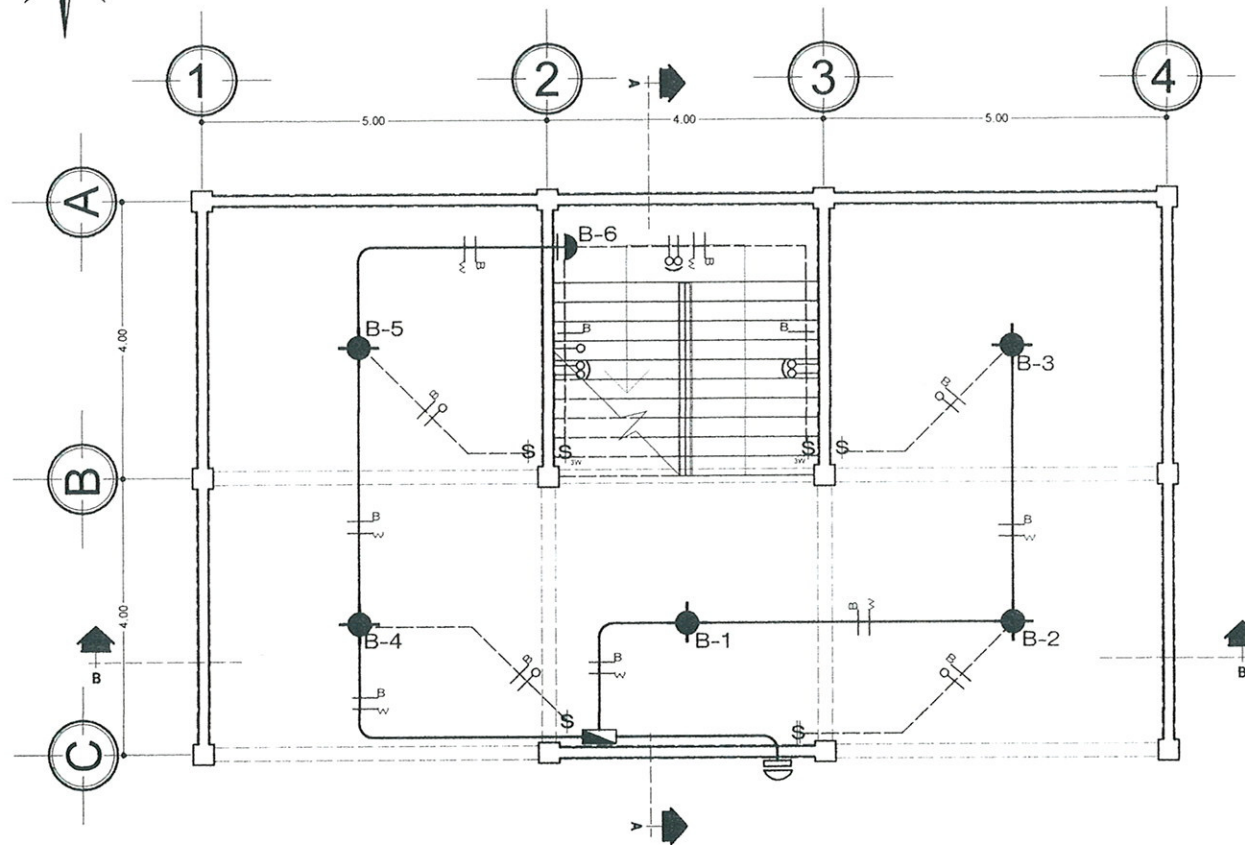
FECHA: ABRIL 2010

ING. LUIS G. ALFARO ASESOR

LIC. HENRY CORDON ALCALDE MUNICIPAL

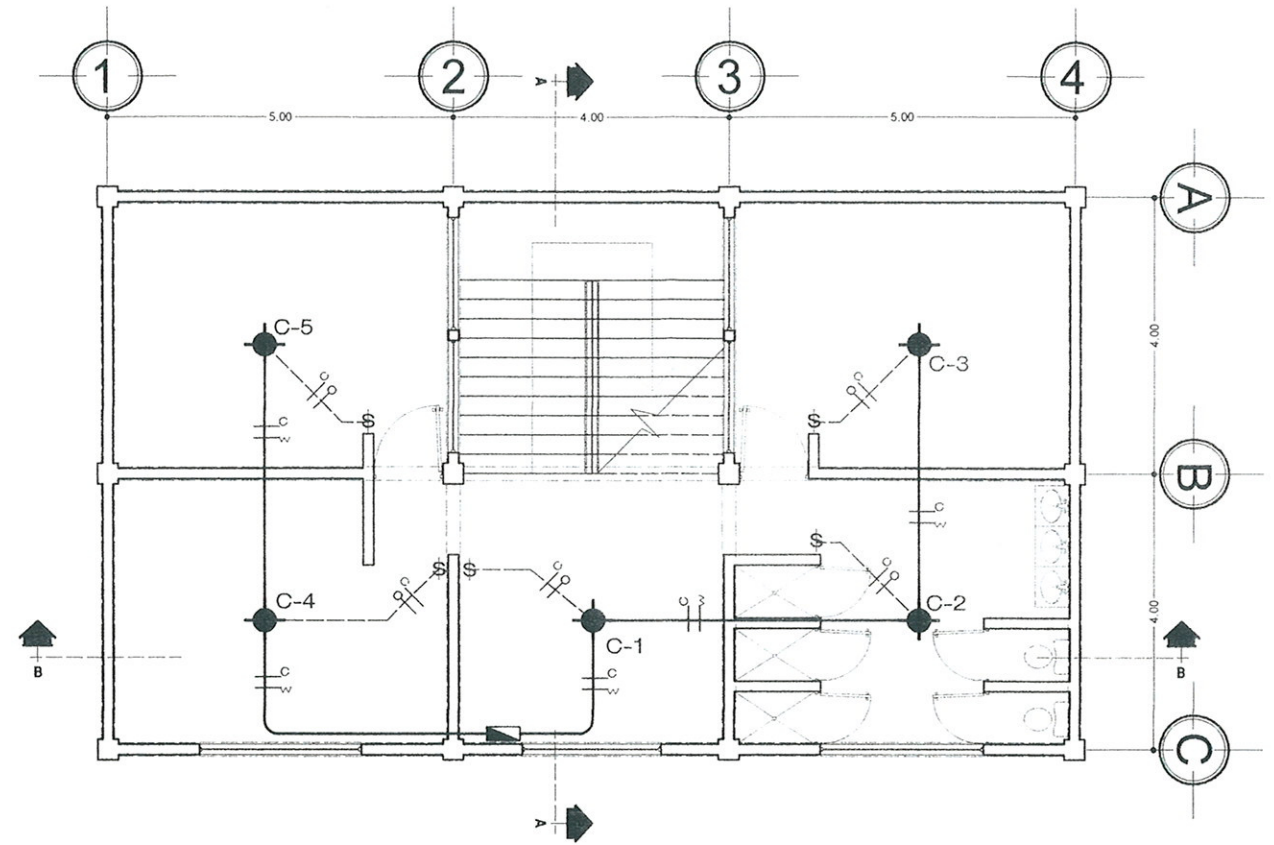
HOJA 9

12



PRIMER NIVEL
PLANTA DE ILUMINACION

ESC: 1:50



SEGUNDO NIVEL
PLANTA DE ILUMINACION

ESC: 1:50

ESPECIFICACIONES	SIMBOLOGIA			
<ul style="list-style-type: none"> TODA LA TUBERIA SERA TIPO POLIDUCTO DE 1/2" PARA 2 O 3 CABLES Y DE 3/4" PARA 4 O 5 CABLES. EL CALIBRE DE LOS CONDUCTORES SERA #12AWG CON FORRO TERMOPLASTICO TW PARA CONDUCTORES ACTIVOS Y NEUTROS Y #14 PARA RETORNOS. LOS FLIP-ON A UTILIZAR SERAN DE 15amp. 		TABLERO DE DISTRIBUCION DE 12 POLOS		CONDUCTOR NEUTRO # 12 AWG
		CONTADOR ELECTRICO		LAMPARA DE PARED
		LAMPARA EN CIELO (PLAFONERA)		INTERRUPTOR THREE WAY
		INTERRUPTOR SIMPLE. altura=1.5m		IDENTIFICACION DEL CIRCUITO
		INTERRUPTOR DOBLE. altura=1.5m		CONDUCTOR PUENTE THREE WAY
		TUBERIA EN CIELO		
		TUBERIA EN CIELO Y PARED		
		CONDUCTOR POSITIVO #12AWG		
		RETORNO # 14		



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE PALO GORDO, SAN MARCOS

PROYECTO: ESTACION DE BOMBEROS MUNICIPALES PARA EL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO, SAN MARCOS

CONTENIDO: PLANTA DE ILUMINACION

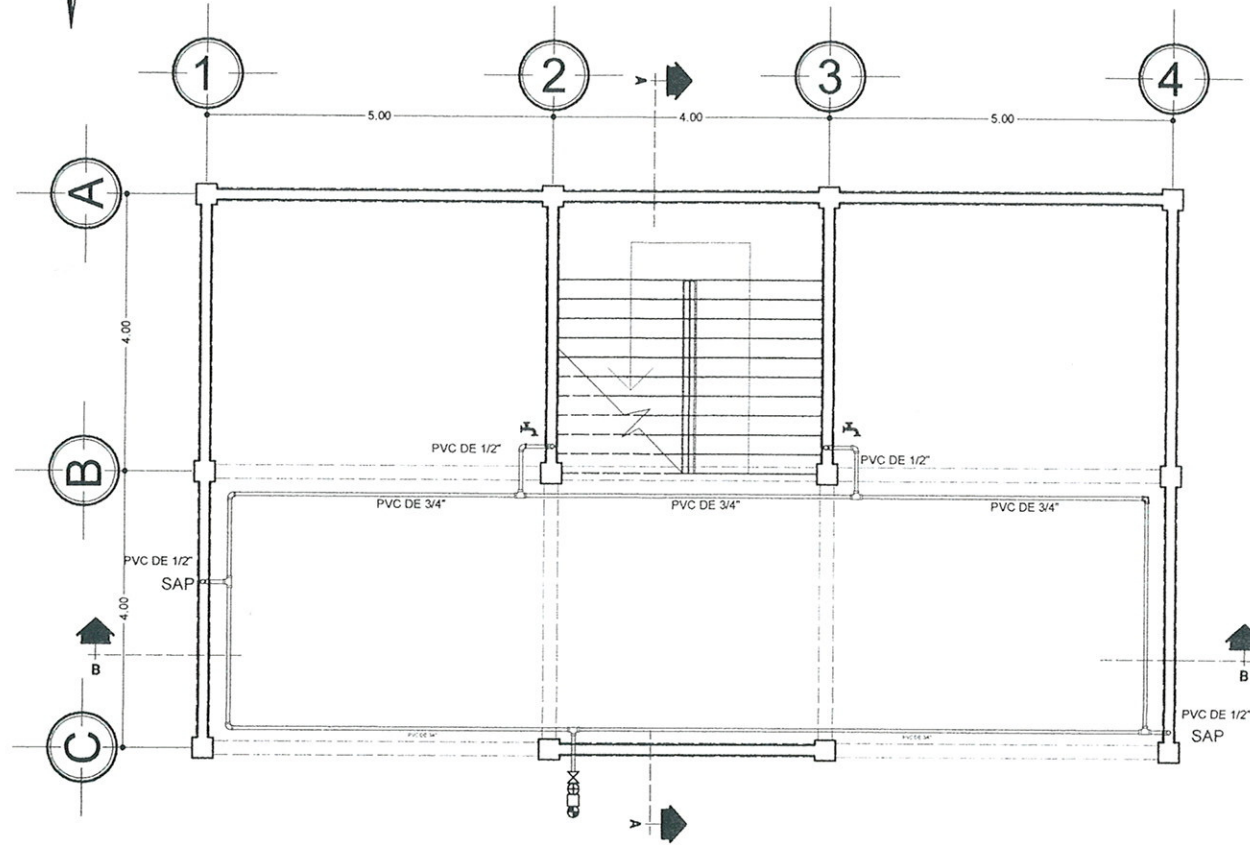
DISEÑO: JUAN LUIS MARTINEZ
CALCULO: JUAN LUIS MARTINEZ
DIBUJO: JUAN LUIS MARTINEZ
ESCALA: INDICADA
FECHA: ABRIL 2010

ESTUDIANTE: JUAN LUIS MARTINEZ DE LEON
CARNET: 2002-17850
Vo.Bo. [Signature]

ING. LUIS ALFARO ASESOR

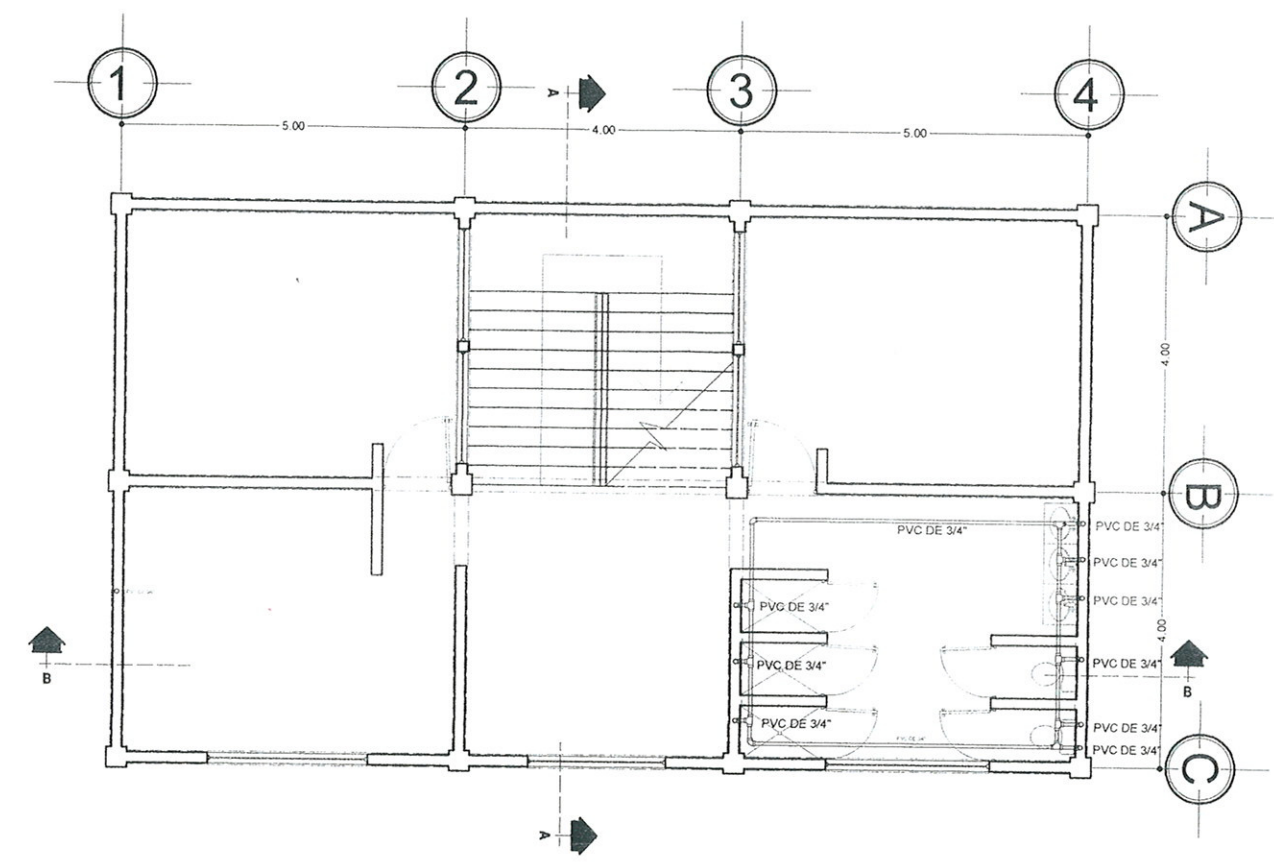
10

12



PRIMER NIVEL
PLANTA DE AGUA POTABLE

ESC: 1:50



SEGUNDO NIVEL
PLANTA DE AGUA POTABLE

ESC: 1:50

ESPECIFICACIONES	SIMBOLOGIA			
<ul style="list-style-type: none"> EL CIRCUITO DE AGUA POTABLE SERA CERRADO DE TUBO PVC DE 3/4" Y LA ACOMETIDA A LOS ARTEFACTOS SERA DE TUBO PVC DE 1/2" 		TEE PVC DE 3/4" A 90°		CHORRO
		CODO PVC DE 3/4" A 90°		SUBIDA DE AGUA POTABLE
		CODO EN PLANTA PVC DE 3/4" A 90°		
		TUBERIA PVC DE 3/4"		
		TUBERIA PVC DE 3/4"		
		CHEQUE		
		LLAVE DE PASO		
		CONTADOR		
	LLAVE DE COMPUERTA			

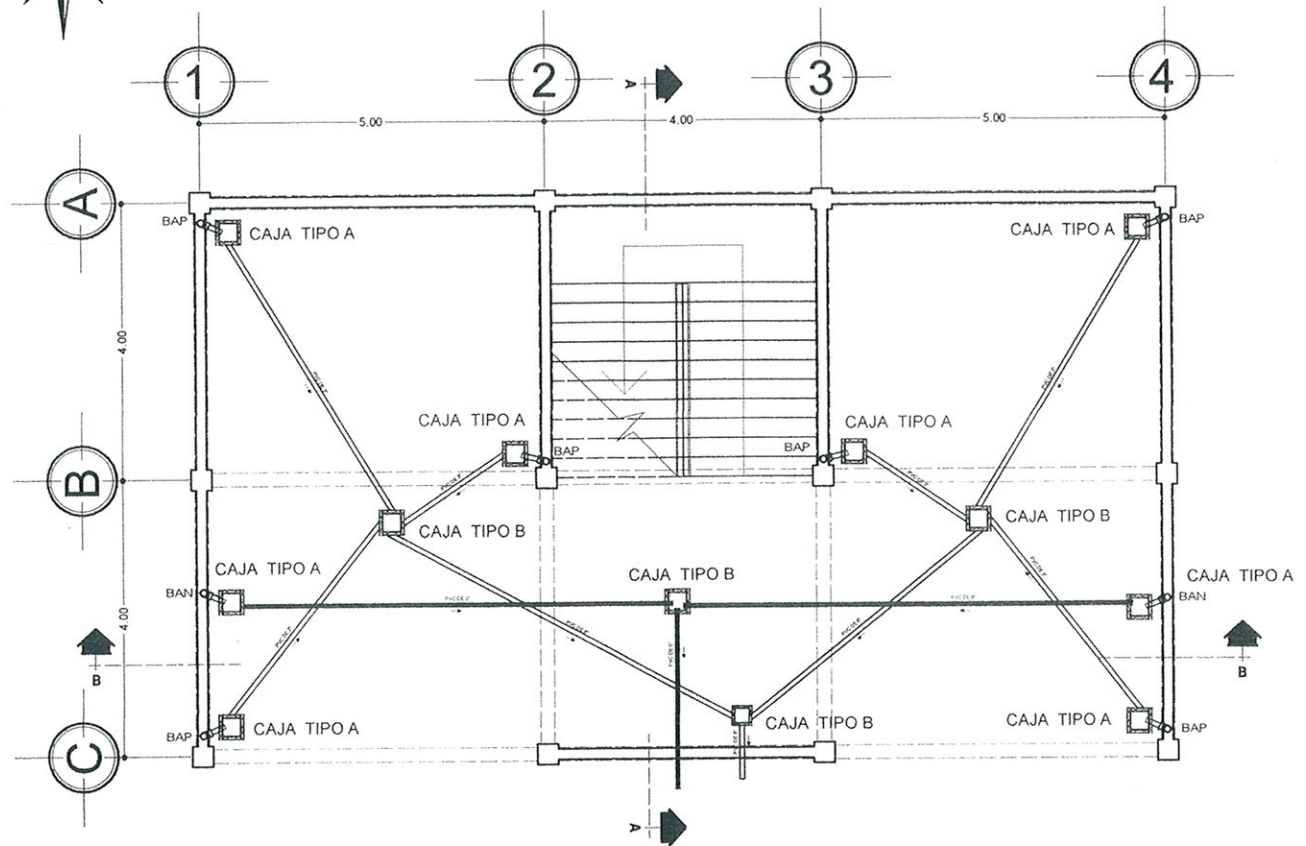


UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

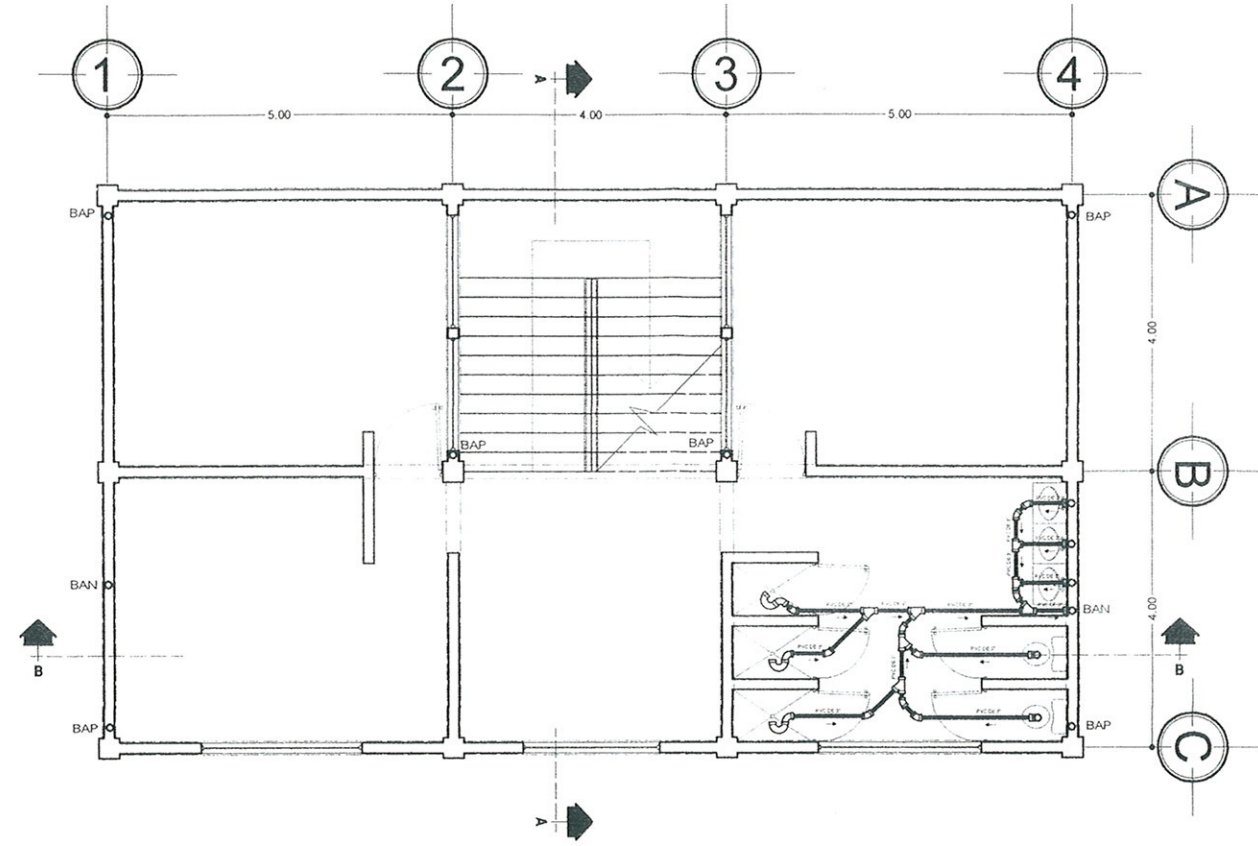
MUNICIPALIDAD DE PALO GORDO, SAN MARCOS
PROYECTO: ESTACION DE BOMBEROS MUNICIPALES PARA EL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO, SAN MARCOS

DISEÑO: JUAN LUIS MARTINEZ
CALCULO: JUAN LUIS MARTINEZ
DIBUJO: JUAN LUIS MARTINEZ
ESCALA: INDICADA
FECHA: ABRIL 2010

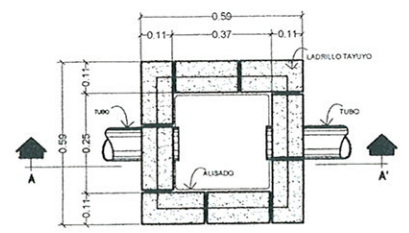
CONTENIDO: PLANTA DE AGUA POTABLE
ESTUDIANTE: JUAN LUIS MARTINEZ DE LEON
CARNET: 2302-17850
Vo.Bo. [Signature]
LIC. [Signature]
11



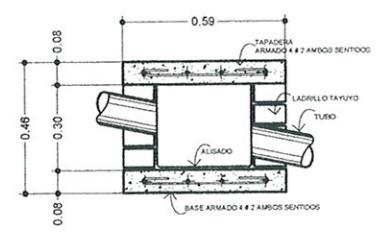
PRIMER NIVEL
PLANTA DE DRENAJES
ESC: 1:50



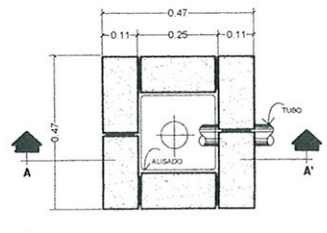
SEGUNDO NIVEL
PLANTA DE DRENAJES
ESC: 1:50



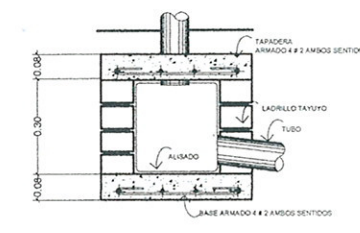
PLANTA DET - 20
CAJA UNION TIPO B
ESC. 1:5



SECCION A-A DET - 21
CAJA UNION TIPO B
ESC. 1:5



PLANTA DET - 22
CAJA TIPO A
ESC. 1:5



SECCION A-A DET - 23
CAJA TIPO A
ESC. 1:5

ESPECIFICACIONES		SIMBOLOGIA			
<ul style="list-style-type: none"> • LOS PISOS DE LOS GARAGES DEBERAN CONTAR CON PENDIENTE DEL 1.5% • LOS PISOS DE LOS SERVICIOS DEBERAN TENER UNA PENDIENTE DE 1.5% 		SIFON TERMINAL		CAJA TIPO A	
		CODO PVC 90° DE 3"		BAP	BAJADA DE AGUA PLUVIAL
		TEE YEE PVC 90° DE 3"		BAN	BAJADA DE AGUAS NEGRAS
		CODO PVC 90° DE 3" PLANTA			
		TUBERIA PVC DE 3" AGUAS NEGRAS			
		TUBERIA PVC DE 3" AGUAS PLUVIALES			
		DIRECCION DE PENDIENTE			
		CAJA UNION TIPO B PARA AGUAS NEGRAS Y PLUVIALES			

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE PALO GORDO, SAN MARCOS

PROYECTO: ESTACION DE BOMBEROS MUNICIPALES PARA EL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO, SAN MARCOS.

CONTENIDO: PLANTA DE DRENAJES de Guatemala

ESTUDIANTE: JUAN LUIS MARTINEZ DE LEON CARNET: 2002-17854 EPS

Vo.Bo.

FECHA: ABRIL 2010



PLANTA EN CONJUNTO PUENTE PEATONAL

ESC: 1:750

ESPECIFICACIONES

- | | | |
|---|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"> Recubrimientos: AASHTO 8.22., medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8 cm para cimientos y muros, 5 cm para losas arriba y 2.5 cm abajo, 5 cm para columnas y vigas. | <ul style="list-style-type: none"> Traslapes: AASHTO 8.25. DGC 509.080. Se calculan con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No.11, de tal modo que desarrolle un 125% del F_y nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2., evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea. Deberán colocarse alternos, cada 60 cm. | <ul style="list-style-type: none"> Traslapes: AASHTO 8.25. DGC 509.080. Se calculan con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No.11, de tal modo que desarrolle un 125% del F_y nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2., evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea. Deberán colocarse alternos, cada 60 cm. |
|---|--|--|



UNIVERSIDAD SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE PALO GORDO, SAN MARCOS

PROYECTO: PUENTE PEATONAL PARA ALDEA EL CARRIZAL DEL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, PALO GORDO, SAN MARCOS

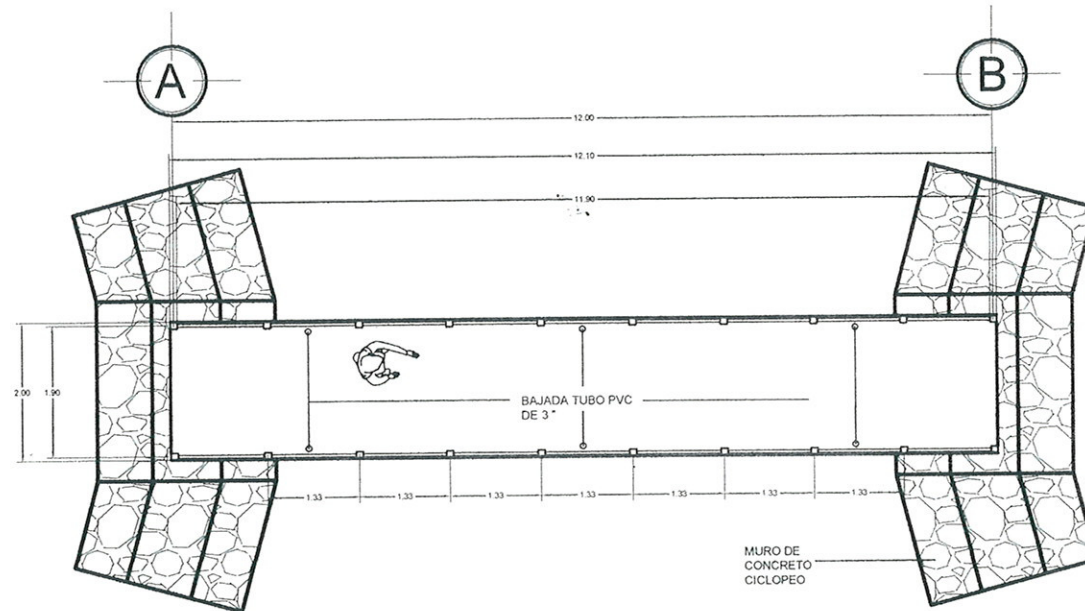
CONTENIDO: PLANTA EN CONJUNTO

ESTUDIANTE: JUAN LUIS MARTINEZ DE LEON

Vo.Bo. [Signature]

DISEÑO:
JUAN LUIS MARTINEZ
CALCULO:
JUAN LUIS MARTINEZ
DIBUJO:
JUAN LUIS MARTINEZ
ESCALA:
INDICADA
FECHA:
MAYO 2010

CARNET: 200237854 EPS
Facultad de Ingeniería
ALCALDE MUNICIPIO

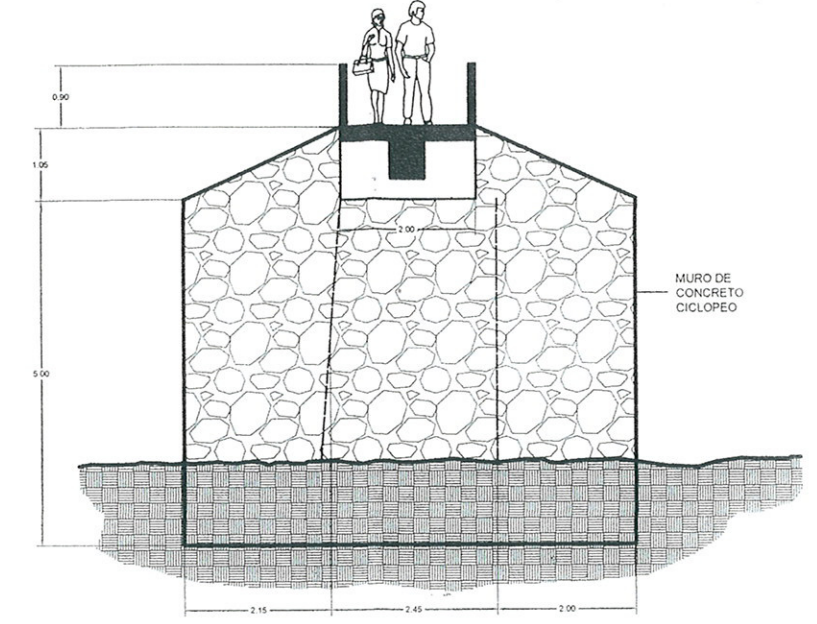


PLANTA
PUENTE PEATONAL

ESC: 1:50

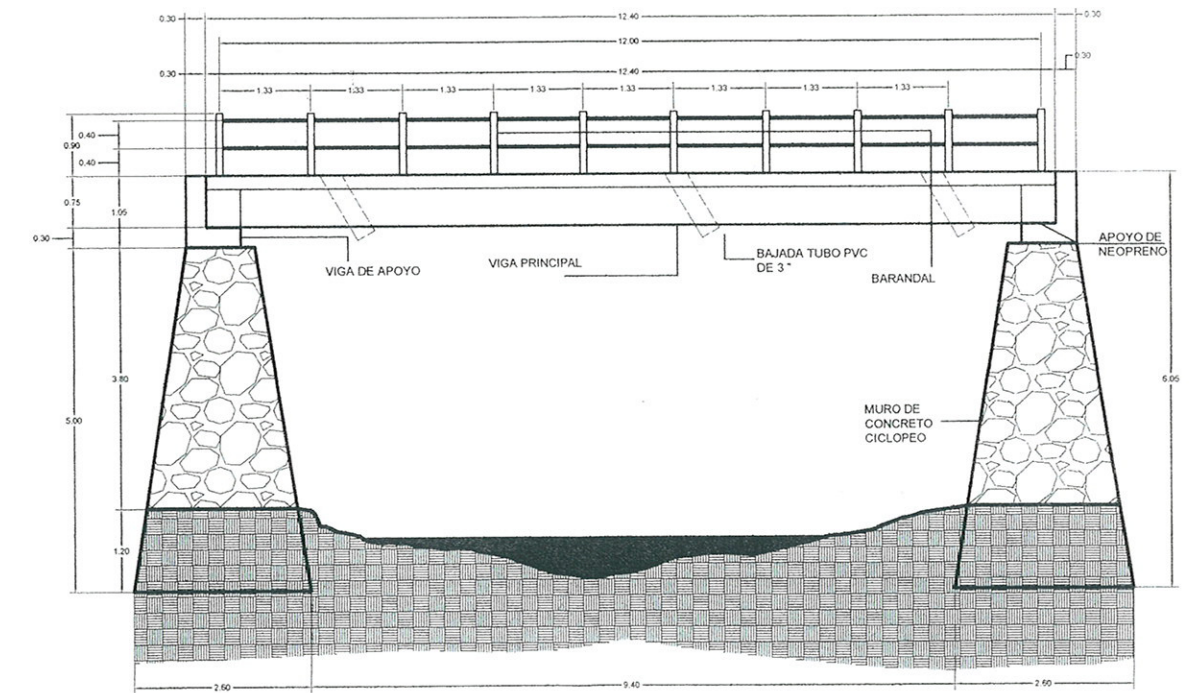
ESPECIFICACIONES

1. MATERIALES
 - $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 - $f_m = 40 \text{ kg/cm}^2$
2. CARGAS
 - CARGA VIVA 415 kg/m^2
 - PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO 2400 kg/m^3
 - PESO ESPECIFICO DEL SUELO 1500 kg/m^3



FACHADA FRONTAL
PUENTE PEATONAL

DET - 1
ESC. 1:50



PERFIL
PUENTE PEATONAL

DET - 2
ESC. 1:50



UNIVERSIDAD SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE PALO GORDO, SAN MARCOS

PROYECTO:
PUENTE PEATONAL PARA ALDEA EL CARRIZAL DEL MUNICIPIO DE ESQUIPUL, PALO GORDO, SAN MARCOS.

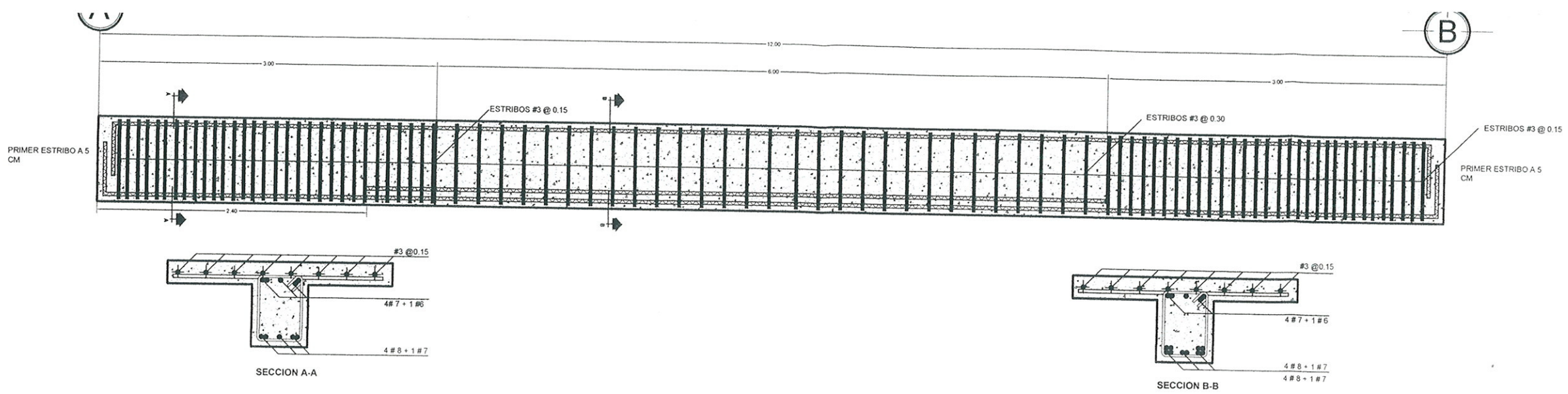
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL - FACHADA

ESTUDIANTE: JUAN LUIS MARTINEZ DE LEON CARNET: 2002-17890

Vo.Bo. [Signature]

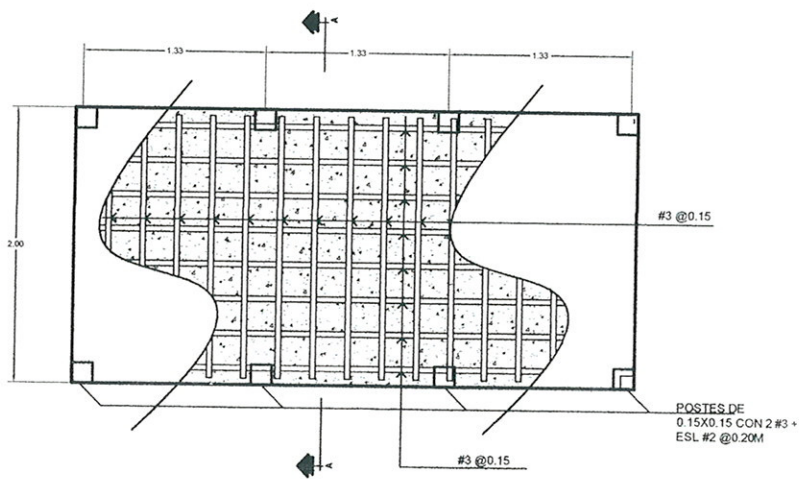
DISEÑO:
JUAN LUIS MARTINEZ
CALCULO:
JUAN LUIS MARTINEZ
DIBLLO:
JUAN LUIS MARTINEZ
ESCALA:
INDICADA
FECHA:
MAYO 2010

[Stamps and signatures]



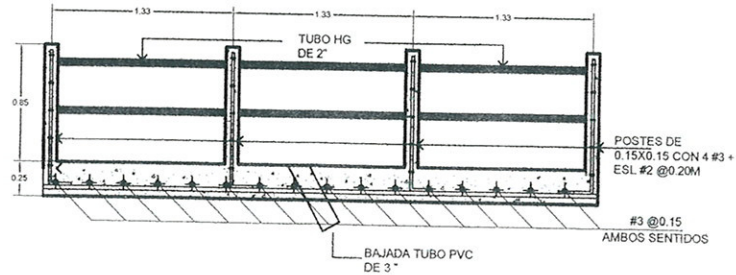
DETALLE
VIGA PRINCIPAL

DET - 3
ESC. 1:20



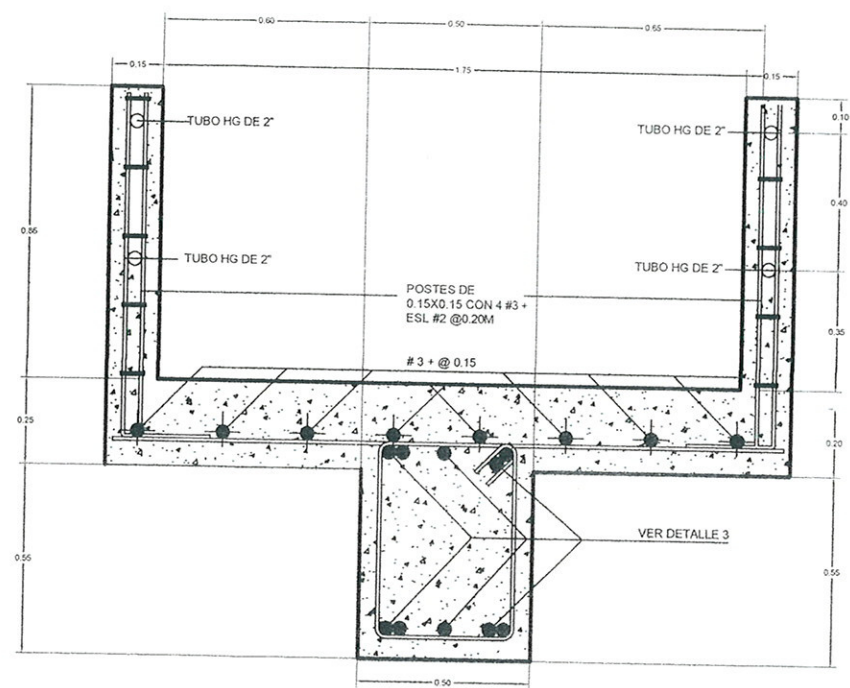
DETALLE
PLANTA DE PATIN

DET - 4
ESC. 1:25



SECCION A - A
PATIN

DET - 5
ESC. 1:25

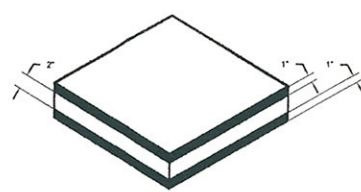


DETALLE
BARANDAL + PATIN

DET - 6
ESC. 1:10

ESPECIFICACIONES

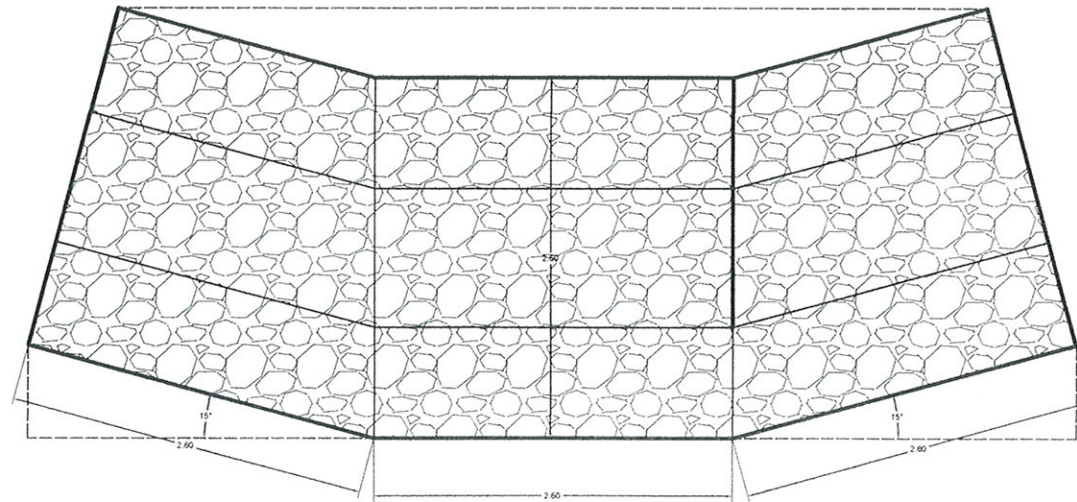
1. MATERIALES
 - $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 - $f'm = 40 \text{ kg/cm}^2$
2. CARGAS
 - CARGA VIVA 415 kg/m^2
 - PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO 2400 kg/m^3
 - PESO ESPECIFICO DEL SUELO 1500 kg/m^3



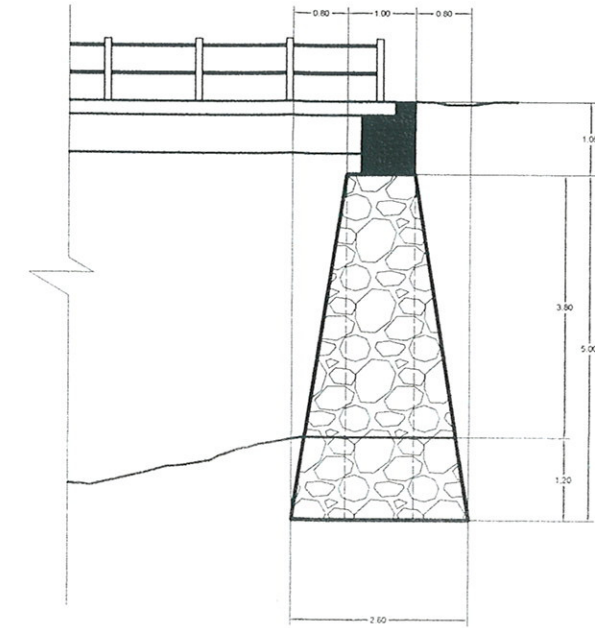
DETALLE
APOYO DE NEOPRENO

DET - 10
S/E

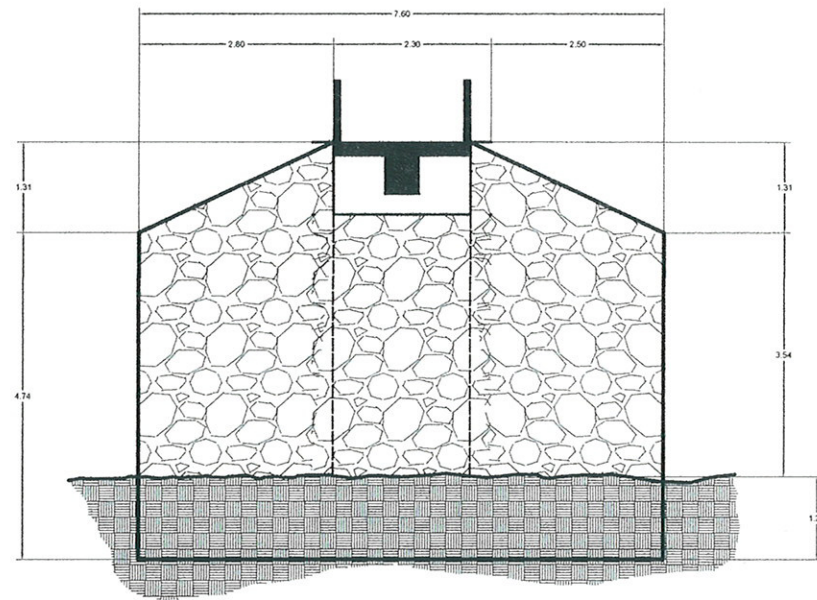
	UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE PALO GORDO, SAN MARCOS	
PROYECTO: PUENTE PEATONAL PARA ALDEA EL CERRAZO DEL MUNICIPIO DE PALO GORDO, SAN MARCOS.		
CONTENIDO: DETALLE DE VIGA + PATIN + BARANDAL		
DISEÑO: JUAN LUIS MARTINEZ	ESTUDIANTE: JUAN LUIS MARTINEZ DE GEON	CARNET N°: 2002-1784
DIBUJO: JUAN LUIS MARTINEZ	ESCALA: INDICADA	
FECHA: MAYO 2010	HOJA: 3 / 4	
ALCALDE MUNICIPAL HENRY CORDON		4



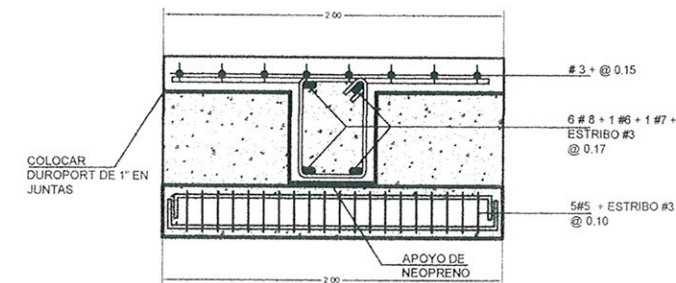
PLANTA **DET - 7**
MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO CICLOPEO **ESC. 1:25**



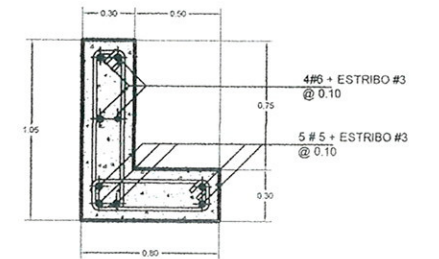
PERFIL **DET - 9**
MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO CICLOPEO **ESC. 1:50**



FACHADA **DET - 8**
MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO CICLOPEO **ESC. 1:50**




DETALLE **DET - 10**
VIGA DE APOYO **ESC. 1:20**



SECCION **DET - 11**
VIGA DE APOYO **ESC. 1:20**

ESPECIFICACIONES

1. MATERIALES
 - $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 - $f_m = 40 \text{ kg/cm}^2$
2. CARGAS
 - CARGA VIVA 415 kg/m^2
 - PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO 2400 kg/m^3
 - PESO ESPECIFICO DEL SUELO 1500 kg/m^3

	UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE PALO GORDO, SAN MARCOS	
PROYECTO: PUNTE PEATONAL PARA ALDEA EL CARRIZO DEL MUNICIPIO DE ESQUIULAS PALO GORDO, SAN MARCOS.		
CONTENIDO: MURO DE CONCRETO CICLOPEO + VIGA DE APOYO		
DISEÑO: JUAN LUIS MARTINEZ	ESTUDIANTE: JUAN LUIS MARTINEZ DE LEON	CARRERA: INGENIERIA CIVIL No. 2002-17850
CALCULO: JUAN LUIS MARTINEZ	Vo.Bo.	No. 4
DIBUJO: JUAN LUIS MARTINEZ	ESCALA: INDICADA	No. 4
FECHA: MAYO 2010	ASesor HENRY CORDON RECTOR MUNICIPAL	No. 4