



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

**DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS
VOLUNTARIOS Y CENTRO DE RECREACIÓN FAMILIAR PARA
EL MUNICIPIO DE MALACATANCITO, HUEHUETENANGO**

Nelson Giovani Hernández Castillo
Asesorado por Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, mayo de 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS
VOLUNTARIOS Y CENTRO DE RECREACIÓN FAMILIAR PARA EL
MUNICIPIO DE MALACATANCITO, HUEHUETENANGO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

NELSON GIOVANI HERNÁNDEZ CASTILLO

ASESORADO POR: ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE LA JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL I:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL II:	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III:	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV:	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V:	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIO:	Ing. Carlos Humberto Pérez Rodríguez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR:	Ing. Carlos Salvador Gordillo García
EXAMINADOR:	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR:	Ing. Christa Classon de Pinto
SECRETARIO:	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS VOLUNTARIOS Y CENTRO DE RECREACIÓN FAMILIAR PARA EL MUNICIPIO DE MALACATANCITO, HUEHUETENANGO

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 12 de noviembre de 2001.

Nelson Giovanni Hernández Castillo

ACTO QUE DEDICO A:

A DIOS

Por ser la luz de mi camino, por brindarme la sabiduría y la inteligencia que hoy me permite alcanzar este triunfo

A MIS PADRES

Manolo Lorenzo Hernández Gómez.
Blanca Maribel Castillo de Hernández.
Por su inmenso amor, ejemplo y comprensión. Se que este triunfo, es el resultado de la confianza depositada en mí, como se también que sin su apoyo no hubiera sido posible y me da mucho orgullo poder decir hoy, que lo hemos logrado.

A MIS HERMANOS

Byron Manolo Hernández Castillo.
Marlin Marivel Hernández Castillo.
Priscila Marisol Hernández Castillo.
Por desear y buscar siempre lo mejor para mí.

A MI ESPOSA

Onice Leticia Ángel Rios.
Por su amor, su gran apoyo y por ser la pareja idónea que tanto soñé. Doy Gracias a Dios por darme por esposa una mujer como tú.

AGRADECIMIENTOS

A todas aquellas personas que presentaron su ayuda para la elaboración del presente informe de E.P.S.

Debo destacar los consejos, sugerencias y aportes dados por los ingenieros: Juan Merck Cos, Mario Corzo y Omar Medrano; pero sobre todo quiero agradecer el haberme brindado su amistad.

Quiero agradecer de manera especial a todos mis amigos porque de alguna manera u otra, han colaborado conmigo para hacer realidad este sueño, sueño que hoy quiero compartir con ellos.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VI
GLOSARIO	IX
RESUMEN	XI
OBJETIVOS	XIII
INTRODUCCIÓN	XV
1 FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1 Monografía del lugar	1
1.1.1 Origen del nombre	1
1.1.2 Fiesta titular	2
1.1.3 Extensión territorial, altitud, latitud y longitud	2
1.1.4 Colindancias	2
1.1.5 Clima, suelos y potencial productivo	2
1.1.6 Migraciones	3
1.1.7 Categoría de los centros poblados	3
1.1.8 Centros poblados según categoría	3
1.1.9 Habitantes	4
1.1.10 Infraestructura económica, social y productiva	4
1.1.11 Educación	4
1.1.12 Salud	5
1.1.13 Vivienda	5
1.1.14 Recreación	5
1.1.15 Producción agrícola	5
1.1.16 Producción pecuaria	7
1.1.17 Producción artesanal y talleres	7

1.1.18	Comercio	7
1.1.19	Cooperativas	7
1.1.20	Transporte	8
1.1.21	Organización comunitaria	8
1.1.22	Presencia institucional	10
	1.1.22.1 Instituciones del sector público	10
	1.1.22.2 Instituciones del sector privado	10
1.2	Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de la cabecera departamental	10
2	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	12
2.1	Diseño del edificio del cuerpo de bomberos voluntarios	12
2.1.1	Levantamiento tipográfico	12
2.1.2	Diseño arquitectónico	12
2.1.3	Estructura de la edificación	13
2.1.4	Análisis estructural	14
	2.1.4.1 Predimensionamiento de elementos	14
	2.1.4.1.1 Dimensionamiento de vigas	14
	2.1.4.1.2 Dimensionamiento de columnas	15
	2.1.4.1.3 Dimensionamiento de losas	16
	2.1.4.3.1 Espesor de losas	17
	2.1.4.2 Cargas de diseño	18
	2.1.4.2.1 Lado tributario	19
	2.1.4.2.2 Integración de cargas	20
	2.1.4.2.2.1 Cargas vivas	21
	2.1.4.2.2,2 Cargas muertas	21
	2.1.4.2.2,3 Cargas de sismo	25
	2.1.4.2.2,3.1 Seaoc-74	26
	2.1.4.2.2,3.2 Corte por nivel	30

	2.1.4.2.2.3.3	Fuerzas por marco	32
2.1.4.3		Análisis estructural por el método de Kani	34
	2.1.4.3.1	Análisis de carga muerta	35
	2.1.4.3.2	Análisis de carga viva	44
	2.1.4.3.3	Análisis con carga de sismo	48
	2.1.4.3.4	Envolvente de momentos	53
2.1.5		Diseño estructural	59
2.1.5.1		Diseño de losas	59
	2.1.5.1.1	Momentos en losa	59
	2.1.5.1.1.1	Balanceo de momentos	63
	2.1.5.1.2	Acero de refuerzo	66
2.1.5.2		Diseño de vigas	69
	2.1.5.2.1	Diseño a flexión	69
	2.1.5.2.1.1	Requisitos sísmicos para armado	71
	2.1.5.2.2	Diseño a corte	73
2.1.5.3		Diseño de columnas	76
	2.1.5.3.1	Requisitos ACI para columnas	76
	2.1.5.3.2	Carga axial	78
	2.1.5.3.3	Magnificadores de momentos	85
	2.1.5.3.4	Refuerzo longitudinal	88
	2.1.5.3.5	Refuerzo transversal	91
2.1.5.4		Diseño de zapatas	95
	2.1.5.4.1	Determinación de cargas y momentos de diseño	96
	2.1.5.4.2	Diseño del área de la zapata	96
	2.1.5.4.3	Cálculo de la presión	97
	2.1.5.4.4	Chequeo de presión sobre el suelo	98

	2.1.5.4.5	Diseño del espesor de zapata	100
	2.1.5.4.5.1	Chequeo por corte simple	100
	2.1.5.4.5.2	Chequeo por corte punzonante	101
	2.1.5.4.6	Diseño del refuerzo por flexión	102
	2.1.5.4.7	Ejemplo general	103
	2.1.6	Presupuesto	110
2.2		Centro de recreación familiar	112
2.2.1		Levantamiento topográfico	112
2.2.2		Diseño de garitas, vestidores, baños y duchas	113
	2.2.2.1	Requisitos arquitectónicos	113
	2.2.2.1.1	Dimensiones mínimas	113
	2.2.2.1.2	Superficies mínimas	114
	2.2.2.1.3	Iluminación y ventilación natural	115
	2.2.2.2	Requisitos estructurales	116
	2.2.2.2.1	Tipos aceptables de estructura	116
	2.2.2.2.2	Muros confinados	117
	2.2.2.2.2.1	Requisitos generales	117
	2.2.2.2.2.2	Refuerzo vertical	118
	2.2.2.2.2.3	Refuerzo horizontal	120
	2.2.2.2.3	Cimientos para paredes	122
	2.2.2.1.2.4	Ejemplo de diseño	124
	2.2.2.2.4.1	Requerimientos generales	125
	2.2.2.2.4.2	Refuerzo en muros	126
2.2.3		Piscinas	130

2.2.3.1	Diseño de muro de contención en voladizo	131
2.2.3.2	Diseño losa de piso	143
2.2.3.3	Accesorios de mantenimiento y limpieza	143
2.2.4	Cancha polideportiva	143
2.2.5	Rancho-churrasqueras	144
2.2.6	Presupuesto	145
CONCLUSIONES		147
RECOMENDACIONES		149
BIBLIOGRAFÍA		151
APÉNDICES		153

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Planta general de losas	16
2	Marco B, con carga muerta distribuida	23
3	Marco B, con carga viva distribuida	24
4	Marco 3, con carga muerta distribuida	24
5	Marco 3, con carga viva distribuida	25
6	Marco 3, con carga de sismo	33
7	Marco B, con carga de sismo	33
8	Marco 3, análisis con carga muerta	35
9	Esquema de iteración de Kani con carga muerta	40
10	Marco 3, análisis con carga viva	44
11	Esquema de iteración de Kani con carga muerta	45
12	Marco 3, análisis con carga de sismo	48
13	Esquema de iteración de Kani con carga de sismo	50
14	Planta general de losas	59
15	Distribución de momentos de losas	62
16	Distribución de momentos balanceados de losas	65
17	Área tributaria para la columna A-F de marco B	79
18	Sector confinado de una columna	92
19	Ubicación de la zapata K en el marco B	103
20	Planta de cotas, módulo de vestidores	124
21	Planta de columnas, módulo de vestidores	128
22	Corte de muro, módulo de vestidores	129
23	Cimentación, módulo de vestidores	130
24	Muro de contención en voladizo	131

25	Distribución geométrica el muro de contención	134
26	Armado del muro de contención en voladizo	142
27	Planta de conjunto	155
28	Planta amueblada	156
29	Planta acotada	157
30	Fachadas y cortes	158
31	Planta de cimentación, detalle de zapatas y muros	159
32	Planta y detalle de columnas	160
33	Planta de vigas	161
34	Detalle de vigas 2.C y 1.C (segundo y primer nivel)	162
35	Detalle de vigas 2.2 y 1.2 (segundo y primer nivel)	163
36	Planta de losas	164
37	Planta hidráulica	165
38	Planta de drenaje sanitario	166
39	Planta de drenaje pluvial	167
40	Instalación eléctrica (Fuerza)	168
41	Instalación eléctrica (Iluminación)	169
42	Planta general	173
43	Curvas de nivel	174
44	Planta de cotas, cimentación y columnas (baños y duchas)	175
45	Planta de cotas, cimentación y columnas (garitas y vestidores)	176
46	Detalles estructurales	177
47	Planta general de drenaje y electricidad	178
48	Planta de instalación hidráulica y sanitaria	179
49	Planta de electricidad (garitas y vestidores)	180
50	Cancha polideportiva	181
51	Detalle de piscinas	182
52	Detalles (rancho-churrasqueras y malla perimetral)	183

TABLAS

I	Peraltes mínimos de viga	15
II	Peraltes mínimos de losa en una dirección	18
III	Inercia y rigidez de elementos	36
IV	Factores de giro	37
V	Marco 3, envolvente de momentos y corte	55
VI	Marco 3, envolvente final de momentos y corte	57
VII	Marco b, envolvente de momentos y corte	58
VIII	Presupuesto general por reglones de trabajo	111
IX	Superficies mínimas	114
X	Iluminación y ventilación mínimas	115
XI	Máxima separación de refuerzos verticales	120
XII	Posibles refuerzos verticales en paredes	120
XIII	Posibles refuerzos horizontales en paredes	121
XIV	Dimensiones mínimas para cimientos corridos	123
XV	Dimensiones mínimas para cimientos corridos	123
XVI	Tabla de pesos en la estructura	134
XVII	Presupuesto general por renglones de trabajo	146

GLOSARIO

Amplificador de momentos	Factor de seguridad obtenido a partir de la evaluación de los efectos de esbeltez de las columnas.
Cimentación	Subestructura destinada a soportar el peso de la construcción que gravita sobre ella, la cual transmite 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	Es la 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 encargados de resistir los efectos de las fuerzas externas de un cuerpo físico.

Envolvente de Momentos	Diagrama de momentos donde se colocan los momentos producidos en la estructura por las combinaciones de cargas.
Fluencia	Fenómeno que se caracteriza porque un material sufra grandes deformaciones al ser sometido a un esfuerzo constante antes de producirse la falla.
Longitud de desarrollo	Es la mínima medida de una varilla anclada al concreto, para evitar que falle por adherencia.
Momento último o de diseño	Es el momento resistente afectado por un factor de magnificación, el cual nos asegura que los elementos estructurales son diseñados para soportar las fuerzas internas actuantes con un cierto margen de seguridad.
Peso específico	Se define como el peso por unidad de volumen.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación, contiene la información sobre las actividades realizadas durante el período del Ejercicio Profesional Supervisado, en el Municipio de Malacatancito del Departamento de Huehuetenango, en respuesta a la solicitud de apoyo técnico-profesional efectuada por parte de la Municipalidad a la Universidad de San Carlos de Guatemala.

En la primera parte se presenta una investigación de tipo monográfica, así como un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de la cabecera municipal.

La segunda parte contiene todo lo concerniente a la fase del servicio técnico profesional, en la cual se desarrolla el diseño de los proyectos: Edificio del cuerpo de Bomberos Voluntarios y Centro de Recreación Familiar, los cuales brindarán mejores condiciones de vida de los habitantes de dicha localidad.

Al final se presenta el juego de planos y presupuestos, respectivo a cada proyecto.

OBJETIVOS

- **General**

Desarrollar el diseño del edificio en el cual se ubicará el cuerpo de bomberos voluntarios y centro de recreación familiar en la cabecera municipal de Malacatancito, Huehuetenango.

- **Específicos**

1. Desarrollar una investigación monográfica y diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura del lugar.
2. Capacitar al personal de la unidad técnica municipal sobre aspectos de mantenimiento de piscinas y lectura de planos.

INTRODUCCIÓN

El municipio de Malacatancito, pertenece al departamento de Huehuetenango, localizado a 250 km de la ciudad capital y a 12 km de la cabecera departamental; de acuerdo al diagnóstico practicado en la municipalidad se determinó que las necesidades más prioritarias están orientadas hacia el área de infraestructura y recreación, por lo que el presente trabajo de graduación está orientado hacia el planteamiento de los siguientes proyectos:

1. Diseño del Edificio del Cuerpo de Bomberos Voluntarios, el cual será el primero de esta localidad y consiste en un edificio de dos niveles con un área de 128 m² cada uno.
2. Diseño del Centro de Recreación Familiar localizado a 1 km del parque del municipio y contará con áreas de recreación en las cuales se pueda propiciar el desarrollo integral del ser humano, mediante actividades deportivas.

Al final de este trabajo se presentan las conclusiones y recomendaciones correspondientes.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía del lugar

De acuerdo con las investigaciones arqueológicas, hay evidencia de que estuvo habitado por lo menos desde el período llamado protohistórico (entre 1200 y 1524 de la era cristiana). Cerca de la cabecera municipal, en la aldea Pueblo Viejo, hay unos restos arqueológicos que pueden corresponder al original asentamiento de Malacatán.

De acuerdo a lo que refiere el cronista Francisco Antonio de Fuentes y Guzmán, en 1525 las fuerzas españolas y sus auxiliares mexicanos y quichés, al mando de Gonzalo de Alvarado, libraron un combate contra un ejército de alrededor de cinco mil guerreros mames de Malacatán en las cercanías del pueblo.

1.1.1 Origen del nombre

Malacatancito, nombre oficial de este municipio de Huehuetenango, es un diminutivo españolizado de Malacatán, con el que durante mucho tiempo se conoció a esta localidad. Sin embargo, a principios de este siglo se dispuso cambiarle el nombre para diferenciarlo del municipio de Malacatán, del departamento de San Marcos. En lengua Náhuatl “Malacatán” significa “junto a las malacates o huesos para hilar”, de las voces *molinia*, torcer, y *acatl*, caña, según indica el historiador Jorge Luis Arriola.

1.1.2 Fiesta titular

La fiesta titular de Malacatancito se celebra del 23 al 26 de julio, en homenaje a Santa Ana, patrona del pueblo. El día principal es el 26, fecha en la que la Iglesia Católica conmemora a la Señora Santa Ana, madre de la Virgen María.

1.1.3 Extensión territorial, altitud, latitud y longitud

- Extensión territorial: 268 kilómetros cuadrados.
- Altitud: 1709.34 metros sobre el nivel del mar.
- Latitud: 15° 14' 40"
- Longitud: 91° 29' 56"

1.1.4 Colindancias

Al norte colinda con Santa Bárbara y Huehuetenango (Huehuetenango); al este con San Pedro Jocopilas (Quiché); al sur con Santa Lucía La Reforma y San Bartolo (Tonicapán); y al oeste con San Carlos Sija (Quetzaltenango), Sipacapa (San Marcos) y Santa Bárbara (Huehuetenango).

1.1.5 Clima, suelos y potencial productivo

La región fisiográfica del territorio de Malacatancito pertenece a las tierras altas cristalinas del altiplano occidental. Las unidades bioclimáticas predominantes en este municipio tienen las características siguientes:

- Bosque húmedo montano bajo subtropical
- Precipitación pluvial anual de 1095.9 milímetros
- Temperatura máxima anual de 25.9 °C

- Temperatura mínima anual de 10 °C

Existe una gran variedad de condiciones en materia de suelos, encontrándose superficiales, profundos, de textura liviana, mediana y pesada. De color pardo donde existe buen drenaje y de color café donde éste es deficiente.

El potencial productivo de estos suelos es de flores, frutales deciduos, papa, pastos, trigo, frijol, avena, cebada y bosques energéticos.

1.1.6 Migraciones

Se calcula que alrededor del 20% de la población de Malacatancito migra temporalmente todos los años. Por lo general van a trabajar a la costa sur del país, a la zona de Ixcán y algunos lugares fronterizos de México

1.1.7 Categoría de los centros poblados

El municipio de Malacatancito se encuentra conformado por cincuenta y cuatro centros poblados, los cuales se encuentran divididos en cuatro categorías (pueblos, aldeas, caseríos, cantones).

1.1.8 Centros poblados según categoría

De 54 centros poblados, uno tiene la categoría de pueblo (2%), 17 son aldeas (31%), 35 caseríos (65%); existe además un cantón (2%). Esta clasificación debe considerarse con reservas, pues los criterios para definir si un poblado es caserío o aldea, son arbitrarios y no fundamentados en normas legales vigentes.

1.1.9 Habitantes

El total de habitantes es de 15540, según el censo del año 2002. La población es en su mayoría ladina o no indígena (75%), el resto pertenece al grupo indígena (25%); dicho grupo pertenece a la etnia mam.

1.1.10 Infraestructura económica, social y productiva

El 48% de los centros poblados cuentan con caminos de terracería que facilitan el acceso a ellos, 17% disponen de caminos de terracería parcial, que se complementan con caminos de herradura para comunicarse con la cabecera municipal. Finalmente, sólo el 35% disponen de brechas rústicas, de caminos peatonales o de herradura como vías para llegar al pueblo.

En cuando a energía eléctrica se estima que el 23% disponen de energía domiciliar y el resto no cuenta con este servicio. Solo la cabecera municipal y cuatro centros poblados disponen de alumbrado público (9%), el resto de los centros poblados carecen de este servicio.

1.1.11 Educación

La cobertura en pre-primaria llega el 4% de la población, mientras que la cobertura en primaria alcanza el 54% de la población. En cuanto a la educación en el nivel medio, existen tan solo dos centros, los cuales se encuentran ubicados en la cabecera municipal.

1.1.12 Salud

Los servicios de salud pública están a cargo de dos puestos de salud, que cuentan con seis técnicos en salud, responsables del área de saneamiento ambiental y otros trabajos de salubridad, además de contar con dos promotores en salud rural.

1.1.13 Vivienda

El tipo de vivienda predominante es igual que en el resto del departamento de Huehuetenango, el cual consiste en el rancho tradicional, de construcción precaria, generalmente de madera o adobe, con piso de tierra, techo de paja, teja o tejamanil, con poca o ninguna división interna.

No obstante, en la cabecera municipal y en las comunidades rurales más accesibles, se observan numerosas construcciones de características modernas, especialmente en lo que respecta a los materiales de techo, que por lo regular es lámina de zinc.

1.1.14 Recreación

Existen en Malacatancito 30 campos de fútbol, en veinte y ocho centros poblados (52%), doce campos de baloncesto en 10 lugares (19%) y se encuentran dos balnearios en igual número de centros poblados.

1.1.15 Producción agrícola

- **Maíz:** se produce en los 54 centros poblados (100%), siguiendo el patrón cultural de los grupos de ascendencia maya.

- **Frijol:** su cultivo es tan importante como el maíz, se produce en 54 aldeas y caseríos.
- **Café:** sólo se produce en un poblado (2%). Este es uno de los pocos productos que se orientan a la comercialización fuera del municipio.
- **Hortalizas:** se cultiva repollo en 5 lugares (9%), Chile en 5 lugares (9%) y tomate en 5 lugares (9%). Estos productos, a la vez que llenan las necesidades básicas de consumo, también son llevados a las plazas locales para su comercialización.
- **Frutas:** se cultiva durazno en 12 localidades (22%); cítricos en 35 lugares (65%) y aguacate en 12 lugares (22%).
- **Otros cultivos:** se cultiva maní en tres centros (6%) y papa en seis (11%).

La producción agrícola se dedica mayoritariamente al autoconsumo, particularmente el maíz, frijol, frutas y hortalizas.

Según información proporcionada por representantes de 54 comités pro-mejoramiento (100%), en 38 comunidades (70%), expresaron dedicar parte de su producción al comercio, tanto local como fuera de la jurisdicción. En ese orden, solamente 16 lugares (30%) lo hacen en la cabecera municipal y 29 (54%) efectúan sus ventas fuera del municipio.

La tecnología que se utiliza en el proceso de producción agrícola es el siguiente: 48 centros poblados (89%) utilizan fertilizantes; en un (2%) hacen uso de semillas mejoradas; y en 23 (43%) controlan plagas.

1.1.16 Producción pecuaria

- Ganado mayor: en 42 centros poblados (78%) reportaron actividades ganaderas de cierta importancia.
- Ganado menor: en 13 aldeas y caseríos (24%) expresaron explotar ganado menor, en especial cerdos. Muchas familias también explotan otras especies menores; sin embargo lo hacen con orientación al consumo directo. Lo mismo sucede con las aves de corral, mencionadas con relativa importancia en 40 centros poblados (74%).

1.1.17 Producción artesanal y talleres

La producción artesanal parece no ser importante en la zona. Se reportó la producción de alfarería en dos poblados (14%); de canastos en uno (2%) y de muebles también en uno (2%).

1.1.18 Comercio

En Malacatancito hay 134 tiendas de diversa condición, 24 en la cabecera municipal y el resto en distintas aldeas y caseríos. También funcionan dos farmacias, dos librerías y cinco ventas de ropa, todos en la cabecera municipal.

1.1.19 Cooperativas

En la aldea Cieneguillas funciona la Cooperativa Agrícola “Llano de las Flores R.L.”.

1.1.20 Transporte

Existe un servicio diario de autobuses entre la cabecera y Huehuetenango, este servicio se extiende a ocho poblados (15%).

En cuanto al transporte de carga, existen tres servicios para cubrir las necesidades de 9 centros poblados los cuales representan un (17%).

1.1.21 Organización comunitaria

Los comités son una opción de organización de las comunidades rurales y urbanas del municipio.

La organización comunitaria es uno de los cinco elementos que conforman el municipio, por lo que constituye la base fundamental del trabajo y la participación organizada de los vecinos para alcanzar paulatinamente el desarrollo integral de sus pueblos.

La situación que en este aspecto prevalece en Malacatancito es la siguiente: de 54 comunidades encuestadas, 45 (83%) cuentan con organizaciones de este tipo; de acuerdo con la naturaleza de sus propósitos hay 25 (56%) comités pro-mejoramiento; nueve (20%) comités pro-introducción de agua potable; un (2%) comité pro-construcción de un puente; un (2%) comité de aldea; un (2%) comité de padres de familia y un (2%) comité pro-construcción de iglesia católica. Los comités pro-mejoramiento no se proponen la realización de un proyecto específico, sino que tienen la finalidad de impulsar proyectos de beneficio social en general.

Tres comités (7%) han sido autorizados por la municipalidad; 9 (20%) funcionan con autorización de Gobernación Departamental; 11 (24%) están autorizados por ambas dependencias; 19 (42%) están autorizados por la Municipalidad, la Gobernación y poseen personería jurídica y tres (7%) no dieron información.

En algunos casos los directivos de los comités han durado en el ejercicio de su cargo hasta 13 años, el tiempo que tienen de vigencia algunas organizaciones.

El nivel de escolaridad de las personas que conforman las juntas directivas de los comités oscila entre los tres primeros años de educación primaria.

Todos los comités manifestaron realizar periódicamente sesiones de su junta directiva y también asambleas generales, sin mencionar la frecuencia de tales reuniones.

Como resultado de la gestión organizada de la comunidad de Malacatancito existen 48 proyectos, de los cuales 11 (23%) han sido ejecutados; 5 (10%) están en fase de ejecución; 25 (52%) están pendientes de iniciarse y 7 (15%) no reportaron el estado de avance.

Entre las instituciones que han contribuido a la realización de obras, se encuentran la Municipalidad, Obras Públicas; Proyecto de Remesas al Exterior (CARE); Agencia para el Desarrollo internacional (AID); Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR); Zona Vial y la Embajada de Canadá. Cualquier institución requiere del aporte de los vecinos, el que puede ser de mano de obra o materiales existentes en la comunidad.

1.1.22 Presencia institucional

La presencia de instituciones públicas y privadas, así como de organizaciones nacionales o internacionales, es limitada en Malacatancito, reduciéndose a lo siguiente:

1.1.22.1 Instituciones del sector público

- Comité Nacional de Alfabetización (CONALFA)
- Correos y telégrafos
- Ministerio de salud, puesto de salud
- Juzgado de paz
- Tribunal supremo electoral; subdelegación del registro de ciudadanos

1.1.22.2 Instituciones del sector privado

- Iglesia Católica
- Iglesias Evangélicas

1.2 Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de la cabecera municipal

De acuerdo al procedimiento técnico de investigación y visitas de campo realizadas, se logró desarrollar conjuntamente con las autoridades municipales un diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura más urgentes en el municipio, siendo las mismas, las siguientes:

1. El municipio de Malacatancito, aún no cuenta con construcción de un edificio donde funcione la compañía de bomberos voluntarios.

2. La construcción de un centro recreativo familiar, con el cual se puedan desarrollar la unión familiar y la salud mental de los niños de la localidad.
3. Ampliación del alcantarillado en la cabecera municipal.
4. Introducción de agua potable y letrización para la aldea San Ramón.
5. Construcción de aljibes para almacenamiento de agua pluvial en la aldea Cieneguillas, puesto que no cuentan con agua potable ni nacimientos de agua cercanos.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño del edificio del cuerpo de bomberos voluntarios

Como su nombre lo indica, este proyecto consiste en el diseño del edificio para albergar al cuerpo de bomberos voluntarios del municipio de Malacatancito, Huehuetenango, el cual será el primero de esta localidad debido a que en el municipio no contaban con este servicio. Dicho edificio constará de dos niveles, con un área de 128 m² cada uno. Contará con seis oficinas, un comedor, una cocina, siete dormitorios y servicios sanitarios.

2.1.1 Levantamiento topográfico

Este se llevó a cabo utilizando el método conservación de azimut por radiaciones, debido a que las colindancias existentes no permitieron ubicarse sobre cada uno de los puntos del polígono. El área del terreno es de 352.89 m²; terreno que en su mayoría se encuentra nivelado, a raíz de los trabajos realizados previamente por la municipalidad.

2.1.2 Diseño arquitectónico

El edificio contará con dos niveles, el primero destinado para cocina, comedor y oficinas. El segundo nivel estará destinado para dormitorios y baños.

2.1.3 Estructura de la edificación

Esta se basa en los conceptos vertidos en el diseño estructural, es decir la que se encarga de manera detallada de la determinación de las formas, dimensiones y características de una estructura (se refiere a las proporciones, dimensiones globales de la estructura soportante), para que esta pueda absorber las sollicitaciones que se presentarán durante su vida, sin que falle o se comporte indebidamente.

En el proceso de diseño estructural se tiene: la estructuración, que es la que nos da el indicativo de los materiales con los que se va a construir tanto elementos individuales como en conjunto (Losas, vigas, columnas, zapatas, etc.).

El análisis, procedimiento por el cual se realiza la estructuración por medio de modelos, aquí determinamos las acciones del diseño que involucran las cargas y todas aquellas acciones que introducen esfuerzos en la estructura.

Dimensionamiento, acción que conlleva el planteamiento de soluciones preliminares de funciones de la estructura y las restricciones que impone el entorno físico; se evalúa las soluciones preliminares para posteriormente entrar a un diseño detallado.

El sistema que se utilizará, en este caso, es el **Sistema de Bastidor ó Marcos Dúctiles**; el cual está compuesto por vigas y columnas de concreto reforzado, sin muros de carga y funciona como una unidad completa e independiente.

2.1.4 Análisis estructural

El análisis constituye la etapa más científica del proceso de diseño, aquella en que se emplean métodos de la mecánica estructural que implican el uso de herramientas matemáticas frecuentemente muy refinadas. El análisis de una estructura comienza desde el momento en el que se definen las dimensiones que puedan soportar las fuerzas internas actuantes en cada uno de los elementos que componen la estructura.

2.1.4.1 Predimensionamiento de elementos

Luego de haber seleccionado el sistema estructural (marcos dúctiles de concreto reforzado) se procede a estimar las secciones de los elementos que soportarán las cargas de servicio tomando como base lo establecido en el código ACI- 318-95R.

2.1.4.1.1 Dimensionamiento de vigas

Los elementos de concreto reforzado sujetos a flexión, deben diseñarse para tener una rigidez adecuada para limitar las deflexiones, o cualquier deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o funcionamiento de la estructura para las cargas de servicio. En la siguiente tabla, se muestran los criterios para peraltes mínimos, propuesta por el ACI- 318-95R en la sección 9.5.2.

Tabla I. Peraltes mínimos de viga

Peralte mínimo h. (cm)				
	Simplemente apoyado	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Miembros	Miembros que no soportan, o están ligados a divisiones u otro tipo de construcción susceptibles de dañarse por grandes deflexiones			
Vigas	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en miembros de concreto reforzado no preesforzado hechos con concreto de un peso de 2.3 ton/m³ y acero de refuerzo grado 42; de lo contrario, el código ACI- 318-95R en la sección 9.5 señala las modificaciones correspondientes.

Otro criterio de predimensionamiento es el de tomar el 8% de la longitud de la viga. En este caso, por criterios conservadores, y como primera prueba, se tomó una sección de 20 x 40 cm. para ambos niveles.

2.1.4.1.2 Dimensionamiento de columnas

Para dimensionar una columna, existe una serie de recomendaciones que son necesarias tomarlas en cuenta tales como:

- Columnas circulares: por lo menos 25 centímetros de diámetro.
- Columnas rectangulares: la dimensión menor debe ser mayor de 25. El área total debe ser como mínimo de 600 cm².
- Algunos consideran la menor dimensión mayor o igual a 30 cm.

Para este caso, se utilizará una sección de 30 x 30 cm.

2.1.4.1.3 Dimensionamiento de losas

Las losas pueden trabajar en uno o en dos sentidos, dependiendo del valor de la relación lado a lado (m), que las mismas posean. Siendo la condición para la misma la siguiente:

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

si $m < 0.5$, trabaja en un sentido

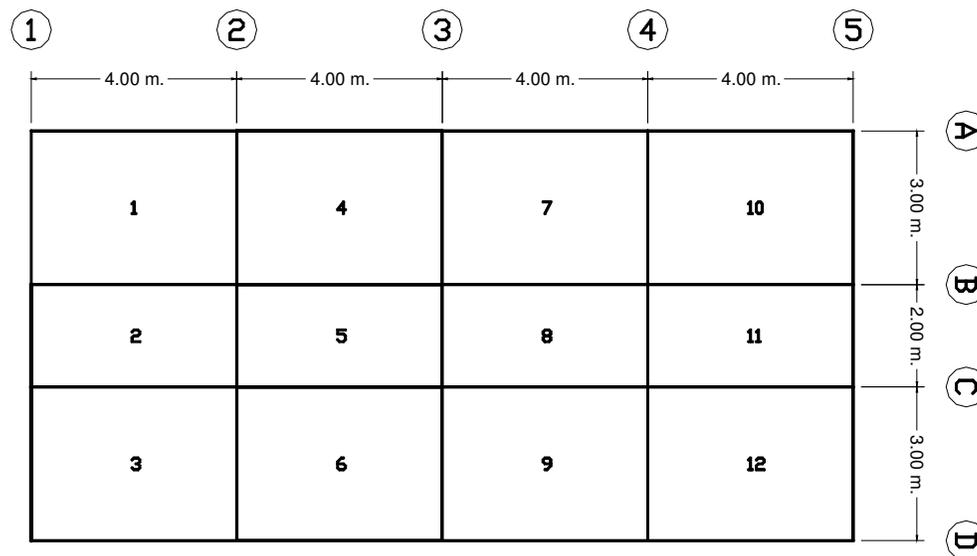
si $m \geq 0.5$, trabaja en dos sentidos

Donde: m = Relación lado a lado

A = Lado menor de la losa

B = Lado mayor de la losa

Figura 1. Planta general de losas



La figura 1, presenta la planta general de losas correspondiente al techo de la estructura. Para el entrepiso, se utilizará la misma distribución de losas, con la salvedad de que no existirá la losa No. 11, puesto que en este lugar se ubicará el módulo de gradas. Se puede observar que las losas 1,3,4,6,7,9,10 y 12 poseen las mismas dimensiones, es por ello que se analizarán como m_1 ; además las losas 2, 5, 8 y 11, también poseen las mismas dimensiones, para lo cual se llamarán a éstas m_2 , de tal manera que:

$$m_1 = 3.00/4.00 = 0.75, \text{ En dos sentidos}$$
$$m_2 = 2.00/4.00 = 0.50, \text{ En dos sentidos}$$

Por condiciones de practicidad y de una mejor distribución de las cargas sobre los elementos soportantes de la losa se decidió hacer el análisis y diseño en dos sentidos.

2.1.4.1.3.1 Espesor de losas

Para el cálculo de los espesores de cada losa, es necesario tomar en cuenta que éste dependerá de la forma y condiciones sobre la cual trabaje la misma; es decir, si trabaja en dos direcciones, la fórmula para encontrar el espesor de losa será:

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

Donde, $t =$ Espesor de losa.

$P =$ Perímetro de losa.

Sin embargo, para las losas que trabajan en una sola dirección, el código ACI, recomienda en la sección 9.5.2 diferentes peraltes mínimos, dependiendo de la condición en la que se encuentre la misma.

Tabla II. Peraltes mínimos de losa en una dirección

Peralte mínimo h. (cm)				
	Simplemente apoyado	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Miembros	Miembros que no soportan, o están ligados a divisiones u otro tipo de construcción susceptibles de dañarse por grandes deflexiones			
Losas	L/20	L/24	L/28	L/10

Cálculo de espesores (t):

$$t_1 = \frac{P}{180} = \frac{2 * (3.0 + 2.80)}{180} = 0.073 \text{ m}$$

$$t_2 = \frac{L}{28} = \frac{1.8}{28} = 0.064 \text{ m}$$

El valor mínimo que recomienda el ACI es de 9 cm, como valor práctico se utilizará un espesor de 10 cm.

2.1.4.2 Cargas de diseño

Las cargas son fuerzas externas que actúan sobre la estructura. Las cuales provocan reacciones internas en el sistema estructural para resistirlas.

Dependiendo de la manera como las cargas sean aplicadas, tienden a deformar la estructura y sus componentes.

2.1.4.2.1 Lado tributario

Para conocer la carga bajo la cual se encuentra cada uno de los elementos que conforman la estructura es necesario determinar el valor de la carga que tributa la losa sobre el marco estructural.

Para ello se utiliza el método del lado tributario; en este caso, se determinan las cargas que actúan sobre el marco crítico en cada uno de los sentidos de la estructura, tomando para ello los siguientes datos:

El lado tributario varía respecto del lado que se esté trabajando, siendo:

$$A_C = a/3$$

$$A_L = A_C \cdot (3 - m^2)/2$$

Donde:

A_C = lado tributario en sentido corto.

A_L = lado tributario en sentido largo.

m = relación entre lados de la losa.

$$m = a/b$$

Donde:

a = Lado menor de losa.

b = Lado mayor de losa.

En este caso se analizan las losas en dos grupos, el primer grupo lo conforman las losas 1,3,4,6,7,9,10 y 12 puesto que poseen las mismas dimensiones (3.00m X 4.00m), de igual manera las losas 2, 4, 8 y 11, conforman el segundo grupo de losas que poseen las mismas dimensiones (2.00m X 4.00m).

Para el primer grupo:

$$\text{losa}_{1=3=4=6=7=9=10=12}$$

$$m = 3.00/4.00 = 0.75$$

$$A_C = 3.00/3 = 1.00$$

$$A_L = 1.00 * (3 - (0.75)^2)/2 = 1.22$$

Para el segundo grupo

$$\text{losa}_{2=5=8=11}$$

$$m = 2.00/4.00 = 0.5$$

$$A_C = 2.00/3 = 0.67$$

$$A_L = 0.67 * (3 - (0.50)^2)/2 = 0.92$$

2.1.4.2.2 Integración de cargas

Esta consiste en determinar la carga distribuida que estará soportando cada marco, tanto para la carga viva como para la carga muerta.

$$W_M = \text{Ancho tributario} * CM + P_{PV}$$

$$W_V = \text{Ancho tributario} * CV$$

Donde:

$$CM = \text{Carga Muerta}/m^2$$

$$CV = \text{Carga Viva}/m^2$$

$$P_{pv} = \text{Peso Propio de Viga}$$

2.1.4.2.2.1 Cargas vivas

Son aquellas producidas por el uso y la ocupación de la edificación. Los agentes que producen estas cargas no están rígidamente sujetos a la estructura. Estos incluyen, pero no están limitados a: los ocupantes en sí, el mobiliario y su contenido así como el equipo no fijo. Las cargas vivas utilizadas en este caso, se encuentran especificadas en las normas estructurales de diseño recomendadas para la República de Guatemala, AGIES NR-2:2000. Se utilizará un valor de 200 kg/m^2 para el techo, y de 250 kg/m^2 para el entrepiso, pensando que éste pueda funcionar a futuro como oficinas.

2.1.4.2.2.2 Cargas muertas

Su acción permanece durante todo el tiempo de “vida” de la estructura; comprende el peso propio de ésta y el de los elementos de permanencia fija sobre la misma.

Para encontrar las cargas distribuidas tomaremos el marco crítico en el sentido longitudinal, el cual será el marco B; y en el sentido transversal se tomará el marco 3.

Considerando lo anterior, se iniciará por integrar las cargas que corresponden al marco B:

Para el techo

Datos:

Sección de Viga = $20 \text{ cm} * 40 \text{ cm}$

Peso del concreto (P_C) = 2400 Kg/m^3

Espesor de losa (t) = 0.10 m

Sobre carga (S_C) = 80 Kg/m² (Apéndice 3.2)

Cernido y Repello (C_{C+R}) = 30 Kg/m²

Carga viva (CV) = 200 Kg/m² (Apéndice 3.8)

Carga Muerta Distribuida

$W_M = \text{Lado tributario} * CM + P_{PV}$

$CM = P_C * t + S_C + C_{C+R}$

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

$P_{PV} = \text{Sección de viga} * P_C$

$P_{PV} = 0.2 * 0.4 * 2400 = 192 \text{ Kg/m}$

$W_M = (1.22 + 0.92) * 350 + 192 = 941 \text{ Kg/m}$

Carga Viva Distribuida

$W_V = \text{Ancho tributario} * CV$

$W_V = (1.22 + 0.92) * 200 = 428 \text{ Kg/m}$

Para el entrepiso

Datos:

Sección de Viga = 20 cm * 40 cm

Peso del concreto (P_C) = 2400 Kg/m³

Espesor de losa (t) = 0.10 m

Sobre carga (S_C) = 200 Kg/m² (Apéndice 3.2)

Cernido y Repello (C_{C+R}) = 30 Kg/m²

Carga viva (CV) = 250 Kg/m² (Apéndice 3.8)

Muros = 230 Kg/m² (Apéndice 3.4)

Altura Muros = 2.50 m

Carga Muerta Distribuida

$$W_M = \text{Lado tributario} * CM + P_{PV} + \text{Tabique}$$

$$CM = P_C * t + S_C + C_{C+R}$$

$$CM = 2400 * 0.10 + 200 + 30 = 470 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{PV} = \text{Sección de viga} * P_C$$

$$P_{PV} = 0.2 * 0.4 * 2400 = 192 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Tabique} = \text{Muros} * \text{Altura Muros}$$

$$\text{Tabique} = 230 * 2.50 = 575 \text{ Kg/m}$$

$$W_M = (1.22 + 0.92) * 470 + 192 + 575 = 1772.8 \text{ Kg/m}$$

Carga Viva Distribuida

$$W_V = \text{Ancho tributario} * CV$$

$$W_V = (1.22 + 0.92) * 250 = 535 \text{ Kg/m}$$

De tal forma que los marcos resultantes con carga muerta y viva, quedan de la siguiente manera:

Figura 2. Marco B, con carga muerta distribuida

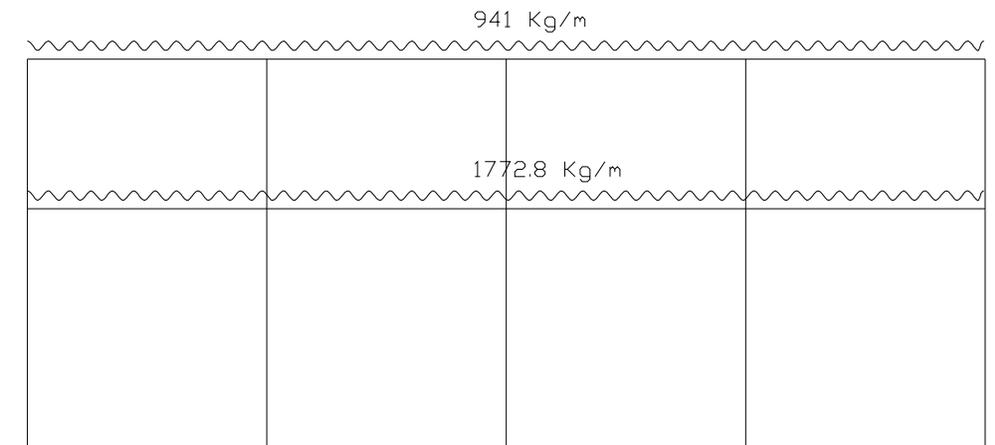
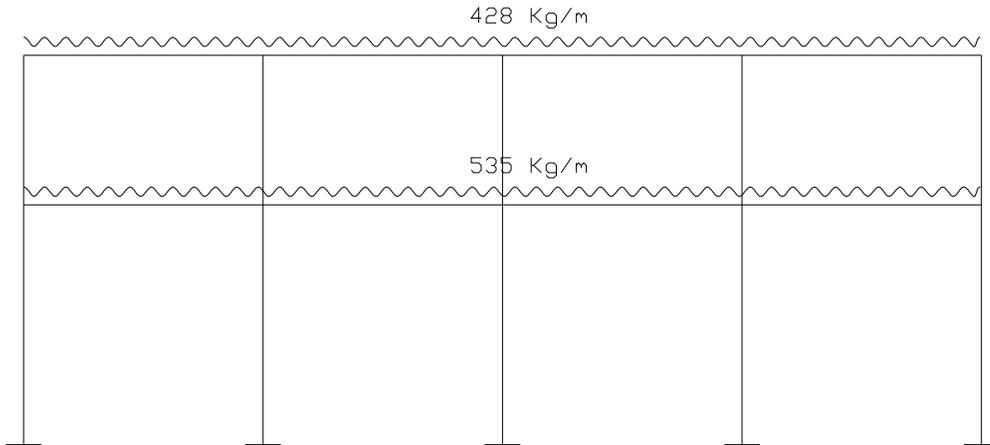


Figura 3. Marco B, con carga viva distribuida



El mismo procedimiento se utiliza para determinar las cargas que soportará el marco 3, obtenido los siguientes marcos resultantes.

Figura 4. Marco 3, con carga muerta distribuida

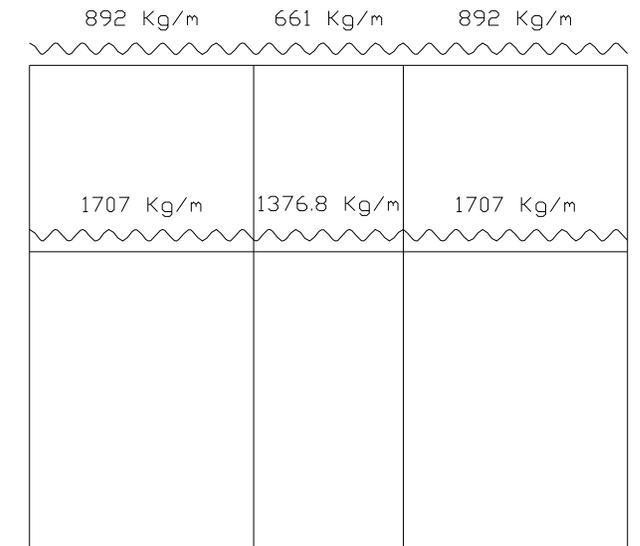
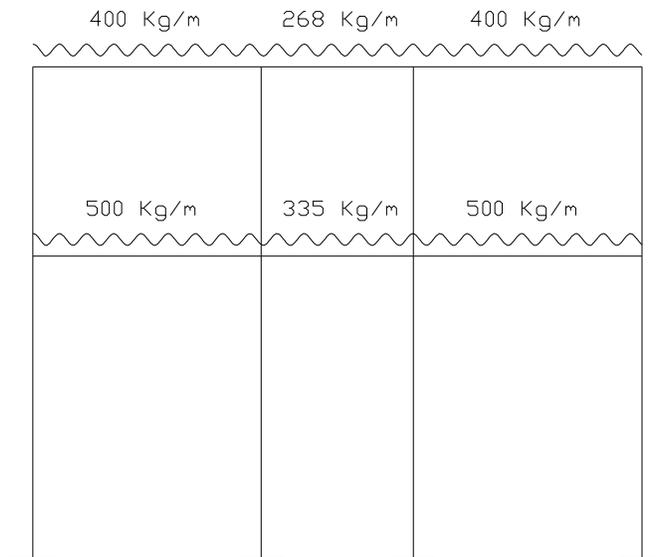


Figura 5. Marco 3, con carga viva distribuida



2.1.4.2.2.3 Cargas de sismo

En estructuras de concreto reforzado, las características esenciales de la resistencia sísmica, son incorporados al asegurar lo siguiente:

- Las vigas tienen que fallar antes que las columnas.
- El colapso debe ocurrir en flexión más que en corte.
- Prevenir la falla prematura en uniones entre miembros.
- Deben obtenerse fallas dúctiles, antes que quebradizas.

En Guatemala se consideran en el análisis, las cargas por sismo y las cargas por viento, esta última dependiendo de la magnitud de la incidencia del mismo en una estructura sobre un área grande de exposición o bien por las condiciones del lugar.

Sin embargo para este caso, no es necesario considerarla, puesto que la altura del edificio es pequeña, tomando en cuenta para el análisis de fuerzas laterales, solamente la fuerza por sismo, para lo cual se hace uso del método SEACC-74.

2.1.4.2.2.3.1 Seaoc-74

Este consiste en determinar la fuerza lateral ocasionada en la base del edificio, o corte basal, el cual depende de una serie de factores que ayudan a determinar el valor preciso para el caso en el cual nos encontramos. La fórmula para determinar el corte basal es la siguiente:

$$V = ZICKSW$$

Cuyos coeficientes Z, I, K, C, S, W, representan diversos factores que varían dependiendo la estructura que se esté analizando y el medio en cual se encuentre.

- Z: Basado en zonas sísmicas establecidas.
- I: Tipo de ocupación de la estructura.
- K: Tipo de estructura utilizada.
- C: Coeficiente que depende del período natural de vibración.
- S: Coeficiente que depende del tipo de suelo.
- W: Carga muerta total + 25% de Carga viva.

Para el análisis se tienen los datos siguientes:

$$Z = 1 \quad (\text{por ser Guatemala una región altamente sísmica}).$$

I = 1.5 (por tratarse de una estación de Bomberos).

S = 1.5 (por poseer un suelo de tipo limo-arenoso).

K = 0.67 (por haberse utilizado marcos dúctiles).

Para determinar el valor del período natural de vibración “C” de la estructura, es necesario recurrir a la siguiente fórmula:

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

Donde,

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

Donde:

h = Altura total del edificio.

b' = base del edificio.

b'_x = 8.30 m.

b'_y = 16.30 m.

$$t_x = \frac{0.09 * 6.70}{\sqrt{8.30}} = 0.209$$

$$t_y = \frac{0.09 * 6.70}{\sqrt{16.30}} = 0.149$$

de tal forma que,

$$C_x = \frac{1}{15\sqrt{0.209}} = 0.146, \text{ mayor que } 0.12, \text{ usar } 0.12$$

$$C_Y = \frac{1}{15\sqrt{0.149}} = 0.172, \text{ mayor que } 0.12, \text{ usar } 0.12$$

Ahora, el factor C al ser multiplicado por S, no debe ser mayor que 0.14, por lo que:

$$C_X * S = 0.12 * 1.5 = 0.18, \text{ usar } 0.14.$$

$$C_Y * S = 0.12 * 1.5 = 0.18, \text{ usar } 0.14.$$

El siguiente paso es determinar el peso total de la estructura.

$$W = W_1 + W_2$$

Para W1:

$$W_1 = W_{CM} + 25\%W_{CV}$$

$$W_1 = W_{COLUMNAS} + W_{VIGAS} + W_{ENTREPISO} + W_{ZAPATAS} + 25\%W_{CV}$$

$$W_{COLUMNAS} = \text{Sección} * \text{Altura} * Pc * \text{No. Columnas.}$$

$$W_{COLUMNAS} = 0.3 * 0.3 * 5.25 * 2400 * 20$$

$$W_{COLUMNAS} = 22680 \text{ Kg.}$$

$$W_{VIGAS} = \text{Sección} * Pc * \text{Longitud total.}$$

$$W_{VIGAS} = 0.2 * 0.4 * 2400 * (16 * 3.8 + 10 * 2.8 + 5 * 1.8)$$

$$W_{VIGAS} = 18777.6 \text{ Kg.}$$

$$W_{ENTREPISO} = t * Pc * \text{Area de entrepiso}$$

$$W_{ENTREPISO} = 0.1 * 2400 * (4 * (3.8 * 1.8) + 8 * (3.8 * 2.8))$$

$$W_{ENTREPISO} = 26995.2 \text{ Kg.}$$

$$W_{ZAPATAS} = Az * t * Pc * \text{No. Zapatas.}$$

$$W_{ZAPATAS} = (1 * 1) * 0.2 * 2400 * 20$$

$$W_{ZAPATAS} = 9600 \text{ Kg.}$$

$$25\%CV = 0.25 * CV * \text{Área de Entrepiso}$$

$$25\%CV = 0.25 * 250 * (4 * (3.8 * 1.8) + 8 * (3.8 * 2.8))$$

$$25\%CV = 7030 \text{ Kg.}$$

$$W_1 = 85082.8 \text{ Kg.}$$

Para W2:

$$W_2 = W_{CM} + 25\%W_{CV}$$

$$W_2 = W_{COLUMNAS} + W_{VIGAS} + W_{TECHO} + 25\%W_{CV}$$

$$W_{COLUMNAS} = \text{Sección} * \text{Altura} * Pc * \text{No. Columnas.}$$

$$W_{COLUMNAS} = 0.3 * 0.3 * 1.45 * 2400 * 20$$

$$W_{COLUMNAS} = 6264 \text{ Kg.}$$

$$W_{VIGAS} = \text{Sección} * Pc * \text{Longitud total.}$$

$$W_{VIGAS} = 0.2 * 0.4 * 2400 * (16 * 3.8 + 10 * 2.8 + 5 * 1.8)$$

$$W_{VIGAS} = 18777.6 \text{ Kg.}$$

$$W_{TECHO} = t * Pc * \text{Área de techo.}$$

$$W_{TECHO} = 0.1 * 2400 * (4 * (3.8 * 1.8) + 8 * (3.8 * 2.8))$$

$$W_{TECHO} = 26995.2 \text{ Kg.}$$

$$25\%CV = 0.25 * CV * \text{Área de techo}$$

$$25\%CV = 0.25 * 200 * (4 * (3.8 * 1.8) + 8 * (3.8 * 2.8))$$

$$25\%CV = 5624 \text{ Kg.}$$

$$W_2 = 57660.8 \text{ Kg.}$$

$$W = W_1 + W_2$$

$$W = 85082.8 + 57660.8$$

$$W = 142743.6 \text{ Kg.}$$

Habiendo encontrado todos los factores que intervienen en la determinación del corte basal, se procede a determinar su valor, tanto en el sentido X, como en el sentido Y:

$$V = \text{ZICKSW}$$

$$V = 1 * 1.5 * 0.14 * 0.67 * 142743.6 = 20084.02$$

2.1.4.2.2.3.2 Corte por nivel

Es importante saber que el corte basal produce una distribución de fuerzas en cada piso, para lo cual es necesario conocer este valor y así obtener un correcto análisis de la estructura. Las fuerzas por piso se calculan a partir de la ecuación:

$$F_i = \frac{(V - F_T) * W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}$$

donde,

F_i = corte por nivel

V = corte basal

F_T = fuerza adicional en la cúspide

W_i = peso en el nivel

h_i = altura del nivel

$$F_t = 0.07 * t * V, \text{ si } t \geq 0.25 \text{ seg}$$

$$F_t = 0, \text{ si } t < 0.25 \text{ seg}$$

Como t_x y t_y son menores de 0.25, entonces se utiliza el valor $F_t = 0$, quedando la fórmula para ambos sentidos de la siguiente manera:

$$F_i = \frac{V * W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}$$

Para el análisis en el sentido X, se tiene que se debe encontrar las fuerzas actuantes en el primer y segundo nivel.

Para el primer nivel:

$$F_{1x} = \frac{20084.02 * 85082.8 * 5.25}{(85082.8 * 5.25) + (57660.8 * 6.70)} = 10769.62 \text{ kg}$$

Para el segundo nivel:

$$F_{2x} = \frac{20084.02 * 57660.8 * 6.70}{(85082.8 * 5.25) + (57660.8 * 6.70)} = 9314.4 \text{ kg}$$

Como se sabe que el valor del corte basal es el mismo en ambos sentidos, se determina que el valor de las fuerzas por nivel que actuarán en el sentido Y, son de la misma magnitud que en el sentido X, para cada nivel respectivamente; de tal forma que:

Para el primer nivel

$$F_{1y} = \frac{20084.02 * 85082.8 * 5.25}{(85082.8 * 5.25) + (57660.8 * 6.70)} = 10769.62 \text{ kg}$$

Para el segundo nivel

$$F_{2y} = \frac{20084.02 * 57660.8 * 6.70}{(85082.8 * 5.25) + (57660.8 * 6.70)} = 9314.4 \text{ kg}$$

2.1.4.2.2.3.3 Fuerzas por marco

Determinar las fuerzas por marco, consiste simplemente en dividir el corte por nivel, dentro de el número de marcos que soportarán dicha fuerza.

Como se conoce que en el sentido X e Y, actúan cinco y cuatro marcos respectivamente que soportan dichas fuerzas, se operan los marcos de la siguiente manera:

En el sentido X

$$F_{1x} = \frac{10769.62}{5} = 2153.92 \text{ kg}$$

$$F_{2x} = \frac{9314.4}{5} = 1862.88 \text{ kg}$$

En el sentido Y

$$F_{1y} = \frac{10769.62}{4} = 12692.405 \text{ kg}$$

$$F_{2y} = \frac{9314.4}{4} = 2328.6 \text{ kg}$$

De manera gráfica, los resultados quedan distribuidos de la siguiente manera:

Figura 6. Marco 3, con cargas de sismo

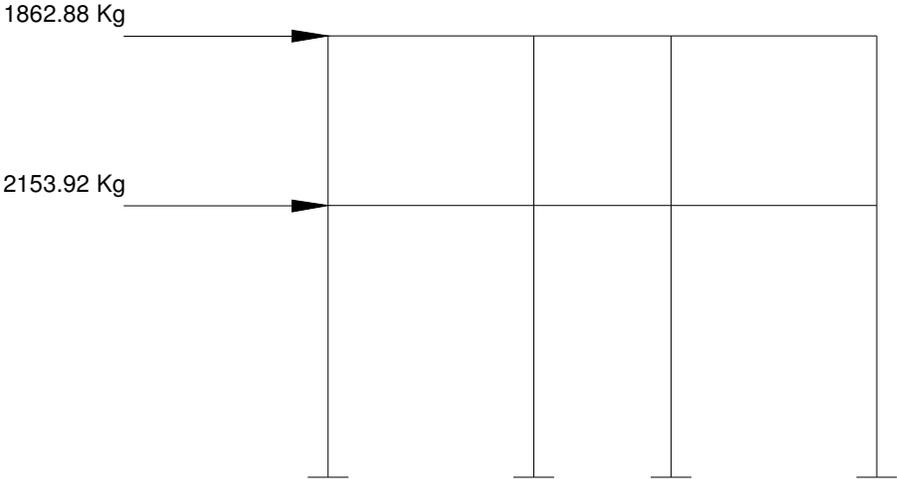
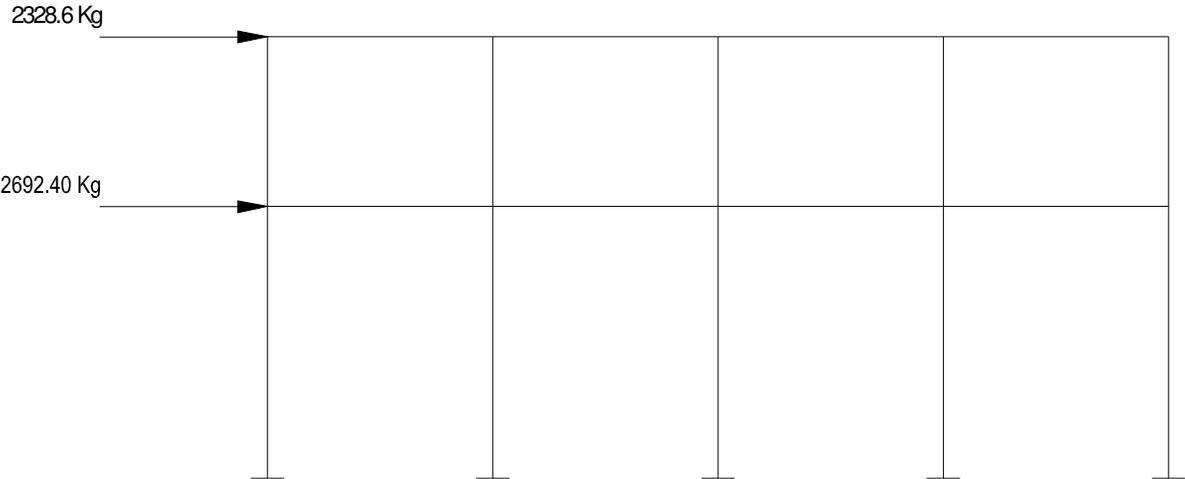


Figura 7. Marco B, con cargas de sismo



2.1.4.3 Análisis estructural por el método de Kani

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

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

El método de Kani, es un método basado en las características generales de la elástica. La ventaja de este método sobre otros métodos de aproximaciones sucesivas, es que en forma directa, se toma el efecto del desplazamiento de los miembros, evitándose el planeamiento y solución de ecuaciones simultáneas.

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

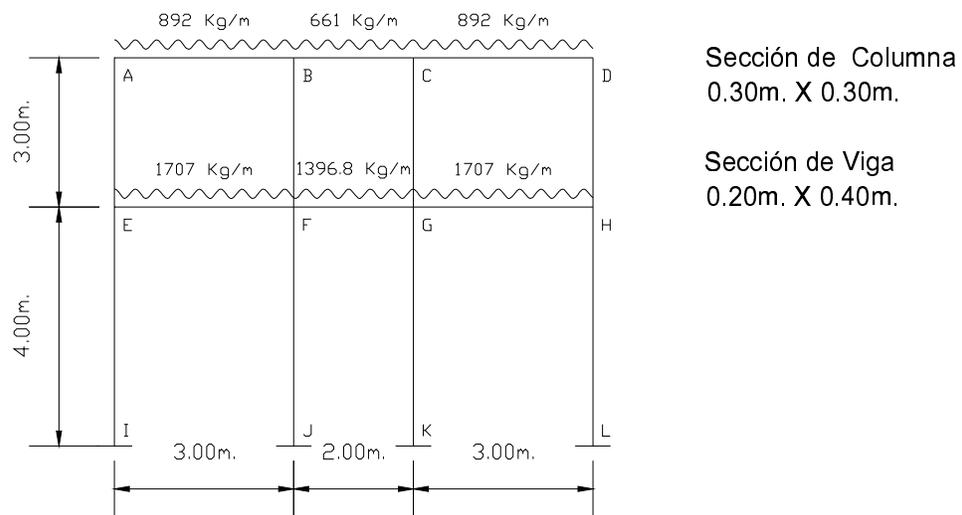
El método de Kani, es clásico en el análisis estructural, y como todos los métodos, tiene particulares ventajas para el análisis de determinadas estructuras, ventajas que el analista debe aprovechar para realizar un trabajo eficiente.

Es importante mencionar que para el análisis de la estructura, se debe analizar las cargas por separado; es decir, que primero se analiza la estructura bajo las cargas muertas, luego bajo las cargas vivas y por último, su comportamiento bajo las fuerzas de sismo.

2.1.4.3.1 Análisis de carga muerta

A continuación se analizará el marco 3 que es el marco que se encuentra sobre el eje X.

Figura 8. Marco 3, análisis con carga muerta



Se calcula la rigidez de cada elemento de la estructura:

$$K = I/L \quad \text{donde: } K = \text{Rigidez.}$$

$$I = \text{Inercia.}$$

$$L = \text{Longitud del elemento.}$$

Por contar con elementos rectangulares, entonces la fórmula que determina el valor de la inercia de los elementos es:

$$I = \frac{b * h^3}{12} \quad \text{Donde, } b = \text{Base.}$$

$h = \text{Altura.}$

De lo cual se obtiene la siguiente tabla de resultados, en la que se presenta los datos correspondientes a cada uno de los elementos del marco en estudio, incluso la carga distribuida, que soportan los mismos.

Tabla III. Inercia y rigidez de elementos

ELEMENTOS	Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)	Inercia (m4)	Inercia relativa	Rigidez (K)	Cargas (Ton/m)
Vigas Segundo Nivel							
A-B	0.20	0.40	3.00	0.001067	1.58	0.00036	0.8920
B-C	0.20	0.40	2.00	0.001067	1.58	0.00053	0.6610
C-D	0.20	0.40	3.00	0.001067	1.58	0.00036	0.8920
Vigas Primer Nivel							
E-F	0.20	0.40	3.00	0.001067	1.58	0.00036	1.7070
F-G	0.20	0.40	2.00	0.001067	1.58	0.00053	1.3968
G-H	0.20	0.40	3.00	0.001067	1.58	0.00036	1.7070
Columnas Segundo Nivel							
A-E	0.30	0.30	2.50	0.000675	1.00	0.00027	0.0000
B-F	0.30	0.30	2.50	0.000675	1.00	0.00027	0.0000
C-G	0.30	0.30	2.50	0.000675	1.00	0.00027	0.0000
D-H	0.30	0.30	2.50	0.000675	1.00	0.00027	0.0000
Columnas Primer Nivel							
E-I	0.30	0.30	4.00	0.000675	1.00	0.00017	0.0000
F-J	0.30	0.30	4.00	0.000675	1.00	0.00017	0.0000
G-K	0.30	0.30	4.00	0.000675	1.00	0.00017	0.0000
H-L	0.30	0.30	4.00	0.000675	1.00	0.00017	0.0000

Se calculan los factores de giro o coeficientes de reparto para cada nudo, utilizando la rigidez de cada elemento que llega al nudo, con base a la fórmula:

$$\mu = -\frac{1}{2} * \frac{K}{\sum K} \quad \text{Donde: } \mu = \text{Factor de giro o de reparto}$$

$K = \text{Rigidez del elemento}$

$\sum K = \text{Sumatoria de rigideces en el nudo}$

Se debe comprobar que la sumatoria de todos los factores de giro en cada nudo, debe ser de -0.50. Por ejemplo, para el caso del nudo A:

$$\mu_{AB} = -\frac{1}{2} * \frac{0.00036}{0.00036 + 0.00027} = -0.284$$

$$\mu_{BA} = -\frac{1}{2} * \frac{0.00027}{0.00036 + 0.00027} = -0.216$$

$$\sum \mu = -0.500$$

La tabla IV presenta los resultados para cada uno de los nodos que conforman el marco en análisis.

Tabla IV. Factores de giro

TRAMO	F. de G. (μ)
Nodo A	
A-B	-0.284
A-E	-0.216
SUMATORIA	-0.500
Nodo B	
B-A	-0.153
B-C	-0.230
B-F	-0.116
SUMATORIA	-0.500
Nodo C	
C-B	-0.230
C-D	-0.153
C-G	-0.116
SUMATORIA	-0.500
Nodo D	
D-C	-0.284
D-H	-0.216
SUMATORIA	-0.500
Nodo E	
E-F	-0.224
E-A	-0.170
E-I	-0.106
SUMATORIA	-0.500
Nodo F	
F-E	-0.134
F-G	-0.201
F-B	-0.102
F-J	-0.064
SUMATORIA	-0.500
Nodo G	
G-F	-0.201
G-H	-0.134
G-C	-0.102
G-K	-0.064
SUMATORIA	-0.500
Nodo H	
H-G	-0.224
H-D	-0.170
H-L	-0.106
SUMATORIA	-0.500

Para el cálculo de los momentos fijos, es necesario recurrir a la fórmula siguiente:

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

Donde: MF = Momento Fijo

W = Carga

L = Longitud de la viga

De tal manera que:



$$MF_{AB} = -MF_{BA} \frac{-0.892 * (3)^2}{12} = -0.669 T - m$$

$$MF_{BC} = -MF_{CB} \frac{-0.661 * (2)^2}{12} = -0.2203 T - m$$

$$MF_{CD} = -MF_{DC} \frac{-0.892 * (3)^2}{12} = -0.669 T - m$$

$$MF_{EF} = -MF_{FE} \frac{-1.707 * (3)^2}{12} = -1.2803 T - m$$

$$MF_{FG} = -MF_{GF} \frac{-1.3968 * (2)^2}{12} = -0.4656 T - m$$

$$MF_{GH} = -MF_{HG} \frac{-1.707 * (3)^2}{12} = -1.2803 T - m$$

Con estos datos se procede a la primera iteración, la cual se tomará de la siguiente manera: **H – G – F – E – A – B – C – D.**

NODO H

$$HD = 1.28 * -0.170 = -0.2176$$

$$HG = 1.28 * -0.224 = -0.2865$$

$$HL = 1.28 * -0.106 = -0.1359$$

NODO G

$$GH = (-0.8147 - 0.28654) * -0.134 = 0.14746$$

$$GC = (-0.8147 - 0.28654) * -0.102 = 0.11197$$

$$GK = (-0.8147 - 0.28654) * -0.064 = 0.06998$$

$$GF = (-0.8147 - 0.28654) * -0.201 = 0.22118$$

NODO F

$$FG = (-0.8147 - 0.22118) * -0.201 = -0.20806$$

$$FE = (-0.8147 - 0.22118) * -0.134 = -0.13870$$

$$FB = (-0.8147 - 0.22118) * -0.102 = -0.10533$$

$$FJ = (-0.8147 - 0.22118) * -0.064 = -0.06583$$

NODO E

$$EF = (-1.2803 - 0.1387) * -0.224 = 0.31758$$

$$EA = (-1.2803 - 0.1387) * -0.170 = 0.24117$$

$$EI = (-1.2803 - 0.1387) * -0.106 = 0.15073$$

NODO A

$$AE = (-0.669 + 0.24117) * -0.216 = 0.09233$$

$$AB = (-0.669 + 0.24117) * -0.284 = 0.12159$$

NODO B

$$BA = (0.4487 + 0.12159 - 0.10533) * -0.153 = -0.07132$$

$$BC = (0.4487 + 0.12159 - 0.10533) * -0.230 = -0.10698$$

$$BF = (0.4487 + 0.12159 - 0.10533) * -0.116 = -0.05416$$

NODO C

$$CA = (-0.4487 - 0.10698 + 0.11197) * -0.230 = 0.10209$$

$$CD = (-0.4487 - 0.10698 + 0.11197) * -0.153 = 0.06806$$

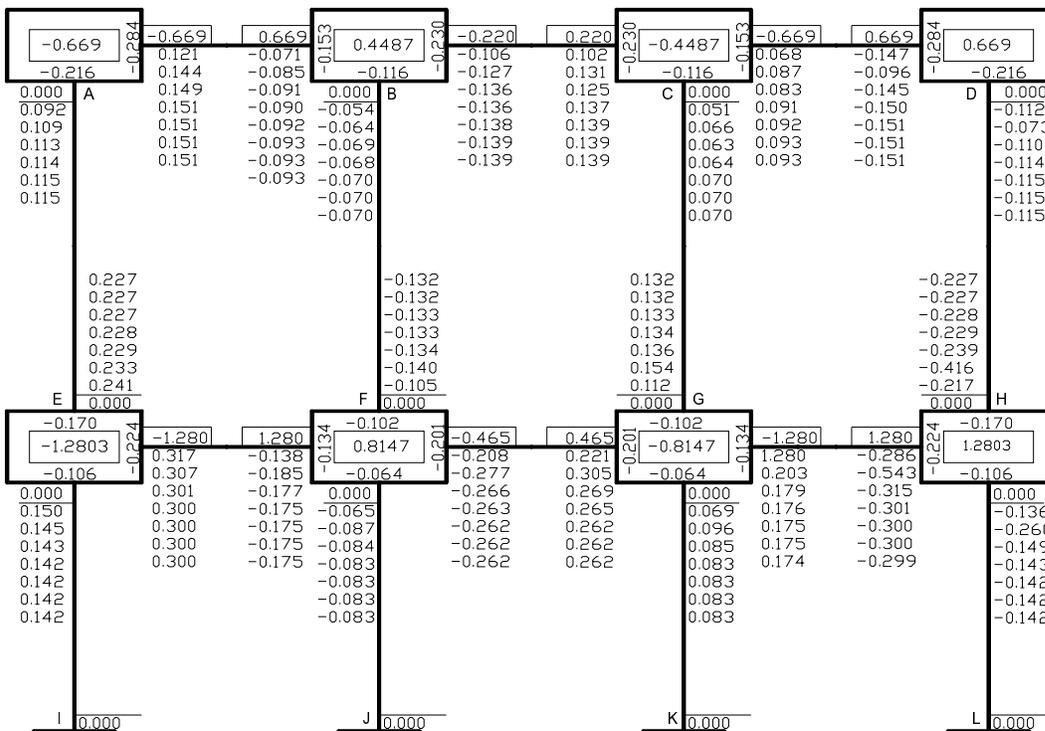
$$CG = (-0.4487 - 0.10698 + 0.11197) * -0.116 = 0.05168$$

NODO D

$$DC = (0.6690 + 0.06806 - 0.21759) * -0.284 = -0.14763$$

$$DH = (0.6690 + 0.06806 - 0.21759) * -0.216 = -0.11211$$

Figura 9. Esquema de iteración de Kani con carga muerta



Los momentos finales se encuentran con base a la siguiente fórmula:

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

Donde: M_{AB} = Momento final

MF_{AB} = Momento fijo

M'_{AB} = Última iteración en el extremo A de la barra AB

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

Para el Nodo A

$$M_{AB} = -0.669 + 2(0.15186) - 0.09317 = -0.45846 \text{ Ton-m}$$

$$M_{AE} = 0.0000 + 2(0.11532) + 0.2274 = 0.45837 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo B

$$M_{BA} = 0.63451 \text{ Ton-m}$$

$$M_{BC} = -0.36008 \text{ Ton-m}$$

$$M_{BF} = -0.27434 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo C

$$M_{CB} = 0.36012 \text{ Ton-m}$$

$$M_{CD} = -0.63452 \text{ Ton-m}$$

$$M_{CG} = 0.27436 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo D

$$M_{DC} = 0.45841 \text{ Ton-m}$$

$$M_{DH} = -0.45841 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo E

$$M_{EA} = 0.57080 \text{ Ton-m}$$

$$M_{EI} = 0.28468 \text{ Ton-m}$$

$$M_{EF} = -0.85537 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo F

$$M_{FB} = -0.33643 \text{ Ton-m}$$

$$M_{FJ} = -0.16605 \text{ Ton-m}$$

$$M_{FE} = 1.23030 \text{ Ton-m}$$

$$M_{FG} = -0.72800 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo G

$$M_{GC} = 0.33643 \text{ Ton-m}$$

$$M_{GK} = 0.16604 \text{ Ton-m}$$

$$M_{GF} = 0.72798 \text{ Ton-m}$$

$$M_{GH} = -1.23030 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo H

$$M_{HG} = 0.85537 \text{ Ton-m}$$

$$M_{HD} = -0.57082 \text{ Ton-m}$$

$$M_{HL} = -0.28467 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo I

$$M_{IE} = 0.14234 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo J

$$M_{JF} = -0.08302 \text{ Ton-m}$$

Para el Nudo K

$$M_{KG} = 0.08302 \text{ Ton-m}$$

Para el Nudo L

$$M_{LH} = -0.14234 \text{ Ton-m.}$$

Los momentos positivos se encuentran con base a la siguiente fórmula:

$$M_{AB}^+ = \frac{wl^2}{8} - \frac{(M_{AB}^- + M_{BA}^-)}{2}$$

Donde:

M_{AB}^+ = Momento positivo en el tramo AB

w = Carga distribuida

l = Longitud del tramo

M_{AB}^- = Momento negativo de A hacia B

M_{BA}^- = Momento negativo de B hacia A

$\frac{(M_{AB}^- + M_{BA}^-)}{2}$ = Promedio entre ambos

Momentos positivos:

$$M_{AB}^+ = \frac{0.892 * 3^2}{8} - \frac{(0.63451 + 0.45846)}{2} = 0.457015 \text{ T - m}$$

$$M_{BC}^+ = 0.33050 \text{ T - m}$$

$$M_{CD}^+ = 0.45703 \text{ T - m}$$

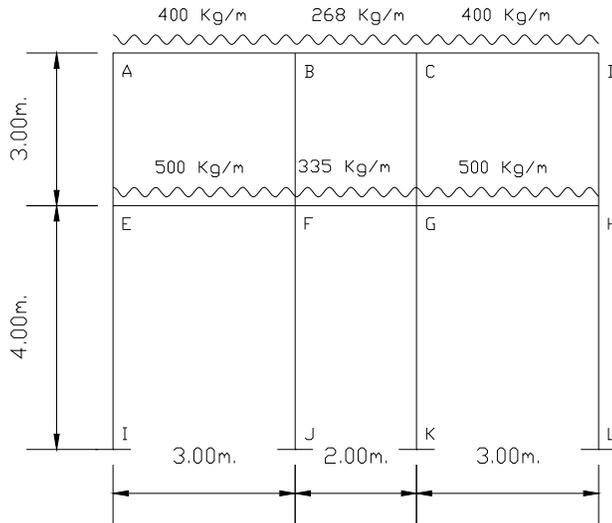
$$M_{EF}^+ = 0.87754 \text{ T - m}$$

$$M_{FG}^+ = 0.69840 \text{ T - m}$$

$$M_{GH}^+ = 0.87754 \text{ T - m}$$

2.1.4.3.2 Análisis de carga viva

Figura 10. Marco 3, análisis con carga viva



Sección de Columna
0.30m. X 0.30m.

Sección de Viga
0.20m. X 0.40m.

La rigidez de cada elemento y los factores de giro, se toman del marco anterior, debido a que las secciones son las mismas.

Los momentos fijos para este caso varían, puesto que estos dependen de la carga que soporta cada elemento:

De tal manera que:



$$MF_{AB} = -MF_{BA} = \frac{-0.400 \cdot (3)^2}{12} = -0.300 \text{ T-m}$$

$$MF_{BC} = -MF_{CB} = \frac{-0.268 \cdot (2)^2}{12} = -0.0893 \text{ T-m}$$

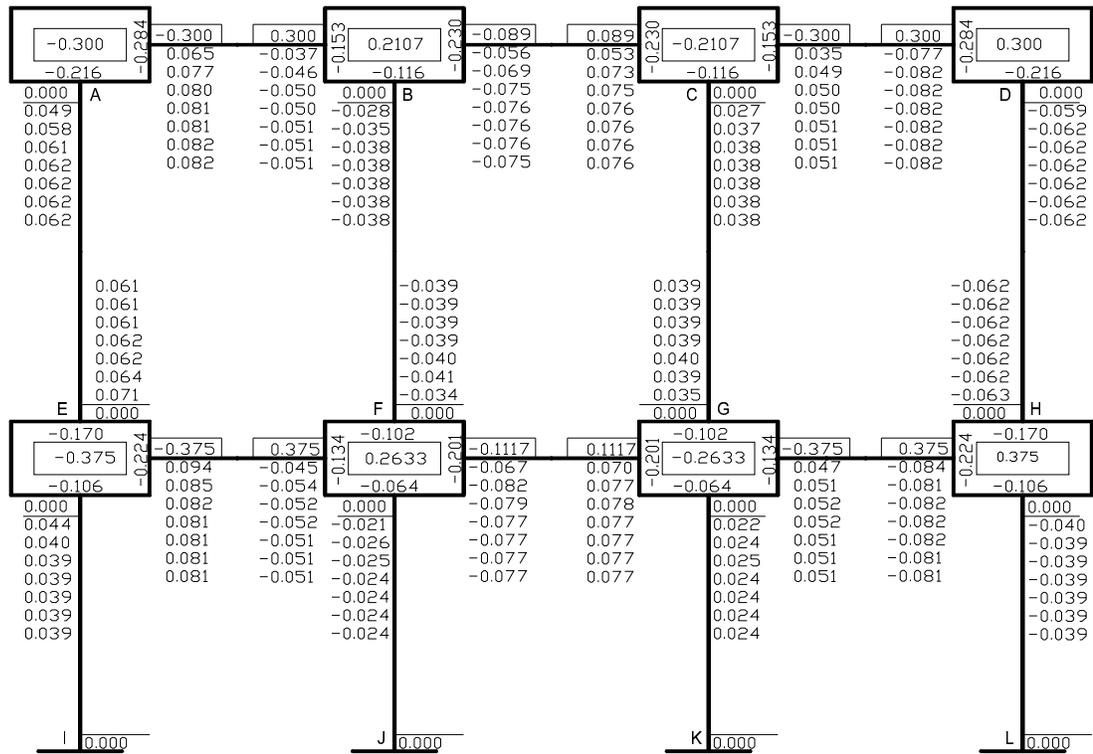
$$MF_{CD} = -MF_{DC} = \frac{-0.400 \cdot (3)^2}{12} = -0.300 \text{ T-m}$$

$$MF_{EF} = -MF_{FE} = \frac{-0.500 \cdot (3)^2}{12} = -0.375 \text{ T-m}$$

$$MF_{FG} = -MF_{GF} \frac{-0.335*(2)^2}{12} = -0.1117 \text{ T-m}$$

$$MF_{GH} = -MF_{HG} \frac{-0.500*(3)^2}{12} = -0.375 \text{ T-m}$$

Figura 11. Esquema de iteración de Kani con carga viva



Momentos finales:

Para el Nodo A

$$M_{AB} = -0.300 + 2(0.08204) - 0.05055 = -0.18648 \text{ Ton-m}$$

$$M_{AE} = 0.0000 + 2(0.06230) + 0.06188 = 0.18647 \text{ Ton-m}$$

Para el Nudo B

$$M_{BA} = 0.28094 \text{ Ton-m}$$

$$M_{BC} = -0.16516 \text{ Ton-m}$$

$$M_{BF} = -0.11577 \text{ Ton-m}$$

Para el Nudo C

$$M_{CB} = 0.16516 \text{ Ton-m}$$

$$M_{CD} = -0.28094 \text{ Ton-m}$$

$$M_{CG} = 0.11577 \text{ Ton-m}$$

Para el Nudo D

$$M_{DC} = 0.18647 \text{ Ton-m}$$

$$M_{DH} = -0.18647 \text{ Ton-m}$$

Para el Nudo E

$$M_{EA} = 0.18605 \text{ Ton-m}$$

$$M_{EI} = 0.07734 \text{ Ton-m}$$

$$M_{EF} = -0.26338 \text{ Ton-m}$$

Para el Nudo F

$$M_{FB} = -0.11637 \text{ Ton-m}$$

$$M_{FJ} = -0.04874 \text{ Ton-m}$$

$$M_{FE} = 0.35379 \text{ Ton-m}$$

$$M_{FG} = -0.18869 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo G

$$M_{GC} = 0.11637 \text{ Ton-m}$$

$$M_{GK} = 0.04874 \text{ Ton-m}$$

$$M_{GF} = 0.18869 \text{ Ton-m}$$

$$M_{GH} = -0.35379 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo H

$$M_{HG} = 0.26338 \text{ Ton-m}$$

$$M_{HD} = -0.06188 \text{ Ton-m}$$

$$M_{HL} = -0.07735 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo I

$$M_{IE} = 0.03867 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo J

$$M_{JF} = -0.02437 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo K

$$M_{KG} = 0.02437 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo L

$$M_{LH} = -0.03867 \text{ Ton-m}$$

Momentos positivos:

$$M_{AB}^+ = 0.21692 \text{ T} - m$$

$$M_{BC}^+ = 0.12400 \text{ T} - m$$

$$M_{CD}^+ = 0.21630 \text{ T} - m$$

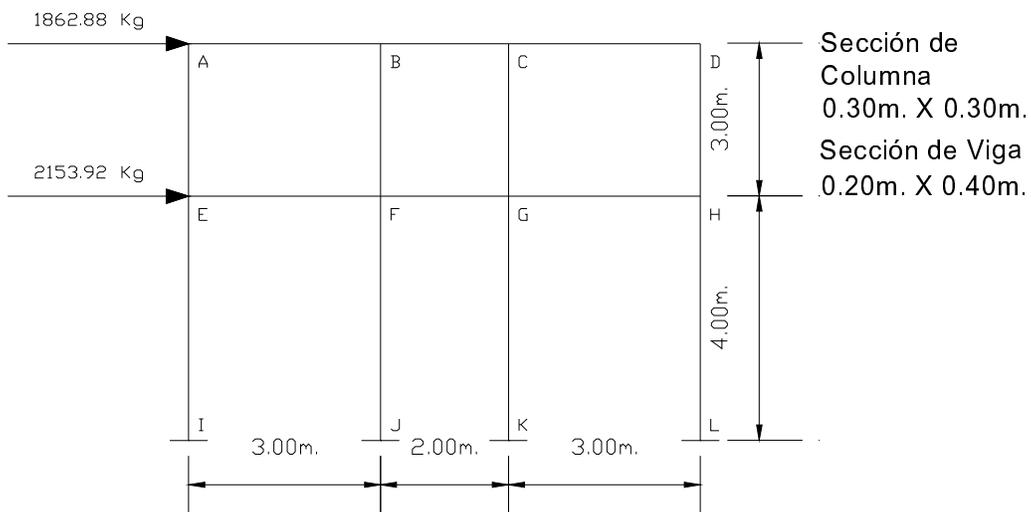
$$M_{EF}^+ = 0.25392 \text{ T} - m$$

$$M_{FG}^+ = 0.16750 \text{ T} - m$$

$$M_{GH}^+ = 0.25392 \text{ T} - m$$

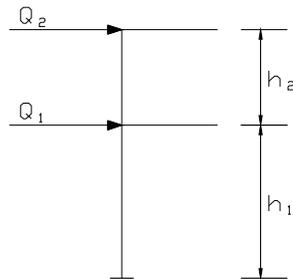
2.1.4.3.3 Análisis con carga de sismo

Figura 12. Marco 3, análisis con carga de sismo



Al igual que en el análisis con carga viva y muerta, se siguen tomando los mismos valores de rigidez y factores de giro.

Por ser cargas laterales, se calculan los momentos de piso que actúan en la estructura de la siguiente manera:



$$M_2 = \frac{Q_2 * h_2}{3}$$

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

Donde: $M_1, M_2 =$ Momentos de piso

$Q_2, Q_1 =$ Cargas de sismo

$h_1, h_2 =$ Alturas por nivel

$$M_2 = \frac{1.86288 * 2.5}{3} = 1.5524 \text{ Ton-m}$$

$$M_1 = \frac{(1.86288 + 2.15392) * 4}{3} = 5.3557 \text{ Ton-m}$$

Quando se analizan las cargas de sismo en un marco, para las columnas es necesario encontrar un factor de corrimiento en cada nivel, con base a la fórmula siguiente:

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

Donde: $\gamma =$ Factor de corrimiento

$K_{Columna} =$ Rigidez de la columna

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

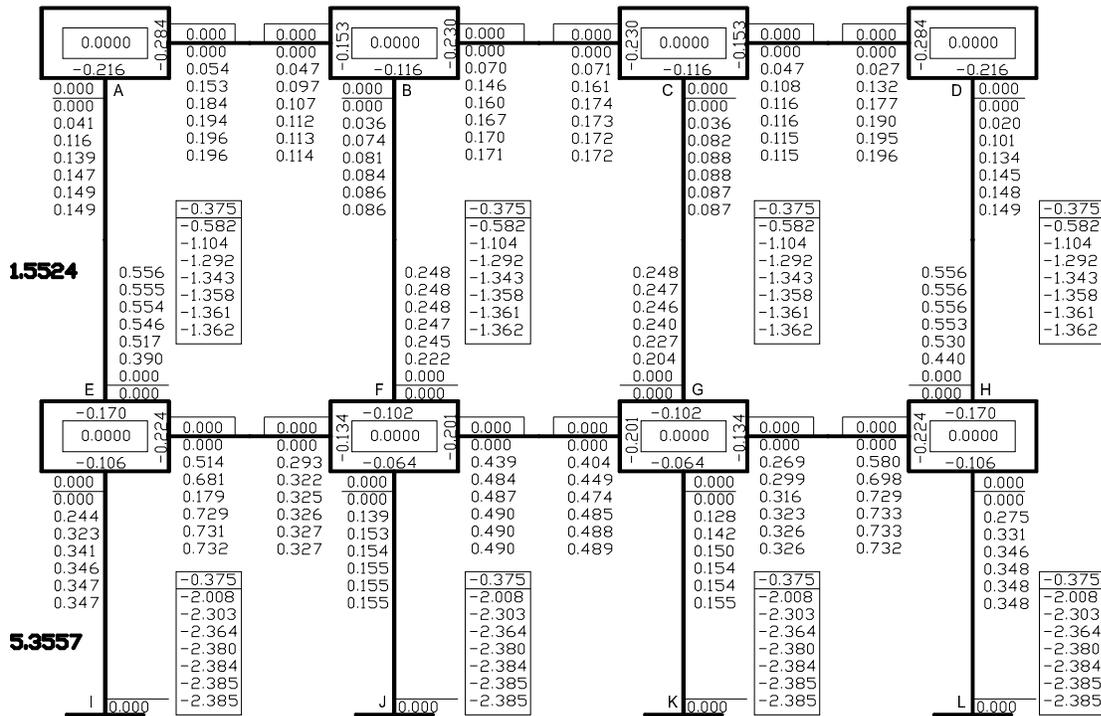
Factor de corrimiento para el primer nivel:

$$\gamma_{IE} = -3/2 * \frac{0.00017}{0.00017 + 0.00017 + 0.00017 + 0.00017} = -0.375$$

Factor de corrimiento para el segundo nivel:

$$\gamma_{EA} = -3/2 * \frac{0.00027}{0.00027 + 0.00027 + 0.00027 + 0.00027} = -0.375$$

Figura 13. Esquema de iteración de Kani con carga de sismo



Momentos finales:

Para el Nodo A

$$M_{AB} = 0.50746 \text{ Ton-m}$$

$$M_{AE} = -0.50761 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo B

$$M_{BA} = 0.42498 \text{ Ton-m}$$

$$M_{BC} = 0.51444 \text{ Ton-m}$$

$$M_{BF} = -0.94072 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo C

$$M_{CB} = 0.51515 \text{ Ton-m}$$

$$M_{CD} = 0.42550 \text{ Ton-m}$$

$$M_{CG} = -0.94029 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo D

$$M_{DC} = 0.50710 \text{ Ton-m}$$

$$M_{DH} = -0.50790 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo E

$$M_{EA} = -0.10105 \text{ Ton-m}$$

$$M_{EI} = -1.69040 \text{ Ton-m}$$

$$M_{EF} = 1.79072 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo F

$$M_{FB} = -0.77936 \text{ Ton-m}$$

$$M_{FJ} = -2.07520 \text{ Ton-m}$$

$$M_{FE} = 1.38533 \text{ Ton-m}$$

$$M_{FG} = 1.46936 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo G

$$M_{GC} = -0.77957 \text{ Ton-m}$$

$$M_{GK} = -2.07555 \text{ Ton-m}$$

$$M_{GF} = 1.46881 \text{ Ton-m}$$

$$M_{GH} = 1.38503 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo H

$$M_{HG} = 1.79122 \text{ Ton-m}$$

$$M_{HD} = -0.10070 \text{ Ton-m}$$

$$M_{HL} = -1.68998 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo I

$$M_{IE} = -2.03783 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo J

$$M_{JF} = -2.23023 \text{ Ton-m}$$

Para el Nodo K

$$M_{KG} = -2.23041 \text{ Ton-m}$$

Para el Nudo L

$$M_{LH} = -2.03762 \text{ Ton-m}$$

Momentos positivos:

$$M_{AB}^+ = 0.04124 \text{ T - m}$$

$$M_{BC}^+ = 0.00035 \text{ T - m}$$

$$M_{CD}^+ = 0.04080 \text{ T - m}$$

$$M_{EF}^+ = 0.20269 \text{ T - m}$$

$$M_{FG}^+ = 0.00028 \text{ T - m}$$

$$M_{GH}^+ = 0.20310 \text{ T - m}$$

2.1.4.3.4 Envolverte de momentos

Con los resultados de cada uno de los tipos de carga aplicadas sobre la estructura, se debe calcular la envolvente de momentos, la cual consiste en encontrar la condición más crítica que pueda afectar la misma; es decir, que en todas las combinaciones se toman las que provocan los efectos menos favorables. Dicha condición se determina como el valor más alto dentro de una serie de posibles combinaciones de carga que el código ACI 318-89 estipula, en las cuales toman en cuenta resistencias a cargas por viento, sísmicas, vivas y muertas.

Las posibles combinaciones que se analizarán son las siguientes:

- $Mu = 1.4M_{CM} + 1.7M_{CV}$
- $Mu = 0.75 * (1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} + 1.87M_{CS})$
- $Mu = 0.75 * (1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} - 1.87M_{CS})$

- $Mu = 0.9M_{CM} + 1.43M_{CS}$
- $Mu = 0.9M_{CM} - 1.43M_{CS}$

Donde:

Mu = Momento último.

M_{CM} = Momento por carga muerta.

M_{CV} = Momento por carga viva.

M_{CS} = Momento por carga de sismo.

La tabla V, contiene las diferentes combinaciones que se pueden obtener, tanto para momentos como para corte; de las cuales, para cada caso se obtiene la mayor de las mismas.

Tabla V. Marco 3, envolvente de momentos y corte

ELEMENTO	C.M.	C.V.	C.S.	1.4CM+1.7CV	0.75(1.4CM+1.7CV+1.87S)	0.75(1.4CM+1.7CV-1.87S)	0.9CM+1.43S	0.9CM-1.43S	ENVOLVENTE
VIGA A-B									
M A-B	0.45846	0.18648	0.50746	0.95886	1.42325	0.01504	1.13829	-0.31306	1.42325
M(+)	0.45702	0.21629	0.04124	1.00752	0.81286	0.69842	0.47029	0.35234	1.00752
M B-A	0.63451	0.28094	0.42498	1.36590	1.61409	0.43477	1.17878	-0.03666	1.61409
V A-B	1.26288	0.57149	0.27973	2.73956	2.44280	1.66654	1.53661	0.73658	2.73956
V B-A	1.14552	0.50851	0.27973	2.46820	2.23928	1.46302	1.43098	0.63095	2.46820
VIGA B-C									
M B-C	0.36008	0.16516	0.51444	0.78488	1.30245	-0.12513	1.05973	-0.41158	1.30245
M(+)	0.33050	0.13400	0.00035	0.69050	0.51836	0.51739	0.29795	0.29695	0.69050
M C-B	0.36012	0.16516	0.51515	0.78495	1.30348	-0.12605	1.06077	-0.41255	1.30348
V B-C	0.56187	0.22780	0.43758	1.17388	1.48755	0.27328	1.13142	-0.12005	1.48755
V C-B	0.56183	0.22780	0.43758	1.17382	1.48750	0.27323	1.13138	-0.12009	1.48750
VIGA C-D									
M C-D	0.63452	0.28094	0.42550	1.36591	1.61481	0.43406	1.17953	-0.03740	1.61481
M(+)	0.45703	0.21630	0.04080	1.00755	0.81227	0.69905	0.46968	0.35299	1.00755
M D-C	0.45841	0.18647	0.50710	0.95879	1.42269	0.01549	1.13773	-0.31258	1.42269
V C-D	1.14550	0.50851	0.27978	2.46817	2.23932	1.46293	1.43103	0.63086	2.46817
V D-C	1.26290	0.57149	0.27978	2.73959	2.44289	1.66650	1.53670	0.73653	2.73959
VIGA E-F									
M E-F	0.85537	0.26338	1.79072	1.64526	3.71857	-1.25067	3.33055	-1.79090	3.71857
M(+)	0.87754	0.25392	0.20269	1.66022	1.52640	0.96393	1.07964	0.49994	1.66022
M F-E	1.23030	0.35379	1.38533	2.32385	3.66504	-0.17926	3.08829	-0.87376	3.66504
V E-F	2.42943	0.70513	0.95282	4.59993	4.77198	2.12791	3.54901	0.82396	4.77198
V F-E	2.17947	0.64487	0.95282	4.14753	4.43268	1.78862	3.32405	0.59900	4.43268
VIGA F-G									
M F-G	0.72800	0.18869	1.46936	1.33997	3.04372	-1.03377	2.75639	-1.44599	3.04372
M(+)	0.69840	0.16750	0.00028	1.26251	0.94727	0.94650	0.62896	0.62816	1.26251
M G-F	0.72798	0.18869	1.46881	1.33995	3.04293	-1.03300	2.75558	-1.44521	3.04293
V F-G	1.18727	0.28475	1.24872	2.14626	3.34230	-0.12291	2.85422	-0.71713	3.34230
V G-F	0.72798	0.18869	1.46881	1.33995	3.04293	-1.03300	2.75558	-1.44521	3.04293
VIGA G-H									
M G-H	1.23030	0.35379	1.38503	2.32386	3.66462	-0.17883	3.08786	-0.87331	3.66462
M(+)	0.87754	0.25392	0.20310	1.66022	1.52696	0.96336	1.08022	0.49936	1.66022
M H-G	0.85537	0.26338	1.79122	1.64526	3.71926	-1.25137	3.33128	-1.79162	3.71926
V G-H	2.17947	0.64487	0.95287	4.14753	4.43276	1.78853	3.32413	0.59891	4.43276
V H-G	2.42943	0.70513	0.95287	4.59993	4.77206	2.12783	3.54910	0.82388	4.77206
COLUMNAS									
M A-E	0.45837	0.18647	-0.50761	0.95872	0.01474	1.42334	-0.31334	1.13841	1.42334
M E-A	0.57080	0.18605	-0.10105	1.11540	0.69635	0.97675	0.36922	0.65822	1.11540
M B-F	0.27434	0.11577	-0.94072	0.58089	-0.86958	1.74091	-1.09832	1.59214	1.74091
M F-B	0.33643	0.11637	-0.77936	0.66883	-0.57974	1.58299	-0.81170	1.41727	1.58299
M C-G	0.27436	0.11577	-0.94029	0.58091	-0.86897	1.74033	-1.09769	1.59154	1.74033
M G-C	0.33643	0.11637	-0.77957	0.66884	-0.58003	1.58329	-0.81200	1.41758	1.58329
M D-H	0.45841	0.18647	-0.50790	0.95879	0.01437	1.42381	-0.31373	1.13888	1.42381
M H-D	0.57082	0.18605	-0.10070	1.11543	0.69686	0.97629	0.36974	0.65773	1.11543
M E-I	0.28468	0.07734	-1.69040	0.53003	-1.94790	2.74295	-2.16106	2.67348	2.74295
M F-J	0.16605	0.04874	-2.07520	0.31532	-2.64284	3.11583	-2.81809	3.11698	3.11698
M G-K	0.16604	0.04874	-2.07555	0.31532	-2.64334	3.11632	-2.81860	3.11748	3.11748
M H-L	0.28467	0.07735	-1.68998	0.53003	-1.94733	2.74238	-2.16047	2.67288	2.74238
ZAPATAS									
M I	0.14234	0.03867	-2.03783	0.26502	-2.62873	3.02625	-2.78599	3.04220	3.04220
M J	0.08302	0.02437	-2.23023	0.15766	-2.97620	3.21269	-3.11451	3.26395	3.26395
M K	0.08302	0.02437	-2.23041	0.15766	-2.97644	3.21293	-3.11476	3.26420	3.26420
M L	0.14234	0.03867	-2.03762	0.26502	-2.62844	3.02596	-2.78570	3.04190	3.04190

Es importante mencionar que el predimensionamiento, es una herramienta con la cual se pueden conocer las dimensiones de los elementos de la estructura requeridos para que la misma funcione. Sin embargo al momento de diseñar, será el mismo diseño el que indique si las dimensiones tomadas en el predimensionamiento cumplen con lo requerido o es necesario variarlas. Si las dimensiones del predimensionamiento varían, es necesario realizar un nuevo análisis estructural con las dimensiones que el diseño indique

Para este caso, al momento de empezar a diseñar las vigas, se optó por reducir las secciones y aumentar el área de acero de refuerzo, quedando una sección de 15cm x 30cm, lo cual indicó que se debía analizar la estructura con las nuevas secciones. Esto significó repetir el procedimiento de análisis desde la integración de cargas (inciso 2.1.6.2), hasta la envolvente de momentos (inciso 2.1.6.3.4.), para lo cual se obtuvieron los resultados que se presentan en las tablas VI y VII.

Tabla VI. Marco 3, envolvente final de momentos y corte

ELEMENTO	C.M.	C.V.	C.S.	1.4CM+1.7CV	0.75(1.4CM+1.7CV+1.87S)	0.75(1.4CM+1.7CV-1.87S)	0.9CM+1.43S	0.9CM-1.43S	ENVOLVENTE
VIGA A-B									
M A-B	0.53651	0.25071	0.45983	1.17732	1.52101	0.24497	1.14042	-0.17470	1.52101
M(+)	0.34687	0.18009	0.02015	0.79178	0.62179	0.56587	0.34100	0.28337	0.79178
M B-A	0.58774	0.28911	0.41953	1.31433	1.56785	0.40365	1.12890	-0.07096	1.56785
V A-B	1.10788	0.55280	0.26381	2.49079	2.23413	1.50206	1.37434	0.61984	2.49079
V B-A	1.07372	0.52720	0.26381	2.39945	2.16562	1.43355	1.34360	0.58910	2.39945
VIGA B-C									
M B-C	0.24534	0.12487	0.56967	0.55574	1.20722	-0.37361	1.03543	-0.59382	1.20722
M(+)	0.28850	0.13400	0.00041	0.63170	0.47435	0.47320	0.26024	0.25906	0.63170
M C-B	0.24534	0.12487	0.57049	0.55574	1.20836	-0.37475	1.03660	-0.59500	1.20836
V B-C	0.49045	0.22780	0.48457	1.07389	1.47775	0.13308	1.13433	-0.25152	1.47775
V C-B	0.49045	0.22780	0.48457	1.07389	1.47775	0.13308	1.13433	-0.25152	1.47775
VIGA C-D									
M C-D	0.58774	0.28911	0.41930	1.31433	1.56753	0.40397	1.12856	-0.07063	1.56753
M(+)	0.34687	0.18009	0.01921	0.79178	0.62049	0.56718	0.33966	0.28471	0.79178
M D-C	0.53651	0.25071	0.45772	1.17731	1.51807	0.24790	1.13740	-0.17168	1.51807
V C-D	1.07372	0.52720	0.26311	2.39945	2.16464	1.43453	1.34259	0.59011	2.39945
V D-C	1.10788	0.55280	0.26311	2.49079	2.23315	1.50304	1.37333	0.62085	2.49079
VIGA E-F									
M E-F	1.05181	0.33310	1.15695	2.03880	3.13437	-0.07617	2.60107	-0.70782	3.13437
M(+)	0.70398	0.21377	0.06951	1.34899	1.10819	0.91529	0.73299	0.53418	1.34899
M F-E	1.19198	0.36436	1.01793	2.28818	3.12851	0.30376	2.52841	-0.38286	3.12851
V E-F	2.23777	0.68542	0.65246	4.29809	4.12886	2.31828	2.94702	1.08097	4.29809
V F-E	2.14433	0.66458	0.65246	4.13185	4.00418	2.19359	2.86292	0.99687	4.13185
VIGA F-G									
M F-G	0.54560	0.14326	1.31805	1.00737	2.58433	-1.07327	2.37585	-1.39378	2.58433
M(+)	0.65640	0.16750	0.00015	1.20371	0.90299	0.90257	0.59098	0.59054	1.20371
M G-F	0.54560	0.14326	1.31775	1.00737	2.58391	-1.07285	2.37542	-1.39335	2.58391
V F-G	1.11588	0.28475	1.12022	2.04631	3.08903	-0.01957	2.60620	-0.59762	3.08903
V G-F	0.54560	0.14326	1.31775	1.00737	2.58391	-1.07285	2.37542	-1.39335	2.58391
VIGA G-H									
M G-H	1.19198	0.36436	1.01872	2.28818	3.12960	0.30266	2.52954	-0.38399	3.12960
M(+)	0.70398	0.21377	0.07021	1.34898	1.10915	0.91432	0.73399	0.53319	1.34898
M H-G	1.05181	0.33310	1.15914	2.03880	3.13741	-0.07920	2.60419	-0.71094	3.13741
V G-H	2.14433	0.66458	0.65336	4.13185	4.00542	2.19235	2.86419	0.99559	4.13185
V H-G	2.23777	0.68542	0.65336	4.29809	4.13010	2.31704	2.94830	1.07970	4.29809
COLUMNAS	C.M.	C.V.	C.S.	1.4CM+1.7CV	0.75(1.4CM+1.7CV+1.87S)	0.75(1.4CM+1.7CV-1.87S)	0.9CM+1.43S	0.9CM-1.43S	ENVOLVENTE
M A-E	0.53651	0.25070	-0.50492	1.17731	0.18241	1.58355	-0.23917	1.20489	1.58355
M E-A	0.69565	0.23867	0.13175	1.37966	1.21755	0.85193	0.81449	0.43768	1.37966
M B-F	0.34240	0.16425	-1.03202	0.75858	-0.86300	2.00087	-1.16763	1.78396	2.00087
M F-B	0.43039	0.15794	-0.63229	0.87104	-0.22401	1.53058	-0.51681	1.29152	1.53058
M C-G	0.34240	0.16425	-1.02988	0.75859	-0.86002	1.99790	-1.16456	1.78089	1.99790
M G-C	0.43039	0.15794	-0.63194	0.87104	-0.22353	1.53010	-0.51632	1.29103	1.53010
M D-H	0.53651	0.25071	-0.50844	1.17731	0.17753	1.58844	-0.24421	1.20992	1.58844
M H-D	0.69565	0.23867	0.13429	1.37966	1.22107	0.84841	0.81812	0.43405	1.37966
M E-I	0.35616	0.09443	-1.33066	0.65917	-1.35191	2.34066	-1.58229	2.22338	2.34066
M F-J	0.21599	0.06318	-1.74773	0.40979	-2.11763	2.73232	-2.30486	2.69364	2.73232
M G-K	0.21599	0.06318	-1.74833	0.40979	-2.11847	2.73316	-2.30572	2.69451	2.73316
M H-L	0.35616	0.09443	-1.32707	0.65917	-1.34694	2.33569	-1.57717	2.21826	2.33569
ZAPATAS	C.M.	C.V.	C.S.	1.4CM+1.7CV	0.75(1.4CM+1.7CV+1.87S)	0.75(1.4CM+1.7CV-1.87S)	0.9CM+1.43S	0.9CM-1.43S	ENVOLVENTE
M I	0.17808	0.04722	-1.97864	0.32958	-2.49818	2.99256	-2.66919	2.98973	2.99256
M J	0.10800	0.03159	-2.18718	0.20490	-2.88104	3.18838	-3.03047	3.22486	3.22486
M K	0.10800	0.03159	-2.18748	0.20490	-2.88146	3.18880	-3.03090	3.22530	3.22530
M L	0.17808	0.04722	-1.97685	0.32958	-2.49570	2.99007	-2.66663	2.98717	2.99007

Tabla VII. Marco b, envolvente final de momentos y corte

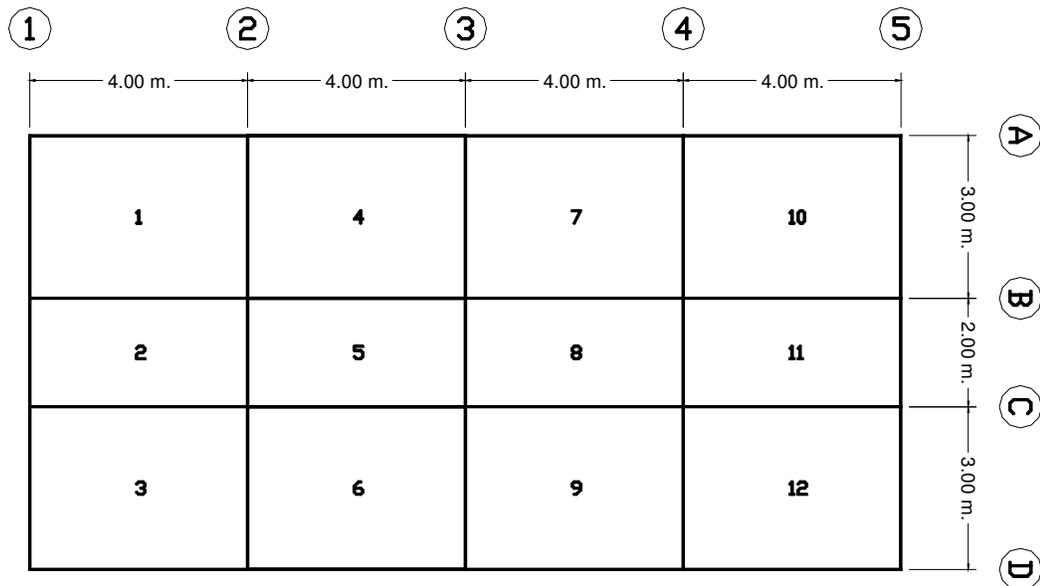
ELEMENTO	C.M.	C.V.	C.S.	1.4CM+1.7CV	0.75(1.4CM+1.7CV+1.87S)	0.75(1.4CM+1.7CV-1.87S)	0.9CM+1.43S	0.9CM-1.43S	ENVOLVENTE
VIGA A-B									
M A-B	0.99798	0.47190	0.47711	2.19940	2.31154	0.98756	1.58045	0.21591	2.31154
M(+)	0.61045	0.31325	0.01263	1.38715	1.05789	1.02285	0.56746	0.53135	1.38715
M B-A	1.20912	0.61360	0.45186	2.73589	2.67887	1.42496	1.73437	0.44205	2.73589
V A-B	1.63824	0.82723	0.21482	3.69981	3.07293	2.47679	1.78161	1.16721	3.69981
V B-A	1.53266	0.75637	0.21482	3.43157	2.87174	2.27561	1.68660	1.07220	3.43157
VIGA B-C									
M B-C	1.15052	0.57927	0.42726	2.59548	2.53943	1.35378	1.64645	0.42448	2.59548
M(+)	0.56937	0.28318	0.00033	1.27853	0.95935	0.95844	0.51290	0.51196	1.27853
M C-B	1.13874	0.56637	0.42792	2.55706	2.51153	1.32406	1.63679	0.41294	2.55706
V B-C	1.58251	0.78857	0.19776	3.55609	2.94146	2.39267	1.70705	1.14146	3.55609
V C-B	1.58839	0.79503	0.19776	3.57529	2.95586	2.40708	1.71235	1.14676	3.57529
VIGA C-D									
M C-D	1.13874	0.56637	0.42867	2.55706	2.51258	1.32301	1.63787	0.41186	2.55706
M(+)	0.56937	0.28318	0.00005	1.27853	0.95897	0.95883	0.51251	0.51236	1.27853
M D-C	1.15052	0.57927	0.42877	2.59548	2.54153	1.35169	1.64861	0.42232	2.59548
V C-D	1.58839	0.79503	0.19828	3.57529	2.95659	2.40635	1.71310	1.14601	3.57529
V D-C	1.58251	0.78857	0.19828	3.55609	2.94218	2.39194	1.70780	1.14071	3.55609
VIGA D-E									
M D-E	1.20912	0.61360	0.45140	2.73589	2.67824	1.42560	1.73371	0.44271	2.73589
M(+)	0.61045	0.31325	0.01126	1.38715	1.05599	1.02473	0.56551	0.53329	1.38715
M E-D	0.99798	0.47190	0.47393	2.19940	2.30713	0.99197	1.57590	0.22046	2.30713
V D-E	1.53266	0.75637	0.21398	3.43157	2.87058	2.27677	1.68539	1.07340	3.43157
V E-D	1.63824	0.82723	0.21398	3.69981	3.07176	2.47796	1.78041	1.16842	3.69981
VIGA F-G									
M F-G	1.93568	0.62666	1.07982	3.77528	4.32970	1.33321	3.28625	0.19797	4.32970
M(+)	1.21273	0.37993	0.03749	2.34370	1.80980	1.70576	1.14507	1.03784	2.34370
M G-F	2.39406	0.75348	1.00483	4.63260	4.86866	2.08024	3.59157	0.71775	4.86866
V F-G	3.23888	1.02145	0.48208	6.27090	5.37205	4.03429	3.60436	2.22562	6.27090
V G-F	3.00968	0.95805	0.48208	5.84224	5.05056	3.71280	3.39808	2.01935	5.84224
VIGA G-H									
M G-H	2.27266	0.71759	0.93531	4.40163	4.59896	2.00348	3.38289	0.70791	4.59896
M(+)	1.12063	0.35560	0.00273	2.17341	1.63385	1.62627	1.01247	1.00467	2.17341
M H-G	2.24127	0.71121	0.94077	4.34682	4.56543	1.95480	3.36244	0.67184	4.56543
V G-H	3.11643	0.98815	0.43384	6.04287	5.13411	3.93019	3.42518	2.18439	6.04287
V H-G	3.13213	0.99135	0.43384	6.07027	5.15466	3.95075	3.43931	2.19852	6.07027
VIGA H-I									
M H-I	2.24127	0.71121	0.94028	4.34683	4.56476	1.95548	3.36175	0.67254	4.56476
M(+)	1.12063	0.35560	0.00297	2.17341	1.63418	1.62594	1.01282	1.00432	2.17341
M I-H	2.27266	0.71759	0.93434	4.40163	4.59762	2.00483	3.38151	0.70929	4.59762
V H-I	3.13213	0.99135	0.43351	6.07027	5.15419	3.95121	3.43883	2.19900	6.07027
V I-H	3.11643	0.98815	0.43351	6.04287	5.13364	3.93066	3.42470	2.18487	6.04287
VIGA I-J									
M I-J	2.39406	0.75347	1.00551	4.63260	4.86960	2.07930	3.59254	0.71677	4.86960
M(+)	1.21273	0.37993	0.03857	2.34370	1.81127	1.70428	1.14659	1.03632	2.34370
M J-I	1.93567	0.62662	1.08262	3.77527	4.33360	1.32931	3.29026	0.19396	4.33360
V I-J	3.00968	0.95804	0.48282	5.84224	5.05168	3.71168	3.39924	2.01819	5.84224
V J-I	3.23887	1.02145	0.48282	6.27090	5.37317	4.03317	3.60551	2.22447	6.27090
COLUMNAS									
C.M.	C.V.	C.S.	1.4CM+1.7CV	0.75(1.4CM+1.7CV+1.87S)	0.75(1.4CM+1.7CV-1.87S)	0.9CM+1.43S	0.9CM-1.43S	ENVOLVENTE	
M A-F	0.99798	0.47190	-0.57428	2.19940	0.85273	2.44637	0.07696	1.71941	2.44637
M F-A	1.28264	0.44907	0.12165	2.55910	2.08811	1.75054	1.32833	0.98042	2.55910
M B-G	0.05861	0.03433	-0.97585	0.14042	-1.24869	1.45931	-1.34273	1.44822	1.45931
M G-B	0.07954	0.02738	-0.43906	0.15789	-0.49078	0.72762	-0.55628	0.69944	0.72762
M C-H	0.00000	0.00000	-0.95418	0.00000	-1.32393	1.32393	-1.36448	1.36448	1.36448
M H-C	0.00000	0.00000	-0.40202	0.00000	-0.55781	0.55780	-0.57489	0.57489	0.57489
M D-I	0.05861	0.03433	-0.97257	0.14041	-1.24413	1.45474	-1.33802	1.44351	1.45474
M I-D	0.07954	0.02738	-0.43974	0.15790	-0.49171	0.72856	-0.55724	0.70041	0.72856
M E-J	0.99798	0.47190	-0.58162	2.19940	0.84256	2.45654	0.06647	1.72989	2.45654
M J-E	1.28264	0.44907	0.12588	2.55911	2.09399	1.74467	1.33439	0.97437	2.55911
M F-K	0.65304	0.17760	-1.29456	1.21617	-0.88408	2.70833	-1.26349	2.43896	2.70833
M G-L	0.04186	0.00851	-1.59450	0.07307	-2.15756	2.26717	-2.24246	2.31781	2.31781
M H-M	0.00000	0.00000	-1.57266	0.00000	-2.18207	2.18207	-2.24890	2.24891	2.24891
M I-N	0.04186	0.00851	-1.59643	0.07308	-2.16024	2.26986	-2.24522	2.32057	2.32057
M J-O	0.65304	0.17760	-1.28798	1.21618	-0.87494	2.69920	-1.25407	2.42955	2.69920
ZAPATAS									
C.M.	C.V.	C.S.	1.4CM+1.7CV	0.75(1.4CM+1.7CV+1.87S)	0.75(1.4CM+1.7CV-1.87S)	0.9CM+1.43S	0.9CM-1.43S	ENVOLVENTE	
M K	0.32652	0.08880	-2.06443	0.60808	-2.40833	3.32046	-2.65827	3.24600	3.32046
M L	0.02093	0.00425	-2.21440	0.03654	-3.04507	3.09988	-3.14775	3.18542	3.18542
M M	0.00000	0.00000	-2.20348	0.00000	-3.05733	3.05733	-3.15097	3.15098	3.15098
M N	0.02093	0.00426	-2.21536	0.03654	-3.04641	3.10122	-3.14913	3.18681	3.18681
M O	0.32652	0.08880	-2.06114	0.60809	-2.40376	3.31589	-2.65356	3.24130	3.31589

2.1.5 Diseño estructural

Como su nombre lo indica, este consiste en el diseño de cada uno de los elementos que conforman la estructura, y va desde el diseño de losas hasta el diseño de las zapatas.

2.1.5.1 Diseño de losas

Figura 14. Planta general de losas



2.1.5.1.1 Momentos en losa

Para calcular los momentos en cada losa se procede según el método 3 del ACI, como se muestra a continuación:

Datos:

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

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

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

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

$$CUtot = CMu + CVu = 830 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

Donde: CM = Carga muerta.
 CV = Carga viva.
 CMu = Carga muerta última.
 CVu = Carga viva última.
 $CUtot$ = Carga última total.

Cálculo de momentos:

$$M_A^- = Ccm_A * CUtot * A^2$$

$$M_B^- = Ccm_B * CUtot * B^2$$

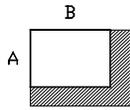
$$M_A^+ = Ccm_A * CMu * A^2 + Ccv_A * CVu * A^2$$

$$M_B^+ = Ccm_B * CMu * B^2 + Ccv_B * CVu * B^2$$

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.
 Ccm_A = Coeficiente de carga muerta en A.
 Ccm_B = Coeficiente de carga muerta en B.
 Ccv_A = Coeficiente de carga viva en A.
 Ccv_B = Coeficiente de carga viva en B.

Con esta información, se establece el caso al que pertenece la losa y se obtienen los coeficientes respectivos para cada tipo de carga.

$$\text{Losa}_1 = \text{Losa}_3 = \text{Losa}_{10} = \text{Losa}_{12}$$



Caso No. 4

$$M_A^- = 0.081 * 830 * 2.80^2 = 527.08 \text{ Kg} - m$$

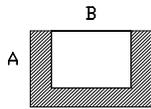
$$M_B^- = 0.019 * 830 * 3.80^2 = 227.72 \text{ Kg} - m$$

$$M_A^+ = 0.046 * 490 * 2.80^2 + 0.057 * 340 * 2.80^2 = 328.65 \text{ Kg} - m$$

$$M_B^+ = 0.011 * 490 * 3.80^2 + 0.014 * 340 * 3.80^2 = 146.57 \text{ Kg} - m$$

En los lados que no existe continuidad, se debe colocar un tercio del momento positivo.

$$\text{Losa}_4 = \text{Losa}_7 = \text{Losa}_6 = \text{Losa}_9$$



Caso No. 8

$$M_A^- = 0.068 * 830 * 2.80^2 = 442.49 \text{ Kg} - m$$

$$M_B^- = 0.029 * 830 * 3.80^2 = 347.57 \text{ Kg} - m$$

$$M_A^+ = 0.040 * 490 * 2.80^2 + 0.054 * 340 * 2.80^2 = 297.60 \text{ Kg} - m$$

$$M_B^+ = 0.011 * 490 * 3.80^2 + 0.014 * 340 * 3.80^2 = 146.57 \text{ Kg} - m$$

En los lados que no existe continuidad, se debe colocar un tercio del momento positivo.

Para las losas 2, 5, 8 y 11, las cuales trabajan en un sentido, se analizará de la siguiente manera:

$$M^- = \frac{CU_{tot} * l^2}{10}$$

$$M^+ = \frac{CU_{tot} * l^2}{9}$$

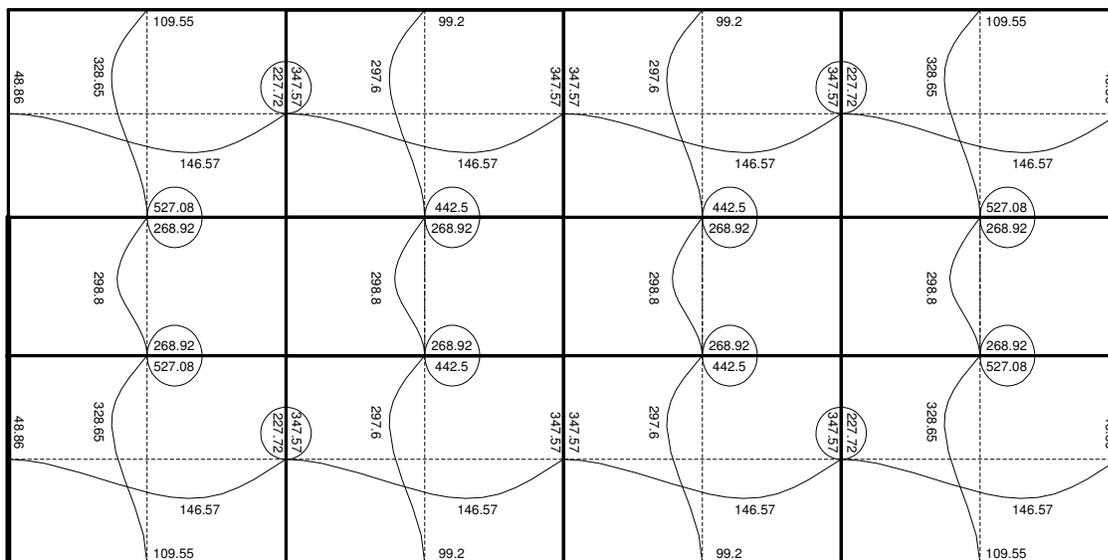
Donde: M^- = Momento negativo.
 M^+ = Momento positivo.
 CU_{tot} = Carga última total.
 l = Lado corto de losa.

De modo que:

$$M^- = \frac{830 * 1.80^2}{10} = 268.92 \text{ Kg} - m$$

$$M^+ = \frac{830 * 1.80^2}{9} = 298.8 \text{ Kg} - m$$

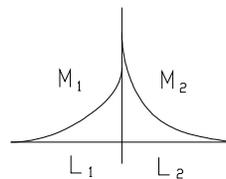
Figura 15. Distribución de momentos de losas



2.1.5.1.1 Balanceo de momentos

Los momentos que se encuentran encerrados en un círculo, deben ser balanceados, para tener un solo momento en la unión de dos losas.

Para determinar el momento balanceado, el código ACI recomienda el siguiente procedimiento:



$$0.8 M_2 > M_1 \Rightarrow \text{Balancear por Rigideces}$$

$$0.8 M_2 < M_1 \Rightarrow \frac{(M_1 + M_2)}{2}$$

Donde: M_1 = Momento menor.

M_2 = Momento mayor.

L_1 = Lado del momento menor.

L_2 = Lado del momento mayor.

Hay que hacer una distribución directamente proporcional a la rigidez. De tal manera que:

k_1, k_2 = Las rigideces de las losas 1 y 2, respectivamente

$$k_1 = \frac{1}{L_1}$$

$$k_2 = \frac{1}{L_2}$$

D_1, D_2 = Los factores de distribución de las losas 1 y 2, respectivamente

$$D_1 = \frac{k_1}{k_1 + k_2}$$

$$D_2 = \frac{k_2}{k_1 + k_2}$$

$Mb_1, Mb_2 =$ Los momentos balanceados de las losas 1 y 2

$$Mb_1 = M_1 + [(M_2 - M_1) * D_1] \quad Mb_2 = M_2 - [(M_2 - M_1) * D_2]$$

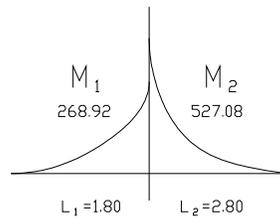
En esta losa se presentan tres casos de balanceo, y para poder trabajarlos, se identifican de la siguiente manera:

Caso No. 1: Dado entre las losas 1-2, 2-3, 10-11, 11-12

Caso No. 2: Dado entre las losas 4-5, 5-6, 7-8, 8-9

Caso No. 3: Dado entre las losas 1-4, 7-10, 3-6, 9-12

Caso No. 1:



$$0.8 (527.08) > 268.92$$

$$421.66 > 268.92 \Rightarrow \text{Balancear por Rigideces}$$

$$k_1 = \frac{1}{1.80} = 0.555$$

$$k_2 = \frac{1}{2.80} = 0.357$$

$$D_1 = \frac{0.555}{0.555 + 0.357} = 0.61$$

$$D_2 = \frac{0.357}{0.555 + 0.357} = 0.39$$

$$\left. \begin{aligned} Mb_1 &= 268.92 + [(527.08 - 268.92) * 0.61] = 426.40 \text{ Ton-m} \\ Mb_2 &= 527.08 - [(527.08 - 268.92) * 0.39] = 426.40 \text{ Ton-m} \end{aligned} \right\} \text{Momentos iguales}$$

De la misma manera se procede para los casos siguientes, quedando por resultado, los siguientes valores:

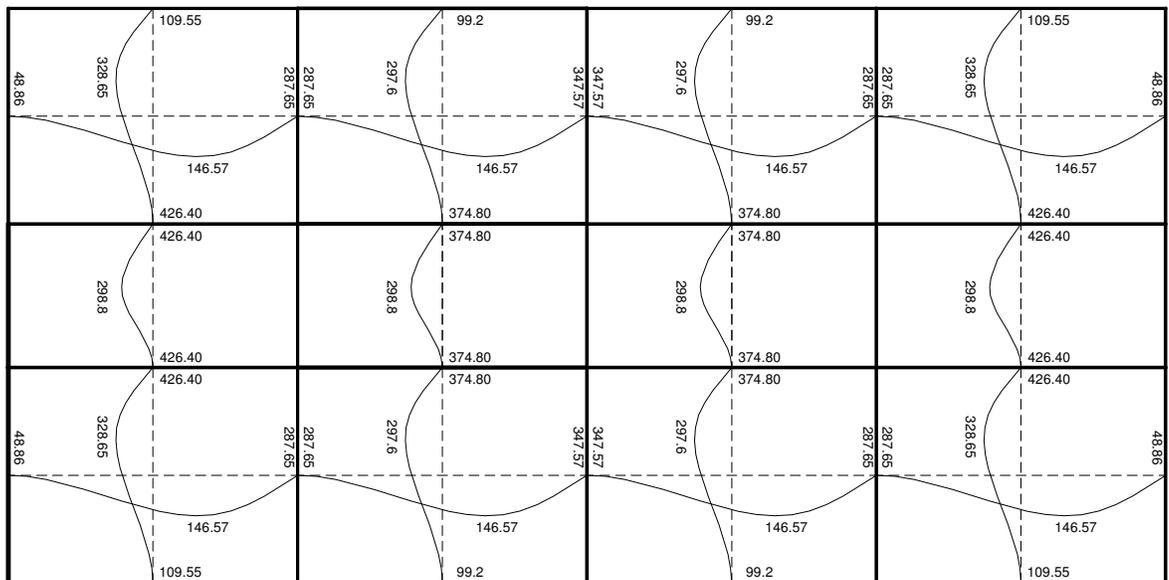
Caso No. 2:

$$\left. \begin{aligned} Mb_1 &= 374.80 \text{ Ton-m} \\ Mb_2 &= 374.80 \text{ Ton-m} \end{aligned} \right\} \text{Momentos iguales}$$

Caso No. 3:

$$\left. \begin{aligned} Mb_1 &= 287.65 \text{ Ton-m} \\ Mb_2 &= 287.65 \text{ Ton-m} \end{aligned} \right\} \text{Momentos iguales}$$

Figura 16. Distribución de momentos balanceados de losas



2.1.5.1.2 Acero de refuerzo

El primer paso para encontrar el área de acero necesario para resistir los momentos en una losa, es conocer el peralte efectivo de la misma, el cual se encuentra de la siguiente manera:

$$d = t - rec - \phi/2$$

Donde: d = peralte efectivo de losa.
 t = espesor de losa.
 rec = recubrimiento.
 ϕ = diámetro de varilla.

Datos:

$$t = 10 \text{ cm.}$$

$$rec = 2 \text{ cm.}$$

$$\phi = 3/8''$$

$$t = 10 - 2 - 0.5 = 7.5 \text{ cm}$$

Área de acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = 0.4 * \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

Donde: $A_{s_{\min}}$ = área de acero mínimo .
 f_y = límite de fluencia del acero.
 b = base (franja unitaria).
 d = peralte efectivo de losa.

Datos:

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

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

$$d = 7.5 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.4 * \frac{14.1}{2810} * 100 * 7.5 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espaciamiento

$$\begin{array}{l} A_s \quad \quad S \\ 1.51 \text{ cm}^2 \quad \underline{\quad} 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \quad \underline{\quad} X \end{array}$$

$$X = 47 > 3t, \text{ usar } 3t = 30 \text{ cm}$$

Cálculo del A_s para $S = 30 \text{ cm}$.

$$\begin{array}{l} A_s \quad \quad S \\ X \text{ cm}^2 \quad \underline{\quad} 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \quad \underline{\quad} 30 \text{ cm} \end{array}$$

$$X = 2.37 \text{ cm}^2$$

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

$$M_{A_s} = 0.9 \left[A_s * f_y \frac{(d - A_s * f_y)}{1.7 f'c * b} \right]$$

Donde: M_{A_s} = momento que resiste el A_s .

f_y = limite de fluencia del acero.

$f'c$ = resistencia máxima del concreto a los 28 días.

b = base (franja unitaria).

$d =$ peralte efectivo de losa.

$$M_{As} = 0.9 \left[2.37 * 2810 \frac{(7.5 - 2.37 * 2810)}{1.7 * 210 * 100} \right] = 438.35 \text{ Kg} - m$$

Este momento cubre a todos los momentos restantes, por lo cual el área de acero que demanda este momento cubrirá el área de acero requerida por los otros momentos.

En las losas en una dirección será necesario colocar refuerzo por temperatura, el cual se coloca en dirección perpendicular al acero de refuerzo principal. El acero de refuerzo por temperatura se calcula de la siguiente manera:

$$A_{S_{temp}} = 0.002 * b * t$$

Donde: $A_{S_{temp}}$ = área de acero por temperatura.

$b =$ base (franja unitaria).

$t =$ espesor de losa.

$$A_{S_{temp}} = 0.002 * 100 * 10 = 2 \text{ cm}^2$$

Calculo del espaciamiento

$$\begin{array}{l} A_s \quad \quad S \\ 2.00 \text{ cm}^2 \quad \underline{\quad} \quad 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \quad \underline{\quad} \quad X \end{array}$$

$$X = 37 > 3t, \text{ usar } 3t = 30 \text{ cm}$$

El armado de losa se encuentra detallado en el apéndice 1.

2.1.5.2 Diseño de vigas

Para el diseño de vigas, es necesario utilizar los datos que se obtuvieron de la envolvente, los cuales se encuentran en las tablas VI y VII.

Como ejemplo para el diseño vigas, se tomará la viga del marco B, ubicada dentro del tramo A-B.

2.1.5.2.1 Diseño a flexión

En el diseño de refuerzo longitudinal, se tienen los siguientes datos:

$$M_{AB} = 2311.54 \text{ Kg} - m$$

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

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

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

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

Área de acero mínimo:

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} * 15 * 27.5 = 2.07 \text{ cm}^2$$

Área de acero balanceada ($A_{s_{bal}}$):

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

$$\rho_{bal} = \frac{f'c}{f_y} * 0.85^2 * \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}}$$

Donde:

E_s = Módulo de elasticidad del acero (2.1×10^6 Kg/cm²)

$$\rho_{bal} = \frac{210}{2810} * (0.85)^2 * \frac{0.003}{0.003 + \frac{2810}{2.1 \times 10^6}} = 0.0373398$$

$$A_{s_{bal}} = 0.0373398 * 15 * 30 = 16.80 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima ($A_{s_{MAX}}$):

$$A_{s_{MAX}} = 0.5 * A_{s_{bal}}$$

$$A_{s_{MAX}} = 0.5 * 16.80 = 8.40 \text{ cm}^2$$

Área de acero necesaria para el momento negativo de A a B:

$$A_{s_{AB}^-} = 0.85 \frac{f'c}{fy} \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_{AB}^- * b}{0.003825 * f'c}} \right]$$

$$A_{s_{AB}^-} = 0.85 \frac{210}{2810} \left[15 * 27.5 - \sqrt{(15 * 27.5)^2 - \frac{2311.54 * 15}{0.003825 * 210}} \right] = 3.5 \text{ cm}^2$$

Colocar 2 varillas No. 4 + 2 varillas No. 3 = 3.96 cm².

Área de acero necesaria para el momento negativo de B a A:

$$A_{s_{BA}^-} = 0.85 \frac{f'c}{fy} \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_{BA}^- * b}{0.003825 * f'c}} \right]$$

$$A_{s_{BA}^-} = 0.85 \frac{210}{2810} \left[15 * 27.5 - \sqrt{(15 * 27.5)^2 - \frac{2735.89 * 15}{0.003825 * 210}} \right] = 4.18 \text{ cm}^2$$

Colocar 2 varillas No. 4 + 3 varillas No. 3 = 4.67 cm².

Área de acero necesaria para el momento positivo de A a B:

$$A_{s_{AB}^+} = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M^+_{AB} * b}{0.003825 * f'_c}} \right]$$

$$A_{s_{AB}^+} = 0.85 \frac{210}{2810} \left[15 * 27.5 - \sqrt{(15 * 27.5)^2 - \frac{1387.15 * 15}{0.003825 * 210}} \right] = 2.05 \text{ cm}^2$$

Colocar 2 varillas No. 4 = 2.54 cm².

2.1.5.2.1.1 Requisitos sísmicos para armado

Para la cama inferior en apoyos, el código ACI, recomienda que por lo menos deban colocarse dos varillas corridas, tomando el mayor de los siguientes valores:

- 50% del área de acero que requiere el mayor de los momentos negativos.
- 50% del área de acero que requiere el momento positivo.
- El área de acero mínimo.

Para la cama superior al centro, se debe colocar como mínimo dos varillas corridas, tomando el mayor de los siguientes valores:

- 33% del área de acero que requiere el mayor de los momentos negativos.
- El área de acero mínimo.

Armado de viga:

Cama inferior

$$As \text{ corrido} = \begin{cases} 50\% \ As_{AB}^- = 0.5 * 3.50 = 1.75 \text{ cm}^2 \\ 50\% \ As_{BA}^- = 0.5 * 4.18 = 2.09 \text{ cm}^2 \leftarrow \text{OK} \\ 50\% \ As_{AB}^+ = 0.5 * 2.05 = 1.025 \text{ cm}^2 \\ As_{\min} = 2.07 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

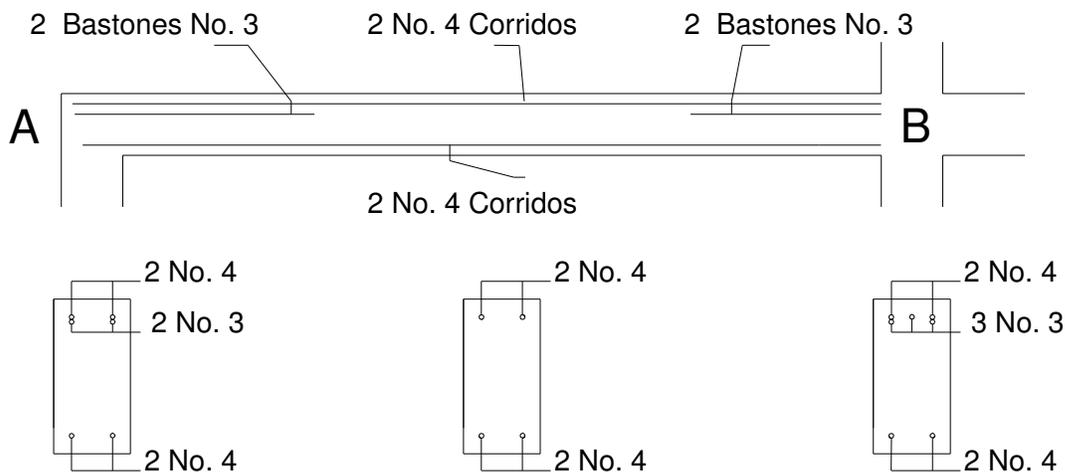
Para cubrir un área de acero de 2.09 cm², es necesario colocar 2 varillas No. 4 corridas con un área total de 2.54 cm².

Cama superior:

$$As \text{ corrido} = \begin{cases} 33\% \ As_{AB}^- = 0.33 * 3.50 = 1.155 \text{ cm}^2 \\ 33\% \ As_{BA}^- = 0.33 * 4.18 = 1.379 \text{ cm}^2 \\ As_{\min} = 2.07 \text{ cm}^2 \leftarrow \text{OK} \end{cases}$$

Para cubrir un área de acero de 2.07 cm², es necesario colocar 2 varillas No. 4 corridas con un área total de 2.54 cm².

El armado final para el diseño a flexión de la viga A-B queda de la siguiente manera:



2.1.5.2.2 Diseño a corte

Básicamente para el diseño de vigas bajo esfuerzos de corte, se deben seguir los siguientes pasos:

- Calcular el corte que resiste el concreto mediante la fórmula:

$$V_c = (0.85)(0.53)\sqrt{f'_c} bd$$

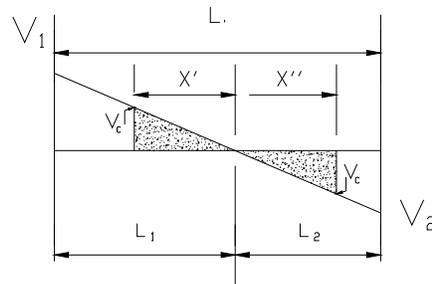
Donde: V_c = corte que resiste el concreto.

f'_c = resistencia máxima del concreto a los 28 días.

b = base.

d = peralte efectivo.

- Calcular la parte de la viga que resiste el concreto. Para ello es necesario encontrar el valor de X' y x'' mediante el siguiente diagrama:



$$X' = \frac{V_c L_1}{V_1} \quad X'' = \frac{V_c L_2}{V_2}$$

- Calcular el esfuerzo de corte actuante

$$v_a = \frac{V_a}{bd}$$

Donde: v_a = esfuerzo de corte actuante.

V_a = corte actuante.

b = base.

d = peralte efectivo.

- Calcular el esfuerzo de corte que resiste el concreto

$$v_c = \frac{V_c}{bd}$$

Donde: v_c = esfuerzo de corte que resiste el concreto.

V_c = corte que resiste el concreto.

b = base.

d = peralte efectivo.

- Calcular espaciamiento de estribos

$$S = \frac{A_v * f_y}{(v_a - v_c)b}$$

Donde: S = espaciamiento de estribos.

A_v = área de la varilla.

v_a = esfuerzo de corte actuante.

v_c = esfuerzo de corte que resiste el concreto.

f_y = limite de fluencia del acero.

b = base.

- Según el ACI, se debe colocar el primer estribo a S/2. Se usan cinco estribos con el espaciamiento encontrado, luego se debe calcular un nuevo espaciamiento para los siguientes cinco.

Para el diseño de la viga de ejemplo a corte se tienen los siguientes datos:

$$V_1 = 3699.81 \text{ Kg} - m$$

$$V_2 = 3461.57 \text{ Kg} - m$$

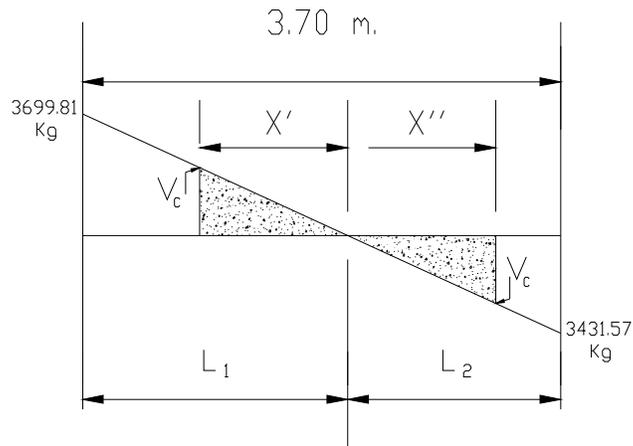
$$L = 4.00 \text{ m}$$

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

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

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

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



El corte que resiste el concreto es:

$$V_c = (0.85)(0.53)\sqrt{210} * 15 * 27.5 = 2692.95 \text{ Kg}$$

Al encontrar el valor de L_1 y L_2 por medio de relación de triángulos, se tiene que:

$$L_1 = \frac{3.70 * 3699.81}{3699.81 + 3431.57} = 1.92 \text{ m}$$

$$L_2 = 3.70 - 1.92 = 1.78 \text{ m}$$

Para X' y X'' :

$$X' = \frac{2692.95 * 1.92}{3699.81} = 1.397 \cong 1.40 \text{ m}$$

$$X'' = \frac{2692.95 * 1.78}{3431.57} = 1.397 \cong 1.40 \text{ m}$$

Lo cual indica que dentro de esta región, donde el concreto resiste el corte, se deberá reforzar con un espaciamiento igual a $d/2$, es decir 13 cm.

Esfuerzos de corte actuante y resistente respectivamente:

$$v_a = \frac{3699.81}{15 * 27.5} = 8.97 \text{ Kg / cm}^2 \quad v_c = \frac{2692.95}{15 * 27.5} = 6.53 \text{ Kg / cm}^2$$

Para el cálculo del espaciamiento de estribos fuera de la zona en la que el concreto resiste el corte se tiene que:

$$S = \frac{2 * 0.71 * 2810}{(8.97 - 6.53)15} = 109 \text{ cm}$$

Como el espaciamiento encontrado, es mayor a $d/2$, deberá usarse $d/2$, o sea 13 cm.

2.1.5.3 Diseño de columnas

Los parámetros que deben cumplir las columnas como elementos sismorresistentes son:

2.1.5.3.1 Requisitos ACI para columnas

En el diseño de columnas, el código ACI presenta los siguientes parámetros y requisitos que el diseñador debe tomar en cuenta al momento de dimensionar y reforzar una columna:

- El área de acero longitudinal mínimo es 1% de la sección de la columna.

$A_{st}(mín) = 0.01A_g$; Donde: $A_g =$ Área gruesa de la columna

- El área de acero longitudinal máximo será de 6% para zonas sísmicas y de 8% para zonas no sísmicas de la sección de la columna.

$$A_{st}(máx) = \begin{cases} 0.06A_g & (\text{Zonas sísmicas}) \\ 0.08A_g & (\text{Zonas no sísmicas}) \end{cases}$$

- La columna deberá tener como mínimo cuatro varillas de refuerzo longitudinal.
- El lado más pequeño de una columna estructural será de 20 cm.
- La sección mínima para columnas estructurales deberá ser de 400 cm².
- El refuerzo transversal (estribos), nunca podrá ser menor que 3/8" para barras longitudinales menores al # 10; y por lo menos # 4 para barras No. 11, 14, 18 y barras empaquetadas.
- El recubrimiento mínimos de una columna es condiciones normales es de 3 cm.
- La separación entre estribos no debe ser superior a 16 diámetros de la barra longitudinal, ni a 48 diámetros del estribo, ni a la dimensión mínima de la columna.

2.1.5.3.2 Carga axial

La carga axial se determina por medio de áreas tributarias, incluyendo el peso de las vigas que se localicen dentro de dicha área. Considerando que si la columna soporta otros niveles, la carga axial de los niveles superiores se acumulan para el diseño de la misma.

Para este caso, se diseñará la columna que se encuentra localizada en el tramo **A-F** del marco **B**, y para la cual se cuenta con los datos que se obtienen de la envolvente de momentos finales (tablas VI y VII).

La fórmula para encontrar el valor de la carga axial que soporta la columna es:

$$P_u = A_t * C_{Utot} + P_{p_{VIGAS}} * F_{cu}$$

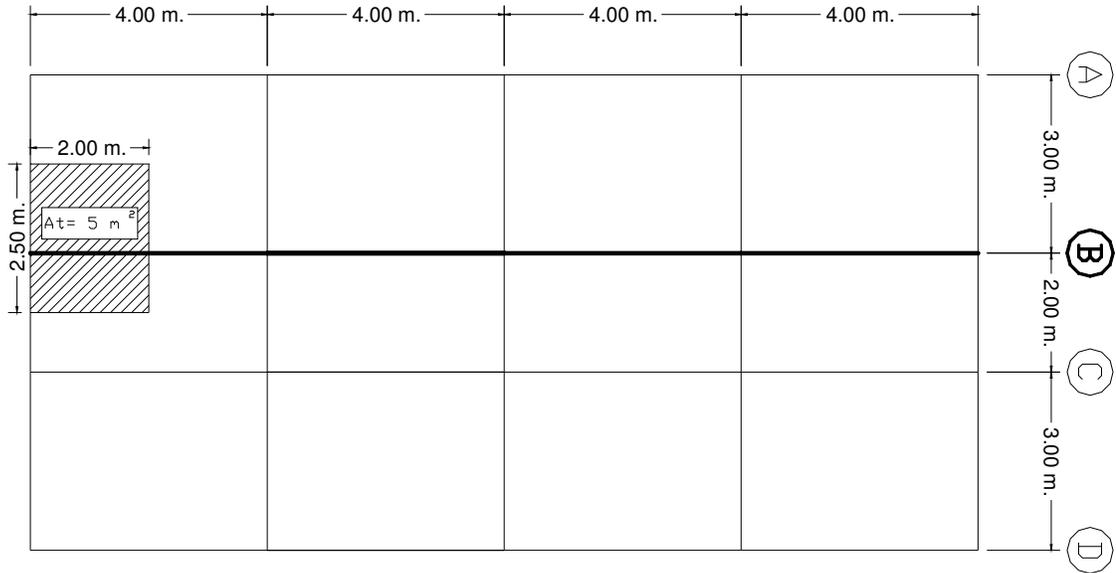
Donde: A_t = área tributaria.
 C_{Utot} = carga última total.
 $P_{p_{VIGAS}}$ = peso propio de vigas.
 F_{cu} = factor de carga última.

$$F_{cu} = \frac{C_{Utot}}{C_t}$$

$$C_t = C_M + C_V$$

Donde: C_M = carga muerta.
 C_V = carga viva.
 C_t = carga total.

Figura 17. Área tributaria para la columna A-F del marco B



Datos:

$$CM = 350 \text{ Kg} / \text{m}^2 \quad (\text{sección 2.1.5.2.2})$$

$$CV = 200 \text{ Kg} / \text{m}^2 \quad (\text{sección 2.1.5.2.2})$$

$$CU_{tot} = 830 \text{ Kg} / \text{m}^2 \quad (\text{sección 2.1.6.1.2})$$

$$A_t = 5.00 \text{ m}^2 \quad (\text{Figura No.17})$$

$$C_t = 350 + 200 = 550 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$F_{cu} = \frac{830 \text{ Kg} / \text{m}^2}{550 \text{ Kg} / \text{m}^2} = 1.509$$

$$P_u = 5.00 * 830 + \left[(0.15 * 0.30) * \left(\frac{2.70}{2} + \frac{1.70}{2} + \frac{3.70}{2} \right) * 2400 * 1.509 \right] = 4810.08 \text{ Kg}$$

Previo al diseño de una columna, se evalúan los efectos de esbeltez para obtener los momento y cargas de diseño.

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

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

donde:

E = esbeltez.

k = factor de longitud efectiva.

Lu = longitud libre.

r = radio de giro.

El radio de giro (r) para columnas rectangulares es aproximadamente 0.30 de la dimensión en la que se considere la flexión, y 0.25 del diámetro para columnas circulares

Cuando:

$E < 21$; columna corta, no se magnifican momentos.

$21 \leq E \leq 100$; columna esbelta, se magnifican momentos por medio de Métodos Aproximados).

$E \geq 100$; columna esbelta, Realizar un análisis de segundo orden. (Análisis P- Δ).

Para encontrar el factor de longitud efectiva (k), se recurre a los nomogramas de Jackson y Moreland, o bien se puede obtener mediante las ecuaciones de Furlong, las cuales trabajan mediante los siguientes rangos:

$$k = \frac{20 - \Psi_p}{20} \sqrt{1 + \Psi_p} \quad \text{para } \Psi_p < 2$$

$$k = 0.9 \sqrt{1 + \Psi_p} \quad \text{para } \Psi_p \geq 2$$

$$\Psi_p = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2}$$

Para encontrar Ψ se tiene que:

$$\Psi = \frac{\sum K_{columnas}}{\sum K_{vigas}} \quad \text{ó} \quad \Psi = 0, \text{ (si existe empotramiento)}$$

Encontrando rigideces:

$$K = \frac{bh^3}{L} \quad \text{donde:}$$

K = Rigidez.

b = Base.

h = Altura.

L = Longitud del elemento.

Sentido X-X

Datos:

$$L_{\text{viga. Izq}} = 0.00 \text{ m}$$

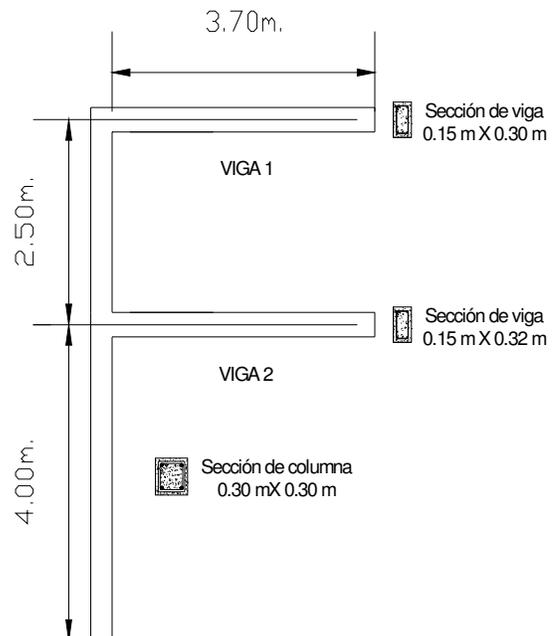
$$L_{\text{viga. Der}} = 3.70 \text{ m}$$

$$\text{Sección de vigas de techo} = 0.15 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}$$

$$\text{Sección de vigas entepiso} = 0.15 \text{ m} \times 0.32 \text{ m}$$

$$\text{Sección de columnas} = 0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}$$

$$H_{\text{col}} = 4.00 \text{ m}$$



$$Kviga_1 = \frac{15 * 30^3}{12 * 370} = 91.216 \text{ cm}^3$$

$$Kviga_2 = \frac{15 * 32^3}{12 * 370} = 110.70 \text{ cm}^3$$

$$Kcol_{AF} = \frac{30 * 30^3}{12 * 250} = 270.00 \text{ cm}^3$$

$$Kcol_{FK} = \frac{30 * 30^3}{12 * 400} = 168.75 \text{ cm}^3$$

$$\Psi_A = \frac{270.00}{91.216} = 2.96$$

$$\Psi_B = \frac{270.00 + 168.75}{110.70} = 3.963$$

$$\Psi_p = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2} = \frac{2.96 + 3.963}{2} = 3.4615$$

como $\Psi_p > 2$, entonces:

$$k = 0.9\sqrt{1 + 3.4615} = 1.901$$

$$\frac{kLu}{r} = \frac{kLu}{0.30 * h} = \frac{1.901 * 2.50}{0.30 * 0.30} = 52.806$$

Este valor se encuentra dentro del rango de columna intermedia, por lo tanto, se debe magnificar.

Sentido Y-Y

Datos:

$$L_{\text{viga. Izq}} = 2.70 \text{ m}$$

$$L_{\text{viga. Der}} = 1.70 \text{ m}$$

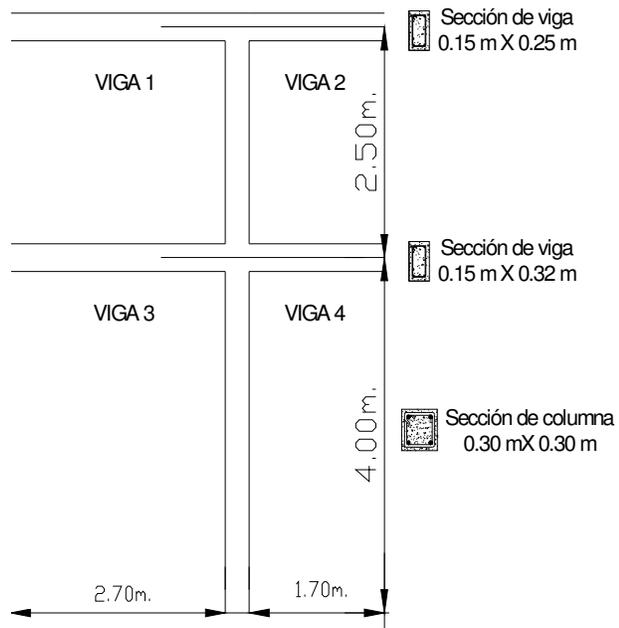
$$\text{Sección de vigas de techo} = 0.15 \text{ m} * 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Sección de vigas entrepiso} = 0.15 \text{ m} * 0.32 \text{ m}$$

$$\text{Sección de columnas} = 0.30 \text{ m} * 0.30 \text{ m}$$

$$H_{\text{col}_{AF}} = 2.50 \text{ m}$$

$$H_{\text{col}_{FK}} = 4.00 \text{ m}$$



Encontrando rigideces:

$$Kviga_1 = \frac{15 * 25^3}{12 * 270} = 72.34 \text{ cm}^3$$

$$Kviga_2 = \frac{15 * 25^3}{12 * 170} = 114.89 \text{ cm}^3$$

$$Kviga_3 = \frac{15 * 32^3}{12 * 270} = 151.70 \text{ cm}^3$$

$$Kviga_4 = \frac{15 * 32^3}{12 * 170} = 240.94 \text{ cm}^3$$

$$Kcol_{AF} = \frac{30 * 30^3}{12 * 250} = 270.00 \text{ cm}^3$$

$$Kcol_{FK} = \frac{30 * 30^3}{12 * 400} = 168.75 \text{ cm}^3$$

Para encontrar Ψ se tiene que:

$$\Psi_A = \frac{270.00}{72.34 + 114.89} = 1.442$$

$$\Psi_B = \frac{270.00 + 168.75}{151.70 + 240.94} = 1.117$$

$$\Psi_P = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2} = \frac{1.442 + 1.117}{2} = 1.2795$$

Factor de longitud efectiva (k):

$$k = \frac{20 - \Psi_P}{20} \sqrt{1 + \Psi_P} \quad \text{para } \Psi_P < 2$$

$$k = 0.9 \sqrt{1 + \Psi_P} \quad \text{para } \Psi_P \geq 2$$

como $\Psi_P < 2$, entonces:

$$k = \frac{20 - 1.2795}{20} \sqrt{1 + 1.2795} = 1.4132$$

Relación de esbeltez:

$$kLu / r = \frac{1.4132 * 2.50}{0.30 * 0.30} = 39.256$$

Este valor se encuentra dentro del rango de columna intermedia, por lo tanto, se debe magnificar.

2.1.5.3.3 Magnificadores de momentos δ_x y δ_y

Es importante mencionar que el momento que sirve de dato para el diseño, se toma como el mayor de los dos momentos que actúan en los extremos de la columna.

$$M_x = 2559.10 \text{ Kg} - m$$

$$M_y = 1583.53 \text{ Kg} - m$$

Sentido X-X

Cálculo de EI:

$$EI = \frac{Ec * I_g / 2.5}{1 + \beta d}$$

Donde: Ec = módulo de elasticidad del concreto = $15100 \sqrt{f'_c}$.

I_g = inercia centroidal de la sección de la columna = $bh^3 / 12$.

βd = factor de flujo plástico = CM_u / CU_{tot} (sección 2.1.6.1.2).

$$EI = \frac{15100 * \sqrt{210} * \left(\frac{30 * 30^3}{12} \right)}{2.5 \left(1 + \frac{490}{830} \right)} = 3714963233.73 \text{ Kg} - \text{cm}^2 \cong 371.50 \text{ Ton} - \text{m}^2$$

Cálculo de la carga crítica:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kLu)^2} = \frac{\pi^2 * 371.50}{(1.901 * 2.50)^2} = 162.3358 \text{ Ton}$$

Cálculo del magnificador δ_x :

$$\delta_x = \frac{C_m}{1 - Pu/\phi P_{cr}}$$

Donde: C_m = factor del efecto de extremo que debe tomarse como $0.6 + 0.4 M_1/M_2 \geq 0.4$ para columnas sin ladeo lateral y sin cargas transversales o $C_m = 1$ para los demás casos.

M_1 = momento menor de los extremos, se toma positivo si se flexiona en curvatura simple y negativo en curvatura doble.

M_2 = momento mayor de los extremos, siempre positivo.

P_{cr} = carga crítica de pandeo de Euler.

ϕ = factor de reducción para carga axial 0.70 ó 0.75.

Entonces,

$$\delta_x = \frac{1}{1 - 4.81/0.7 * 162.3358} = 1.044$$

El momento magnificado será:

$$Md = \delta Mu$$

$$Mdx = \delta_x Mx$$

$$Mdx = 1.044 * 2.55910$$

$$Mdx = 2.6717 \text{ Ton} - m$$

Sentido Y-Y

Calculo de EI:

$$EI = \frac{15100 * \sqrt{210} * \left(\frac{30 * 30^3}{12} \right)}{2.5 \left(1 + \frac{490}{830} \right)} = 3714963233.73 \text{ Kg} - \text{cm}^2 \cong 371.50 \text{ Ton} - m^2$$

Cálculo de la carga crítica:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kLu)^2} = \frac{\pi^2 * 371.50}{(1.4132 * 2.50)^2} = 293.75 \text{ Ton}$$

Calculo del magnificador δ_y :

$$\delta_y = \frac{1}{1 - 4.81/0.7 * 293.75} = 1.024$$

El momento magnificado será:

$$Mdy = 1.024 * 1.58353$$

$$Mdy = 1.62146 \text{ Ton} - m$$

En resumen general, los valores con los cuales se diseñará la columna son:

$$\begin{aligned}Pu &= 4.81 \text{ Ton} \\Mdx &= 2.6717 \text{ Ton} - m \\Mdy &= 1.6215 \text{ Ton} - m\end{aligned}$$

2.1.5.3.4 Refuerzo longitudinal

Datos de diseño:

$$\begin{aligned}Pu &= 4.81 \text{ Ton} \\Mdx &= 2.6717 \text{ Ton} - m \\Mdy &= 1.6215 \text{ Ton} - m \\recubrimiento &= 3 \text{ cm} \\f'c &= 210 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \\fy &= 4200 \text{ Kg} / \text{cm}^2\end{aligned}$$

Cálculo de $A_{s_{\min}}$ y $A_{s_{\max}}$:

$$\begin{aligned}A_{s_{\min}} &= 0.01 * 30 * 30 = 9 \text{ cm}^2 \\A_{s_{\max}} &= 0.06 * 30 * 30 = 54 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Proponer un armado que se encuentre dentro de este rango:

$$A_{st} = 4\text{barras No.6} = 11.40 \text{ cm}^2$$

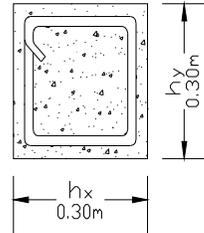
Cálculo de excentricidades:

$$\begin{aligned}e_x &= \frac{Mdx}{Pu} = \frac{2.6717}{4.81} = 0.555 \\e_y &= \frac{Mdy}{Pu} = \frac{1.6215}{4.81} = 0.337\end{aligned}$$

Cálculo de $(e/h)_x$ y $(e/h)_y$:

$$(e/h)_x = \frac{e_x}{h_x} = \frac{0.555}{0.30} = 1.85$$

$$(e/h)_y = \frac{e_y}{h_y} = \frac{0.337}{0.30} = 1.12$$



Cálculo de γ_x y γ_y :

$$\gamma_x = \frac{h_x - 2 * \text{recubrimiento}}{h_x} = \frac{0.30 - 2 * 0.03}{0.30} = 0.20$$

$$\gamma_y = \frac{h_y - 2 * \text{recubrimiento}}{h_y} = \frac{0.30 - 2 * 0.03}{0.30} = 0.20$$

Obtener $\rho\mu$:

$$\rho\mu = \frac{A_{st}}{A_g} * \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

$$\rho\mu = \frac{11.4}{900} * \frac{4200}{0.85 * 210} = 0.298$$

De las gráficas del diagrama de interacción para columnas rectangulares con γ , $\rho\mu$, y e/h , para X y para Y, se encuentran los valores de K' :

$$k'_x = 0.08$$

$$k'_y = 0.15$$

Encontrar el valor de $P'u$ mediante la fórmula de Bresler:

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

Donde:

$P'u$ = valor aproximado de carga de falla con excentricidad e_x y e_y .

$P'x$ = carga de falla cuando solamente existe excentricidad e_x , ($e_y = 0$).

$P'y$ = carga de falla cuando solamente existe excentricidad e_y , ($e_x = 0$).

$P'o$ = carga de falla cuando el elemento tiene carga axial pura.

Determinar $P'x$, $P'y$ & $P'o$:

$$P'x = \frac{K'_x * f'_c * Ag}{1000}$$

$$P'y = \frac{K'_y * f'_c * Ag}{1000}$$

$$P'o = \frac{0.85 * f'_c * Ag + A_s * f_y}{1000}$$

$$P'x = \frac{0.08 * 210 * 900}{1000} = 15.12 \text{ Ton.}$$

$$P'y = \frac{0.15 * 210 * 900}{1000} = 28.35 \text{ Ton}$$

$$P'o = \frac{0.85 * 210 * 900 + 11.40 * 4200}{1000} = 208.53 \text{ Ton}$$

Entonces,

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{15.12} + \frac{1}{28.35} - \frac{1}{208.53}} = 10.35 \text{ Ton}$$

Carga última actuante:

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

Donde:

P_{ua} = carga última actuante.

P_u = carga axial (sección 2.1.6.3.2.).

ϕ = factor de carga de falla = 0.70.

Entonces,

$$P_{ua} = \frac{4.81}{0.70} = 6.87 \text{ Ton}$$

Condición:

$$P'_u > P_{ua}$$

Si P'_u es ligeramente mayor a P_{ua} , el diseño es correcto.

Si P'_u es demasiado mayor a P_{ua} , se debe disminuir el Ast.

Si P'_u es menor a P_{ua} , se debe aumentar el Ast.

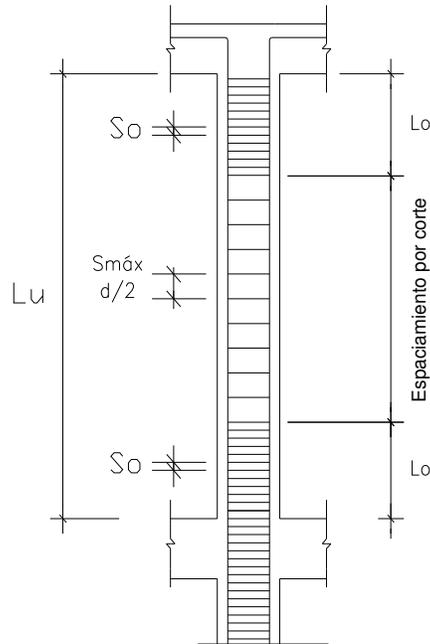
Por lo tanto como la carga que resiste es mayor a la que está actuando en la columna, el diseño es correcto.

2.1.5.3.5 Refuerzo transversal

El refuerzo transversal deberá realizarse con base a lo ya estipulado en la sección 2.1.6.3.1. y a lo que establece el código ACI 318-83 en el apéndice A.8.2.2., en el cual recomienda que la longitud de confinamiento (L_o), sea el mayor de los siguientes valores:

- Una sexta parte de la luz libre de la columna, ($L_u/6$).
- Lado mayor de la sección de la columna.
- 18 pulgadas (Aproximadamente 45 centímetros).

Figura 18. Sector confinado de una columna para proporcionarle ductilidad



La separación a la cual se deben colocar los estribos dentro de la longitud de confinamiento (S_o), se encuentra dada por la ecuación:

$$S_o = \frac{2 * A_v}{L_n * \rho_s}$$

Donde.

S_o = espaciamiento por confinamiento.

A_v = área de varilla.

L_n = lado mayor sin recubrimiento.

ρ_s = relación volumen del refuerzo en espiral al volumen total del núcleo.

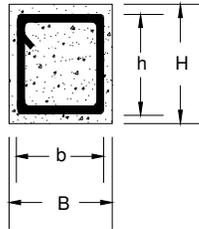
Relación volumétrica ρ_s :

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

Donde:

A_g = área total de la sección, cm^2 .

A_{ch} = área del núcleo medida al diámetro exterior de la espiral, cm^2 .



$$A_g = B * H$$

$$A_{ch} = b * h$$

$$b = B - 2 * \text{recubrimiento}$$

$$h = H - 2 * \text{recubrimiento}$$

Datos:

$$L_u = 2.50 \text{ m.}$$

$$B = 0.30 \text{ m.}$$

$$H = 0.30 \text{ m.}$$

$$\text{recubrimiento} = 0.03 \text{ m.}$$

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

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

Cálculo de la longitud de confinamiento:

$$Lo \left\{ \begin{array}{l} \frac{250 \text{ cm}}{6} = 41.67 \text{ cm.} \\ 30 \text{ cm.} \\ 18 \text{ pulgadas} = 45 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{se toma el mayor, } Lo = 45 \text{ cm}$$

Cálculo de A_g y A_{ch} :

$$b = 30 - 2 * 3 = 24 \text{ cm.}$$

$$h = 30 - 2 * 3 = 24 \text{ cm.}$$

$$A_g = 30 * 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$A_{ch} = 24 * 24 = 576 \text{ cm}^2$$

Cálculo de ρ_s :

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{900}{576} - 1 \right) \frac{210}{4200} = 0.0127$$

Cálculo de S_o :

$$L_n = \text{lado mayor} - 2 * \text{rec}$$

$$L_n = 30 - 2 * 3 = 24 \text{ cm.}$$

$$S_o = \frac{2 * 0.71}{24 * 0.0127} = 4.65 \text{ cm.}$$

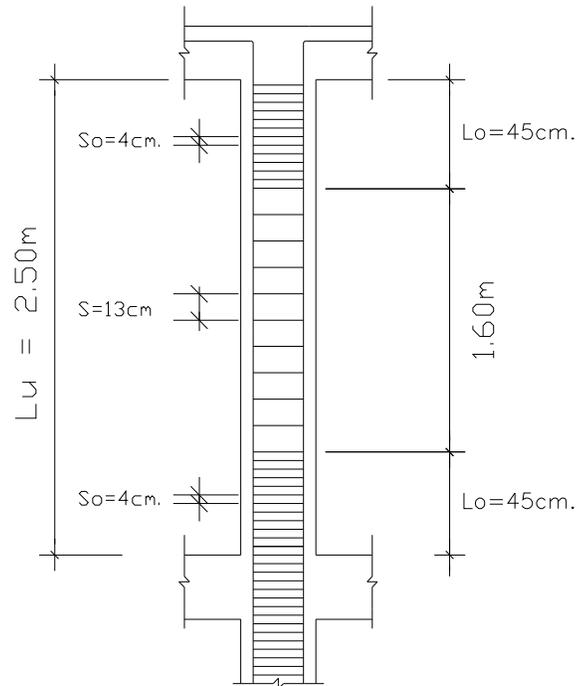
Se toma el valor de 4 cm.

Cálculo de S_{\max} :

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{30 - 3}{2} = 13.5 \text{ cm.}$$

Se toma el valor de 13 cm.

Con los datos anteriores, la columna queda armada de la siguiente manera:



2.1.5.4 Diseño de zapatas

Los distintos tipos de cimentación dependen de factores como su función, las cargas que debe soportar, las condiciones del subsuelo, el costo de la misma, entre otros. Tratar de dar un procedimiento general que abarque todos los tipos es imposible; por otro lado, pretender describir el proceso para cada caso resultaría muy laborioso. En el diseño de este edificio, se utilizaron únicamente zapatas con carga concéntrica y flexión biaxial, por lo cual a continuación se describe el procedimiento para diseñar las mismas.

2.1.5.4.1 Determinación de cargas y momentos de diseño

En el diseño de la zapata, se debe considerar la carga axial que soporta la misma, la cual es transmitida por la columna. Además se deben considerar los momentos que actúan sobre la misma; dichos momentos se deben tomar de la parte inferior del primer nivel de la envolvente de momentos, para cada marco, en el sentido correspondiente. La carga axial se determina según el procedimiento indicado en la sección 2.1.6.3.2, con base a la siguiente fórmula:

$$P_u = P_{\text{sup}} + P_{pc_{\text{sup}}} * F_{cu} + A_t * C_{U_{\text{tot}}} + P_{p_{\text{VIGAS}}} * F_{cu}$$

Donde: P_{sup} = carga axial que soporta la columna superior.

$P_{pc_{\text{sup}}}$ = peso propio de la columna superior.

A_t = área tributaria.

$C_{U_{\text{tot}}}$ = carga última total.

$P_{p_{\text{VIGAS}}}$ = peso propio de vigas.

F_{cu} = factor de carga última.

2.1.5.4.2 Diseño del área de la zapata

Para el cálculo del área de zapata se utilizan las cargas y momentos de servicio. Lo cual consiste en dividir las cargas últimas, dentro del factor de carga última.

Para obtener las cargas de servicio (P'):

$$P' = \frac{P_u}{F_{cu}}$$

De la misma manera se obtienen los momentos de servicio (Mt)

$$Mtx = \frac{Mu_x}{Fcu}$$

$$Mty = \frac{Mu_y}{Fcu}$$

Para estimar el área de la zapata, se utiliza la siguiente fórmula:

$$Az = \frac{Factor * P'}{Vs}$$

Donde:

$1 \leq Factor \leq 2$ (El factor es estimado de acuerdo a la experiencia).

Az = área de la zapata.

Vs = valor soporte del suelo.

2.1.5.4.3 Cálculo de la presión

La presión sobre el suelo se encuentra determinada por la sumatoria de la carga de trabajo P' , el peso del suelo de desplante, el peso de la columna y el peso de la zapata:

$$P = P' + Ps + Pc + Pz$$

El peso del suelo (Ps) se determina con base a la siguiente fórmula:

$$Ps = Az * desplante * \gamma_s$$

Donde: Az = área de la zapata.

γ_s = peso específico del suelo.

El peso propio de la columna (Pc):

$$Pc = Sección\ de\ columna * Hcol * \gamma_c$$

Donde: H_{col} = altura de la columna.
 γ_C = peso específico del concreto.

El peso propio de la zapata (P_z):

$$P_z = A_z * t_z * \gamma_C$$

Donde: A_z = área de la zapata.
 t_z = espesor de la zapata.
 γ_C = peso específico del concreto.

2.1.5.4.4 Chequeo de presión sobre el suelo

Al igual que en las columnas, en la mayoría de casos, las zapatas se encuentran sujetas bajo una carga axial y una flexión biaxial; por lo cual se analizará el procedimiento de diseño de una zapata de este caso. Una vez determinada el área de la zapata, se debe calcular la carga admisible (Q_{max}), la cual debe ser menor que el valor soporte del suelo.

$$Q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{Mt_x}{S_x} \pm \frac{Mt_y}{S_y}$$

Siendo los valores extremos, los siguientes:

$$Q_{MAX} = \frac{P}{A_z} + \frac{Mt_x}{S_x} + \frac{Mt_y}{S_y} \leq V_s$$
$$Q_{MIN} = \frac{P}{A_z} - \frac{Mt_x}{S_x} - \frac{Mt_y}{S_y} > 0$$

Si se tiene una zapata cuadrada:

$$S_X = S_Y = \frac{h^3}{6}$$

Si la zapata es rectangular:

$$S_X = \frac{bh^2}{6}, \quad S_Y = \frac{hb^2}{6}$$

Si $Q_{MAX} > V_s$, se debe aumentar el área de la zapata para absorber estas presiones.

Si $Q_{MIN} > 0$, no existen presiones de tensión, lo cual es correcto, de lo contrario, existirían esfuerzos de tensión; esto se debe evitar buscando el área de zapata más adecuada.

Cuando se cumple con las condiciones de $Q_{MIN} > 0$ y $Q_{MAX} \leq V_s$, se establece que el área es adecuada para el funcionamiento de la zapata, por lo cual se procede a encontrar una presión última de diseño ($Q_{u\ dis}$).

$$Q_{u\ dis} = F_{cu} * Q_{dis}$$

Donde:

$Q_{u\ dis}$ = presión última de diseño.

F_{cu} = factor de carga última.

Q_{dis} = un valor comprendido entre Q_{PROM} y Q_{MAX} que se considera como carga uniforme para simplificar el cálculo. Si se quiere seguir un criterio muy conservador, se puede tomar $Q_{dis} = Q_{MAX}$

2.1.5.4.5 Diseño del espesor de la zapata

Para determinar el espesor de la zapata es necesario que resista tanto el corte simple o corte flexionante, como el punzonamiento causado por la columna y las cargas actuantes.

2.1.5.4.5.1 Chequeo por corte simple

Se parte de estimar un espesor (t) y un diámetro de acero de refuerzo:

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

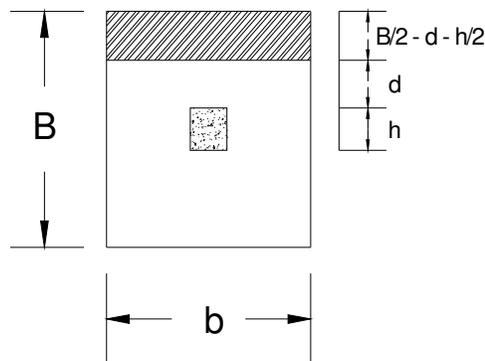
Donde:

d = peralte.

ϕ = diámetro de la varilla.

El corte actuante (V_{ACT}) se calcula mediante la fórmula:

$$V_{ACT} = \text{Área ashurada} * Qu \text{ dis}$$



El corte resistente (V_R) se determina mediante:

$$V_R = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d / 1000$$

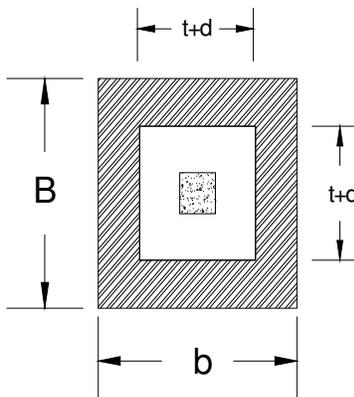
Si $V_R > V_{ACT}$, entonces, el espesor de zapata asumido es correcto, de lo contrario, se debe aumentar hasta que esto se cumpla.

2.1.5.4.5.2 Chequeo por corte punzonante

Al igual que en el corte simple, el corte punzonante se analiza con base al corte punzonante actuante y resistente.

Corte punzonante actuante ($V_{P_{ACT}}$):

$$V_{ACT} = \text{Área ashurada} * Q_u \text{ dis}$$



Corte punzonante resistente (V_{P_R}):

$$V_{P_R} = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_0 * d / 1000$$

Donde:

$$b_0 = \text{perímetro de sección crítica de punzonamiento} = 4 * (t + d) .$$

Si $V_{P_{ACT}} > V_{P_R}$, se debe aumentar el espesor de zapata, puesto que no resiste el punzonamiento.

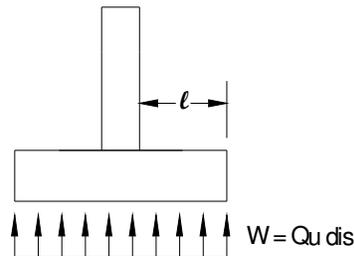
2.1.5.4.6 Diseño del refuerzo por flexión

Para el cálculo del refuerzo por flexión, se calcula el momento último actuante en cada sentido para encontrar las áreas de acero de refuerzo necesarias.

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

Donde:

$l =$ distancia del rostro de columna al extremo de la zapata.



El área de acero necesaria para cubrir dicho momento, se encuentra mediante las fórmulas:

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

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

Donde: $A_{s_{\min}}$ = área de acero mínima.

M_u = momento último actuante.

f_y = límite de fluencia del acero.

$f'c$ = resistencia del concreto.

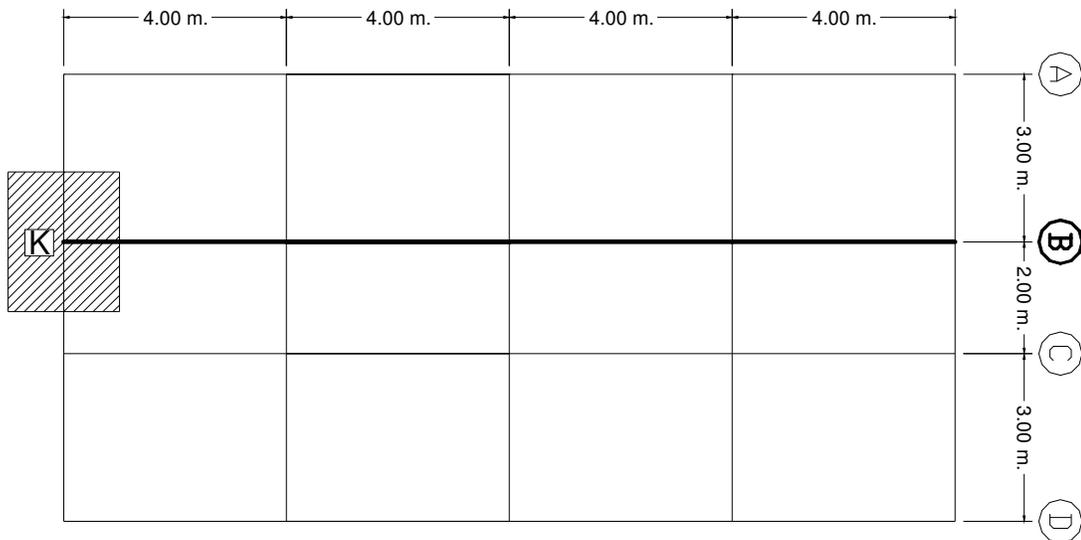
b = base (franja unitaria).

d = peralte efectivo de zapata.

2.1.5.4.7 Ejemplo general

Para este caso, se diseñará la zapata **K** del marco **B**, para la cual se cuentan con los datos que se obtienen de la envolvente de momentos finales (tablas No.5 y No. 6).

Figura 19. Ubicación de la zapata K en el marco B



Datos:

$$Mu_x = 2.99 \text{ Ton} - m$$

$$Mu_y = 3.32 \text{ Ton} - m$$

$$Vs = 20 \text{ Ton} / m^2$$

$$\gamma_s = 1.6 \text{ Ton} / m^3$$

$$\gamma_c = 2.4 \text{ Ton} / m^3$$

$$Fcu = 1.504$$

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

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

$$\text{recubrimiento} = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Sección de vigas entrepiso} = 0.15 \text{ m} * 0.32 \text{ m}$$

$$\text{Sección de columnas} = 0.30 \text{ m} * 0.30 \text{ m}$$

$$H_{col} = 4.00 \text{ m}$$

$$t_{ZAPATA} = 0.30 \text{ m}$$

Determinación de la carga axial:

Datos:

$$P_{sup} = 4810.08 \text{ Kg}$$

$$H_{col_{sup}} = 2.50 \text{ m}$$

$$CM = 470 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$CV = 250 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$At = 5.00 \text{ m}^2 \quad (\text{Figura 17})$$

$$P_u = P_{sup} + P_{pc_{sup}} * F_{cu} + At * CU_{tot} + P_{p_{VIGAS}} * F_{cu}$$

$$P_{pc_{sup}} = \text{Sección de columna} * H_{col_{sup}} * \gamma_c$$

$$P_{pc_{sup}} = 0.30 * 0.30 * 2.50 * 2400 = 540 \text{ Kg}$$

$$CU_{tot} = 1.4CM + 1.7CV$$

$$CU_{tot} = 1.4(470) + 1.7(250) = 1083 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$C_t = CM + CV$$

$$C_t = 470 + 250 = 720 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$F_{cu} = \frac{CU_{tot}}{C_t} = \frac{1083}{720} = 1.504$$

$$Pp_{VIGAS} = (0.15 * 0.32) * \left(\frac{2.70}{2} + \frac{1.70}{2} + \frac{3.70}{2} \right) * 2400 = 466.56 \text{ Kg}$$

$$Pu = P_{sup} + Pp_{c_{sup}} * Fcu_{sup} + At * CU_{tot} + Pp_{VIGAS} * Fcu$$

$$Pu = 4810.08 + 540 * 1.504 + 5.00 * 1083 + 466.56 * 1.504$$

$$Pu = 11738.94 \text{ Kg}$$

Cargas y momentos de servicio:

$$P' = \frac{Pu}{Fcu} = \frac{11.7389 \text{ Ton.}}{1.504} = 7.805 \text{ Ton.}$$

$$Mtx = \frac{Mu_x}{Fcu} = \frac{2.99 \text{ Ton} - m}{1.504} = 1.988 \text{ Ton} - m$$

$$Mty = \frac{Mu_y}{Fcu} = \frac{3.32 \text{ Ton} - m}{1.504} = 2.207 \text{ Ton} - m$$

Área de la zapata:

$$Az = \frac{\text{Factor} * P'}{Vs} = \frac{1.5 * 7.805 \text{ Ton.}}{20 \text{ Ton} / m^2} = 0.58 \text{ m}^2$$

Esta es el área requerida, con base a la carga sobre la zapata, sin embargo al momento de diseñarla fue necesario aumentarla hasta 3.24 m², debido al efecto que provocan los momentos sobre la misma, dando por resultado una zapata de 1.80m x 1.80m.

Cálculo de la presión sobre el suelo:

$$P = P' + Ps + Pc + Pz$$

$$P' = 7.805 \text{ T.}$$

$$Pc = 0.30m * 0.30m * 4.00m * 2.40 \text{ Ton} / m^3 = 1.080 \text{ T.}$$

$$Ps = 3.24m^2 * 1.00m * 1.60 \text{ Ton} / m^3 = 5.184 \text{ T.}$$

$$Pz = 3.24m^2 * 0.30m * 2.40 \text{ Ton} / m^3 = 2.333 \text{ T.}$$

$$P = 16.402 \text{ T.}$$

Chequeo de presión sobre el suelo:

$$Q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{Mt_x}{S_x} \pm \frac{Mt_y}{S_y}$$

$$S_x = S_y = \frac{h^3}{6} = \frac{(1.80)^3}{6} = 0.972$$

$$Q_{MAX} = \frac{16.402 \text{ Ton}}{3.24 \text{ m}^2} + \frac{1.988 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{0.972 \text{ m}^3} + \frac{2.207 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{0.972 \text{ m}^3} = 9.388 \text{ Ton} / \text{m}^2 \leq V_s \Rightarrow Ok$$

$$Q_{MIN} = \frac{16.402 \text{ Ton}}{3.24 \text{ m}^2} - \frac{1.988 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{0.972 \text{ m}^3} - \frac{2.207 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{0.972 \text{ m}^3} = 0.736 \text{ Ton} / \text{m}^2 > 0 \Rightarrow Ok$$

$$Q_{dis} = Q_{max}$$

$$Q_{dis} = 9.388 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

Presión última de diseño:

$$Q_{u \text{ dis}} = F_{cu} * Q_{dis}$$

$$Q_{u \text{ dis}} = 1.504 * 9.388 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

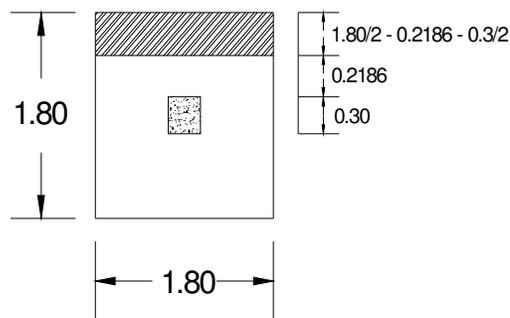
$$Q_{u \text{ dis}} = 14.12 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

Chequeo por corte simple:

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

$$d = 30 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 1.27 / 2$$

$$d = 21.865 \text{ cm}.$$



$$V_{ACT} = \text{Área ashurada} * Q_{u \text{ dis}}$$

$$V_{ACT} = 1.80 \text{ m} * 0.53135 \text{ m} * 14.12 \text{ Ton} / \text{m}^2 = 13.505 \text{ Ton}.$$

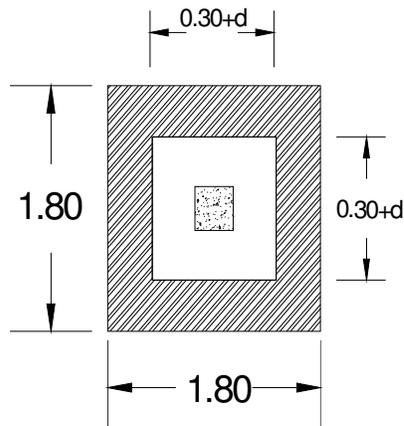
$$V_R = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d / 1000$$

$$V_R = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 180 * 21.865 / 1000$$

$$V_R = 25.69 \text{ Ton}$$

Lo cual indica que el espesor de zapata asumido resiste el corte simple.

Chequeo por corte punzonante:



$$V_{ACT} = \text{Área ashurada} * Q_{u \text{ dis}}$$

$$V_{ACT} = (1.80^2 - 0.51865^2) m^2 * 14.12 \text{ Ton} / m^2 = 41.95 \text{ Ton}.$$

Corte punzonante resistente (V_{pR}):

$$b_0 = 4 * (t + d)$$

$$b_0 = 4 * (30 + 21.865) = 4 * (t + d) .$$

$$b_0 = 207.46$$

$$V_{pR} = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_0 * d / 1000$$

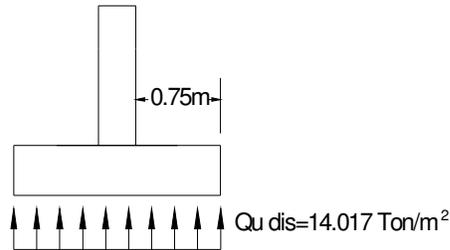
$$V_{pR} = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 207.46 * 21.865 / 1000$$

$$V_{pR} = 59.23 \text{ Ton}.$$

Lo cual indica que el espesor de zapata asumido resiste el corte por punzonamiento.

Diseño del refuerzo por flexión:

Sentido X-X



$$Mu = \frac{Qu \text{ dis} * l^2}{2}$$

$$Mu = \frac{14.12 \text{ Ton} / m * (0.75 \text{ m})^2}{2} = 3.97 \text{ Ton} - m / m.$$

Teniendo:

$$Mu = 3.97 \text{ Ton} - m / m.$$

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

$$d_{x-x} = 21.865 \text{ cm}$$

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

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

Área de acero requerida:

$$As = 0.85 \frac{f'c}{fy} \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 * f'c}} \right]$$

$$As = 0.85 \frac{210}{4200} \left[100 * 21.865 - \sqrt{(100 * 21.865)^2 - \frac{3.97 * 100}{0.003825 * 210}} \right]$$

$$As = 4.93 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo:

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{4200} * 100 * 21.865$$

$$A_{s_{\min}} = 7.34 \text{ cm}^2.$$

Por lo cual se deberá colocar $A_s = 7.34 \text{ cm}^2$ con varillas No. 4 @ 0.17 m.

Sentido Y-Y

$$d_{Y-Y} = d_{X-X} - \frac{\phi_{X-X}}{2} - \frac{\phi_{Y-Y}}{2}$$

$$d_{Y-Y} = 21.865 - \frac{1.27}{2} - \frac{1.27}{2} = 20.595 \text{ cm}.$$

Teniendo:

$$Mu = 3.97 \text{ Ton} - m / m.$$

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

$$d_{Y-Y} = 20.595 \text{ cm}$$

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

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

Se obtiene:

$$A_s = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 7.34 \text{ cm}^2$$

Por lo cual se deberá colocar $A_s = 7.34 \text{ cm}^2$ con varillas No. 4 @ 0.17 m.

2.1.6 Presupuesto

Para la elaboración del presupuesto del edificio de los bomberos voluntarios, se tomaron precios de materiales cotizados en la región; los salarios tanto de mano de obra calificada como no calificada, se tomaron los que la municipalidad asigna para estos casos. Los costos indirectos se establecieron de la forma siguiente: 10% de administración, 10% de supervisión y un 15% de utilidad. En la tabla VIII se presenta el resumen general del presupuesto, indicado por renglones de trabajo.

Tabla VIII. Presupuesto general por renglones de trabajo

PRESUPUESTO GENERAL				
DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
TRABAJOS PRELIMINARES				
LIMPIEZA Y CHAPEO	128.00	m2	Q 3.00	Q 384.00
NIVELACION	128.00	m2	Q 4.00	Q 512.00
MOVIMIENTO DE TIERRA	2.56	m3	Q 10.00	Q 25.60
TRAZO Y ESTAQUEADO	104.00	ml	Q 5.50	Q 572.00
CIMENTACION				
ZAPATA tipo A	4.00	Unidad	Q 2,225.21	Q 8,900.85
ZAPATA tipo B	4.00	Unidad	Q 2,015.61	Q 8,062.44
ZAPATA tipo C	6.00	Unidad	Q 1,568.75	Q 9,412.48
ZAPATA tipo D	6.00	Unidad	Q 1,411.93	Q 8,471.60
CIMENTO CORRIDO	94.00	ml	Q 171.03	Q 16,076.45
LEVANTADO PARA CIMIENTO	37.60	m2	Q 106.51	Q 4,004.79
SOLERA HIDROFUGA	94.00	ml	Q 116.60	Q 10,960.57
LEVANTADO				
COLUMNA 1	133.00	ml	Q 464.20	Q 61,739.25
COLUMNA 2	232.03	ml	Q 119.31	Q 27,682.76
COLUMNA 3	202.74	ml	Q 89.51	Q 18,147.51
MURO INTERIOR DE 0.14*0.19*0.39/M ²	423.99	m2	Q 106.51	Q 45,159.28
SOLERA INTERMEDIA BLOCK U	188.00	ml	Q 89.96	Q 16,912.20
SOLERA CORONA	188.00	ml	Q 87.50	Q 16,449.22
VIGA 2.C	40.00	ml	Q 215.26	Q 8,610.32
VIGA 1.C	40.00	ml	Q 261.70	Q 10,468.07
VIGA 2.2	64.00	ml	Q 240.48	Q 15,390.77
VIGA 1.2	64.00	ml	Q 282.41	Q 18,074.01
LOSAS				
LOSA PLANTA ALTA	128.00	m2	Q 326.19	Q 41,752.31
LOSA PLANTA BAJA	120.00	m2	Q 325.18	Q 39,021.52
PISOS				
Piso Cerámico 1er Nivel	128.00	m2	Q 190.47	Q 24,379.55
Piso Cerámico 2do Nivel	120.00	m2	Q 138.92	Q 16,669.80
GRADAS				
DRENAJES (Aguas Negras)	1.00	Global	Q 3,519.78	Q 3,519.78
DRENAJES (Pluvial)	1.00	Global	Q 3,776.88	Q 3,776.88
AGUA POTABLE	1.00	Global	Q 1,061.75	Q 1,061.75
ELECTRICIDAD				
ELECTRICIDAD (Fuerza)	1.00	Global	Q 3,446.71	Q 3,446.71
ELECTRICIDAD (Iluminación)	1.00	Global	Q 8,441.24	Q 8,441.24
ACABADOS				
ACABADOS EN PARED	846.00	m2	Q 25.23	Q 21,345.02
ACABADOS EN LOSA	248.00	m2	Q 58.98	Q 14,627.17
BANO PRINCIPAL	1.00	Global	Q 11,887.16	Q 11,887.16
VENTANAS	44.80	m2	Q 300.00	Q 13,440.00
PUERTAS	22.00	m2	Q 350.00	Q 7,700.00
TOTAL				Q 520,607.34

2.2 Centro de recreación familiar

El proyecto consiste en el diseño del primer proyecto municipal que cuente con áreas de recreación familiar, en el cual se pueda propiciar el desarrollo integral del ser humano, mediante actividades deportivas y la convivencia familiar. El centro recreativo se encuentra localizado a tan solo 1 km del parque del municipio de Malacatancito, el mismo cuenta con la suficiente área verde y boscosa para poder desarrollar dentro del mismo una buena distribución de ambientes. El centro de recreación familiar estará conformado de la forma siguiente:

- Parqueo.
- Garita de acceso.
- Garita de control.
- Vestidores (hombres y mujeres).
- Baños (hombres y mujeres).
- Duchas (hombres y mujeres).
- Piscina para niños.
- Piscina para adultos.
- Ranchos-churrasquera,
- Cancha de papi-fútbol y cancha polideportiva.
- Juegos infantiles

2.2.1 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico para la planimetría del terreno fue llevado a cabo mediante la utilización del método conservación de azimut por radiaciones y para la altimetría se aplicó el método de una nivelación simple.

Los resultados de este levantamiento de este levantamiento dieron un área de 518.90 m² y el plano curvas a nivel, los cuales se presentan en el apéndice 2.

2.2.2 Diseño de garitas, vestidores, baños y duchas

Para el diseño de las garitas, vestidores, baños y duchas, se hizo uso de los requisitos arquitectónicos y estructurales, presentes en las normas de planificación y construcción del FHA y las Normas Estructurales de Diseño y Construcción Recomendadas para la República de Guatemala de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica **AGIES**.

2.2.2.1 Requisitos arquitectónicos

Todas las construcciones deben ser ajustadas a los reglamentos y regulaciones municipales vigentes y aplicables al caso con el objeto de proporcionar seguridad e higiene en dichas edificaciones. El objeto de establecer áreas y dimensiones mínimas es muy importante en el diseño de los ambientes que componen un proyecto de recreación, para garantizar que la dimensión de los ambientes permita la colocación correcta de artefactos, sin menoscabo de una fácil circulación y de los espacios de acomodamiento adecuado.

2.2.2.1.1 Dimensiones mínimas

Las dimensiones que se expresan a continuación son libres de gruesos de muros, enlucidos, ni espacios para closets.

- Lado menor de sala o comedor y sus combinaciones 2.70 m
- Lado menor de dormitorios 2.55 m
- Lado menor de dormitorios de servicio 2.00 m
- Lado menor de baño 1.20 m
- Lado menor de baño de servicio o medio baño 0.90 m
- Ancho mínimo de pasillo o vestíbulo-pasillo 0.90 m

2.2.2.1.2 Superficies mínimas

Las tablas siguientes, indican las superficies mínimas en metros cuadrados que se aceptan para los diferentes ambientes sin incluir el área para closets; por lo cual se deberá agregarse.

Tabla IX. Superficies mínimas

VIVIENDA	SALA	COMEDOR	COCINA	DORMITORIOS		
				1	2	3
1 dormitorio	8.10	7.30	4.95	8.10		
2 dormitorios	9.00	8.10	4.95	8.10	8.10	
3 dormitorios	10.80	9.45	5.40	8.10	8.10	7.00

Otros ambientes en general:

Ambiente	Superficie mínima (m²)
Dormitorio de servicio	5.00
Baño principal	3.25
Baño de servicio	1.60
Lavandería	5.00

2.2.2.1.3 Iluminación y ventilación natural

Todos los ambientes deben estar dotados de iluminación y ventilación naturales, por medio de ventanas que den a jardines, patios exteriores o interiores o cualquier área descubierta.

En climas fríos y templados, la insolación en los dormitorios debe ser directa, y no se debe colocar ningún tipo de estructura que impida la penetración de los rayos solares.

Para las diferentes partes de una vivienda, se requieren diferentes áreas mínimas de iluminación y ventilación, según su importancia. Las dimensiones de dichas áreas se obtienen de acuerdo con porcentajes del área de piso de los ambientes según los valores mostrados en la tabla siguiente, no siendo aceptable por ningún motivo ventanas menores de 0.50 m², salvo en baños.

Tabla X. Iluminación y ventilación mínimas

AMBIENTE	ILUMINACIÓN		VENTILACIÓN	
	CLIMA FRIO	CLIMA TEMPLADO	CLIMA FRIO	CLIMA TEMPLADO
Dormitorios	12%	12%	6%	10%
Sala – comedor	15%	20%	6%	16%
Cocina	15%	20%	12%	20%
Baños	10%	10%	5%	5%
Lavandería	10%	10%	5%	5%
Estudios, sala de juego	20%	20%	6%	6%
Estacionamientos	10%	10%	10%	10%

2.2.2.2 Requisitos estructurales

Los requisitos mínimos tienen por objeto prevenir o evitar riesgos o construcciones defectuosas, sin que necesariamente representen las condiciones más adecuadas desde un punto de vista de conveniencia y eficacia; para ello es necesario el estudio de cada uno de los elementos que componen una edificación.

2.2.2.2.1 Tipos aceptables de estructura

Toda estructura debe estar de acuerdo con las condiciones del terreno y características de la edificación a realizar, tomando en consideración los efectos que puedan causar los sismos sobre ellas.

- Para edificaciones hasta de tres niveles, son aceptables estructuras con muros de carga.
- Para edificaciones de más de tres niveles, únicamente son aceptables las estructuras de concreto armado o acero, diseñadas y calculadas de acuerdo a los códigos respectivos.
 - Para la determinación de cargas sísmicas deben emplearse los requerimientos contenidos en la última edición de “Recommended Lateral Force Requirements and Commentary” de la sociedad de ingenieros estructurales de California (SEAOC).

- Para el diseño de estructuras deberán utilizarse el reglamento vigente de las construcciones de concreto reforzado del instituto americano del concreto (ACI) y el código vigente del instituto americano para construcciones de acero (AISC).

2.2.2.2.2 Muros confinados

Se denominan muros confinados a los muros de mampostería que tienen el refuerzo vertical y horizontal concentrado en elementos de concreto, conocidas como mochetas y soleras respectivamente.

2.2.2.2.2.1 Requisitos generales

- Las cisas horizontales y verticales deberán tener un espesor mínimo de 7 mm y máximo de 13 mm. Todas las cisas horizontales y verticales deberán quedar pegadas con el mortero.
- Los muros deberán tener un espesor nominal mínimo de 14 cm. La relación entre distancia sin apoyos, ya sea horizontal o vertical, y el espesor del muro, deberá ser tal que atienda adecuadamente el pandeo tanto horizontal como vertical. Los muros no estructurales que tan solo soportan su propio peso podrán tener un espesor mínimo de 10 cm y una relación de la distancia sin apoyos al espesor, máximo igual a 30.

- La relación de esbeltez para los muros estructurales deberá tomarse como la relación entre su altura libre y su espesor, y no deberá exceder de 25. Los muros con relaciones mayores a 25 deberán tener elementos adicionales de refuerzo, diseñados para imposibilitar el pandeo del muro.
- Cuando el muro tenga soporte lateral tanto arriba como abajo, su altura libre será la altura del muro. Cuando no haya soporte lateral en la parte superior del muro, su altura libre se deberá tomar como dos veces la altura del muro, medida a partir del soporte inferior.

2.2.2.2.2 Refuerzo vertical

- Toda pared de carga debe llevar refuerzos verticales de acero ligados a todas las unidades de mampostería por medio de concreto.
- El área mínima de acero de refuerzo vertical es:
 - 0.0008 veces el área de la sección bruta de la pared cuando el esfuerzo de fluencia del acero es 2325 kg/cm².
 - 0.0007 veces el área de la sección bruta de la pared cuando el esfuerzo de fluencia del acero es 2820 kg/cm².
 - 0.0006 veces el área de la sección bruta de la pared cuando el esfuerzo de fluencia del acero es 3525 kg/cm².

- 0.0005 veces el área de la sección bruta de la pared cuando el esfuerzo de fluencia del acero es 4227 kg/cm^2 .
- Las dimensiones mínimas aceptables de elementos de concreto para refuerzo vertical son:
 - En el sentido normal a la pared:
 - ✓ no menos que el grueso del muro
 - En el otro sentido:
 - ✓ Si el refuerzo es con armado de 4 varillas o más, la dimensión no debe ser menor al grueso del muro.
 - ✓ Si el refuerzo es con armado de 2 varillas, la dimensión no debe ser menor a 10 cm.
- El refuerzo vertical debe arrancar desde la cimentación y terminar en la solera superior, debidamente anclado.
- Los vanos de puertas y ventanas deben rematarse con un mínimo Como posibles guías para lograr lo requerido en relación al refuerzo vertical en muros de mampostería se presentan las tablas XI y XII.

Tabla XI. Máxima separación de refuerzos verticales

Material	Ancho (cm)	A/A (m)	A/B (m)
Ladrillo tubular y bloques de arcilla.	23	5.00	2.50
	20	5.00	2.50
	14	4.00	2.00
	11	3.00	1.50
Ladrillo tayuyo o perforado.	23	5.00	2.50
	14	4.00	2.00
	11	4.00	2.00
Bloques huecos de concreto.	15	4.00	2.00
Piedra labrada	30	4.00	2.00

Tabla XII. Posibles refuerzos verticales en paredes de mampostería

Barras de acero Corrugado $F_y \leq 4227 \text{ Kg/cm}^2$	Casas de 2 niveles	Dist. Por Nivel	Tipo A	Tipo B
		1er. Nivel	4 No. 4	2 No. 3
		2do. Nivel	4 No. 3	2 No. 3
	Casas de 1 Nivel		4 No. 3	2 No. 3

2.2.2.2.3 Refuerzo horizontal

- Las paredes de mampostería deben reforzarse horizontalmente con un área de acero no menor de:
 - 0.0015 veces el área de la sección transversal de la pared si el refuerzo de fluencia del acero es de 2325 kg/cm^2 .

- 0.0013 veces si el refuerzo de fluencia es de 2820 kg/cm².
 - 0.0012 veces para refuerzo con esfuerzo de fluencia de 3525 kg/cm².
 - 0.0010 veces si el esfuerzo de fluencia es de 4227 kg/cm² o mayor.
- Como posibles guías para lograr lo indicado en el inciso anterior, se presentan la tabla No. XIII.

Tabla XIII. Posibles refuerzos horizontales en paredes de mampostería

Tipo de solera	Armado.
S1: Hidrófuga	4 No. 3; Est. No. 2 @ 20 cm.
S2: Intermedia	2 No. 3; Est. No. 2 @ 20 cm.
S3: Superior	4 No. 3; Est. No. 2 @ 20 cm.

- Las dimensiones mínimas de elementos de concreto para ligar el refuerzo horizontal a las unidades de mampostería son:
 - En el sentido normal a la pared:
 - ✓ El grueso de la pared respectiva.
 - En el otro sentido:
 - ✓ Solera hidrófuga: 10 cm.
 - ✓ Solera intermedia: 7 cm.
 - ✓ Solera superior: 10 cm.

- El recubrimiento del acero de refuerzo no debe ser menor de 1.5 cm.
- Los sillares deben ser de concreto reforzado con por lo menos 2 varillas No. 2 y eslabones No. 2 a cada 20 cm, o su equivalente, debiendo anclarse adecuadamente al refuerzo vertical del borde del vano de la ventana.
- Los dinteles deben ser de concreto reforzado y deben calcularse según las condiciones de cada caso.

2.2.2.2.3 Cimientos para paredes

- Se diseñan para soportar las cargas superpuestas, dando una distribución adecuada a las mismas, de acuerdo con la resistencia del terreno, debiendo ser continuos para proveer un amarre adecuado entre ellos, es decir, deben formar cuadros cerrando los ambientes que delimitan.
- Los cimientos corridos, bajo muros de cualquier clase, son de concreto reforzado, y deben cumplir con los requisitos siguientes:
 - Las dimensiones mínimas para cimientos corridos son las que se estipulan en la tabla XIV.

Tabla XIV. Dimensiones mínimas para cimientos corridos

Tipo de vivienda	Peralte	Ancho
De un nivel	15 cm	30 cm
De dos niveles	20 cm	40 cm

- El refuerzo mínimo para cimientos corridos es el estipulado en la tabla XV.

Tabla XV. Dimensiones mínimas para cimientos corridos

Tipo de vivienda	Peralte	Ancho
De un nivel	15 cm	30 cm
De dos niveles	20 cm	40 cm

- Aquellas partes donde la cimentación esté sobre zanjas de tubería o áreas inestables debe reforzarse convenientemente.
- El recubrimiento del refuerzo no debe ser mayor a $1/3$ del peralte del cimiento ni menor de 5 cm.
- La profundidad de cimentación estará dada por la resistencia del suelo, pero no debe ser menor a 50 cm.
- Las unidades de mampostería que se coloquen entre la cimentación y la solera de humedad, deben ser como mínimo de la clase, tipo y resistencia de las unidades de los muros.

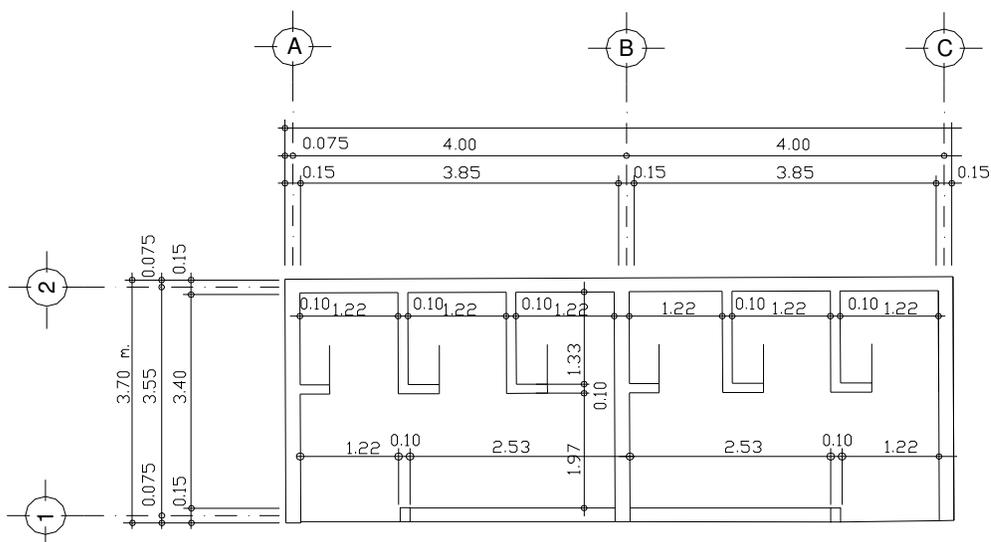
2.2.2.2.4 Ejemplo de diseño

Par efectos de ejemplo de diseño, se tomó el caso del módulo de vestidores, el cual tiene un área de 30.16 m^2 . En el diseño de losa, se procedió conforme al método indicado en la sección 2.1.6.1, el cual se encuentra basado en los requerimientos establecidos en el código del ACI.

El diseño de los muros, se realizará con base en las Normas Estructurales de Diseño y Construcción para la República de Guatemala, AGIES NR – 4; REQUISITOS ESPECIALES PARA VIVIENDA Y OTRAS CONTRUCCIONES MENORES.

Siguiendo los lineamientos mínimos para obras de un nivel y no mayores de 50 m^2 . Con esta norma se protege y conserva la vida y seguridad humana, minimizando el daño material que pueden sufrir las edificaciones ante los efectos del entorno y fenómenos de la naturaleza, como el viento, sismo, lluvias, etc.

Figura 20. Planta de cotas, módulo de vestidores hombres y mujeres



2.2.2.2.4.1 Requerimientos generales

- Block utilizado = 0.14m*0.19m*0.39m.
- Con resistencia mínima a compresión de 20 Kg/cm² (AGIES NR-4; 4.9.1.3).
- La altura de piso a cielo es de 2.30m; menor a la máxima recomendada de 3.15m (AGIES NR-4; 6.1.5.3).
- La relación entre la altura total de la construcción y la longitud del lado menor del rectángulo que circunscribe la planta H/L, debe ser menor a 0.9.

$$\frac{H}{L} = \frac{3.20m}{3.70m} = 0.865 < 0.9 \Rightarrow Ok$$

- Con el eje A y C se cumple con tener por lo menos dos planos de muros resistentes a las cargas laterales perimetrales y paralelos (AGIES NR-4; 6.5..5).
- La longitud de los planos de muros resistentes a las cargas laterales debe ser mayor al 75% de la altura del piso correspondiente (AGIES NR-4; 6.1.5.6).

$$Panel\ menor = 3.70m.$$

$$0.75 * 3.20m = 2.40m.$$

$$3.70 > 2.40 \Rightarrow Ok.$$

- Cada uno de los planos de los muros deberá estar vinculado a la estructura del techo o entrepiso en por lo menos 50% de la longitud de la planta según la dirección considerada (AGIES NR-4; 6.1.5.7),

$$\left. \begin{array}{l} \text{Eje A : vinculado 100\%} \\ \text{Eje C : vinculado 100\%} \end{array} \right\} \text{Ok.}$$

- Según la otra dirección principal de la construcción, deberán existir por lo menos dos ejes de muros resistentes, los cuales en conjunto estarán vinculados a la estructura del techo o entrepiso en por lo menos 80% de la longitud de la planta según la dirección considerada (AGIES NR-4; 6.1.5.8).

$$\text{Eje 1} = 0.15 + 0.10 + 2.53 + 0.15 + 2.53 + 0.10 + 0.15 = 5.71m$$

$$\text{Eje 2} = 8.15m$$

$$\frac{(5.71 + 8.15)}{16.30} * 100 = 85\% \Rightarrow \text{Ok.}$$

2.2.2.2.4.2 Refuerzo en muros

El refuerzo en los muros cumple con lo requerido por las normas AGIES NR-4, inciso 6.5, de la manera siguiente:

La resistencia del concreto utilizado es de 210 kg/cm², la cual es mayor a la recomendada (140 kg/cm²).

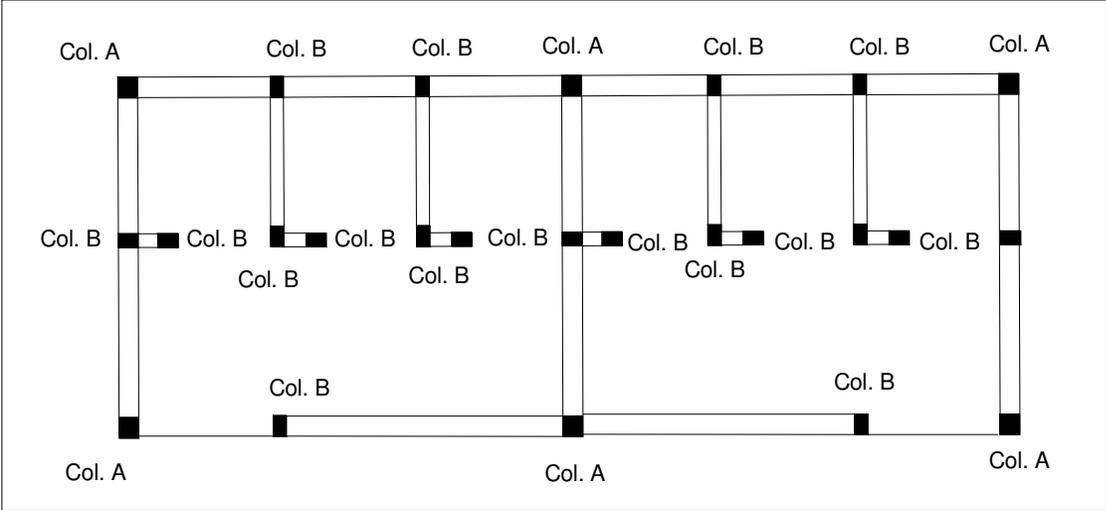
Columnas de confinamiento:

- Se ubicaron columnas de confinamiento en todos los muros y vanos de la estructura. También en los extremos de los muros, en la intersección de muros estructurales y en puntos intermedios a distancias no mayores de 4.00 m, AGIES NR-4; 6.5.1.1.
- La sección mínima es de 15 cm * 15 cm, equivalente a 225 cm², la cual es mayor que la recomendada de 200 cm², AGIES NR-4; 6.5.1.2.
- El refuerzo utilizado para las columnas consiste en 4 varillas No. 3 más estribos No. 2 a cada 15 cm, AGIES NR-4; 6.5.1.3.

Mochetas:

- Se colocaron mochetas de confinamiento en puntos intermedios intercaladas con las columnas de los muros y en los extremos de vanos de puertas con una separación entre columnas y mochetas no mayor de 2.00 m, AGIES NR-4; 6.5.2.1.
- La dimensión mínima de las mochetas es de 10 cm, de largo y un ancho igual al espesor del muro, AGIES NR-4; 6.5.2.2.
- El refuerzo utilizado para las mochetas consiste en 2 varillas longitudinales corridas No. 3 más eslabones No. 2 a cada 15 cm, según AGIES NR-4; 6.5.2.3.

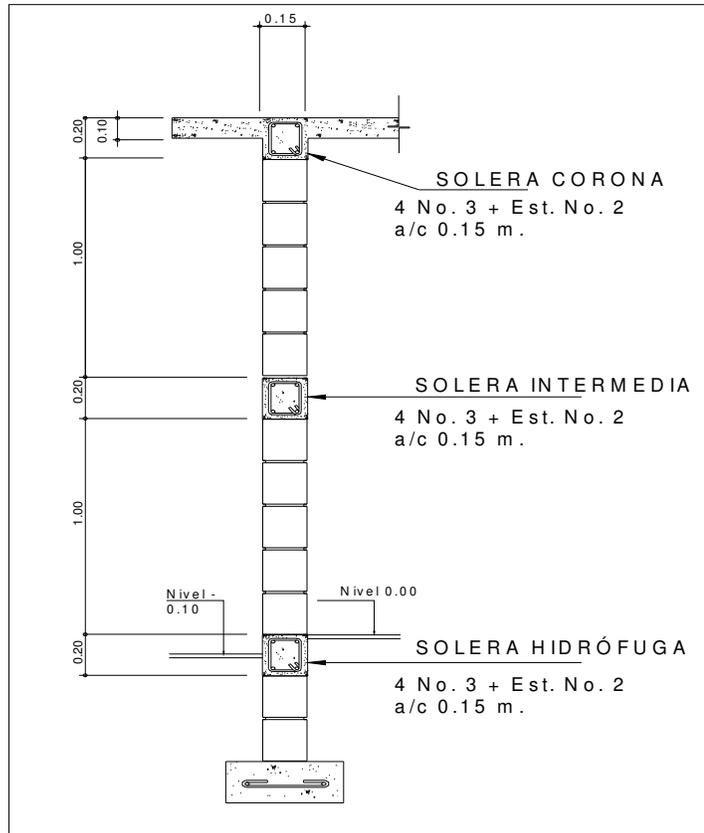
Figura 21. Planta de columnas, módulo de vestidores hombres y mujeres



Soleras de confinamiento:

- La estructura consta de 3 soleras, hidrófuga, intermedia, y de corona, la sección de cada una es de 0.15 m * 0.20 m, AGIES NR-4; 6.5.3.1, en la cual se indica un peralte mínimo de 15 cm.
- El refuerzo de las soleras consiste en 4 varillas longitudinales corridas No. 3 más estribos No. 2 a cada 15 cm (AGÍES NR-4; 6.5.3.3)

Figura 22. Corte de muro, módulo de vestidores hombres y mujeres

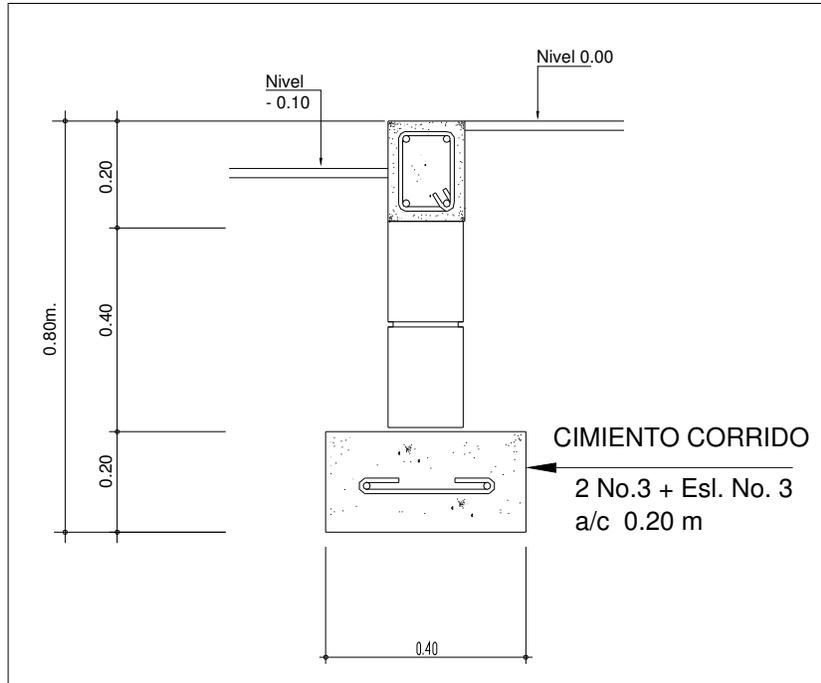


Cimentación:

El sistema de cimentación está confinado por cuadros o anillos cerrados coincidentes con los ambientes, cuyo lado mayor es de 4.00 m, menor a 7.00 m, cumpliendo así con AGIES NR-4; 5.1.2

La profundidad de la cimentación es de 0.60 m (AGIES NR-4; 5.1.3)

Figura 23. Cimentación, módulo de vestidores hombres y mujeres



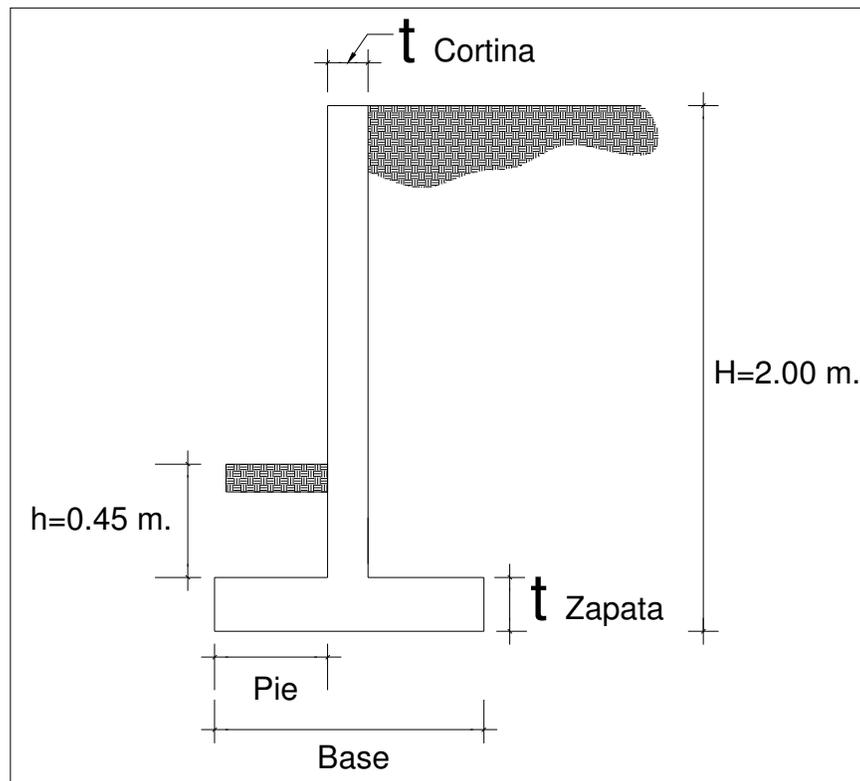
2.2.3 Piscinas

El diseño de las piscinas requiere de un muro contención que pueda resistir las fuerzas ejercidas tanto por el agua que contienen las mismas como la presión ejercida por el suelo que las rodea. En este caso, se realizó mediante un muro de contención por voladizo, mientras que la losa inferior fue diseñada como una losa simple.

2.2.3.1 Diseño de muro de contención en voladizo

- Predimensionamiento de los elementos del muro

Figura 24. Muro de contención en voladizo



Datos:

$$\gamma_s = 1.4T/m^3.$$

$$\gamma_c = 2.4T/m^3.$$

$$\phi = 30^\circ.$$

$$\mu = 0.4.$$

$$V_s = 21T/m^2.$$

$$f'c = 281Kg/cm^2.$$

$$f_y = 2810Kg/cm^2.$$

$$Fcu = 1.7$$

$$\text{Recubrimiento} = 7.5 \text{ cm.}$$

- Espesor de cortina ($t_{CORTINA}$):

Valor promedio entre H/10 y H/12

$$H/10 = 200 \text{ cm} / 10 = 20 \text{ cm}$$

$$H/12 = 200 \text{ cm} / 12 = 17 \text{ cm}$$

Estos son valores representan un parámetro recomendado, sin embargo en este caso se utilizará el valor de 15 cm.

- Base según especificaciones:

Valor entre 0.4H y 0.9H

$$0.4H = 0.4 * 200 = 80 \text{ cm.}$$

$$0.9H = 0.9 * 200 = 180 \text{ cm.}$$

Se toma el valor de 1 m.

- Pie:

Se encuentra entre los valores de 0.08H a 0.4H:

$$0.08H = 0.08 * 200 = 16 \text{ cm.}$$

$$0.4H = 0.4 * 200 = 80 \text{ cm.}$$

Se toma el valor de 42 cm.

- Espesor de zapata (t_{ZAPATA}):

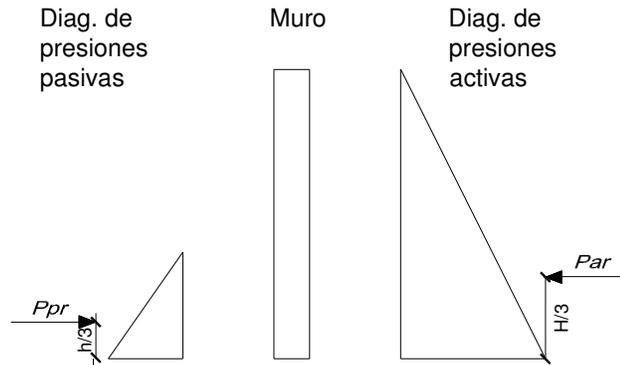
Para este caso se toma un valor de 0.20 m.

- Cálculo de los coeficientes de empuje activo y pasivo

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \frac{1 - \text{sen}(30^\circ)}{1 + \text{sen}(30^\circ)} = \frac{1}{3}$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = \frac{1 + \text{sen}(30^\circ)}{1 - \text{sen}(30^\circ)} = 3$$

A continuación se muestra un diagrama de cuerpo libre del muro, donde se muestran las presiones sobre el mismo.



- Cálculo de presiones horizontales activas ($\vec{P}_{a\gamma}$) y pasivas ($\vec{P}_{p\gamma}$) a una profundidad h del muro:

$$\vec{P}_{p\gamma} = Kp * \gamma_s * h$$

$$\vec{P}_{a\gamma} = Ka * \gamma_s * H$$

$$\vec{P}_{p\gamma} = 3 * 1.40 \text{ T/m}^3 * (0.45 + 0.20) \text{ m}$$

$$\vec{P}_{a\gamma} = 1/3 * 1.40 \text{ T/m}^3 * 2.00 \text{ m}$$

$$\vec{P}_{p\gamma} = 2.73 \text{ T/m}^2$$

$$\vec{P}_{a\gamma} = 0.93 \text{ T/m}^2$$

- Las cargas totales de los diagramas de presión, se calculan como el área del diagrama de presiones actuantes en su centroide.

$$P_{p\gamma} = 1/2 * \vec{P}_{p\gamma} * h$$

$$P_{a\gamma} = 1/2 * \vec{P}_{a\gamma} * H$$

$$P_{p\gamma} = 1/2 * 2.73 \text{ T/m}^2 * 0.65 \text{ m}$$

$$P_{a\gamma} = 1/2 * 0.93 \text{ T/m}^2 * 2.00 \text{ m}$$

$$P_{p\gamma} = 0.89 \text{ T/m}$$

$$P_{a\gamma} = 0.93 \text{ T/m}$$

- Los momentos al pie del muro serán:

$$M_{py} = P_{py} * h / 3$$

$$M_{py} = 0.89 \text{ T/m} * 0.65 / 3 \text{ m}$$

$$M_{py} = 0.19 \text{ T - m/m}$$

$$M_{ay} = P_{ay} * H / 3$$

$$M_{ay} = 0.93 \text{ T/m} * 2.00 / 3 \text{ m}$$

$$M_{ay} = 0.62 \text{ T - m/m}$$

- De acuerdo a la distribución geométrica indicada en la figura 25, se calculará el peso total del sistema de sostenimiento y el momento que produce respecto al punto "o"

Figura 25. Distribución geométrica del muro de contención en voladizo

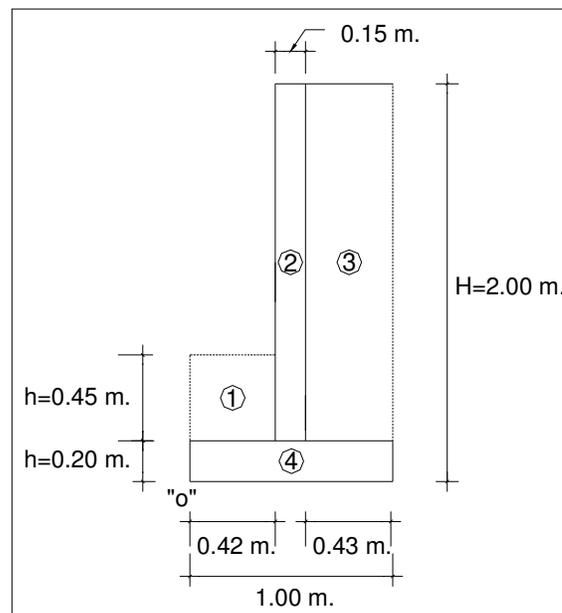


Tabla XVI. Tabla de pesos en la estructura

FIGURA	AREA (m ²)	γ (T/m ³)	W (T/m)	BRAZO (m)	M (T-m/m)
1	0.19	1.4	0.26	0.21	0.06
2	0.27	2.4	0.65	0.50	0.32
3	0.77	1.4	1.08	0.79	0.85
4	0.20	2.4	0.48	0.50	0.24
W Total			2.48	M Total	1.47

- Chequeo de estabilidad contra volteo (F_{sv}):

Debe ser mayor de 1.5, de lo contrario aumentar la sección del muro.

$$F_{sv} = \frac{\sum M_R}{\sum M_{ACT.}}$$

$$F_{sv} = \frac{M_{p\gamma} + M_W}{M_{a\gamma}} = \frac{(0.19 + 1.47) T - m/m}{0.62 T - m/m} = 2.67 > 1.5$$

- Chequeo de estabilidad contra deslizamiento (F_{sd}):

Debe ser mayor de 1.5, de lo contrario colocar diente, ó aumentar la sección del muro.

$$F_{sd} = \frac{\sum P_R}{\sum P_{ACT.}}$$

$$F_{sd} = \frac{P_{p\gamma} + \mu W}{P_{a\gamma}} = \frac{(0.89 + 0.4 * 2.48) T/m}{0.93 T/m} = 2.02 > 1.5$$

- Chequeo de presión máxima (Q_{max}), bajo la base del muro. La distancia "a", a partir del punto "o" donde actúan las cargas verticales.

$$a = \frac{\sum Mo}{W}$$

$$a = \frac{M_{p\gamma} + M_W - M_{a\gamma}}{W}$$

$$a = \frac{(0.19 + 1.47 - 0.62) T - m/m}{2.48 T/m} = 0.42 m$$

$$3a = 3 * 0.42 = 1.26 m$$

$$\text{Si } \begin{cases} 3a > \text{Base}, & Q_{max} = \frac{W}{\text{Base} * L} + \frac{W * e}{1/6(\text{Base}^2)} \\ 3a < \text{Base}, & Q_{max} = \frac{W}{3/2 * a * \text{Base}} \end{cases}$$

Como $3a > Base$, entonces no existen presiones negativas, y Q_{max} se calcula de la siguiente manera:

$$e = \frac{Base}{2} - a$$

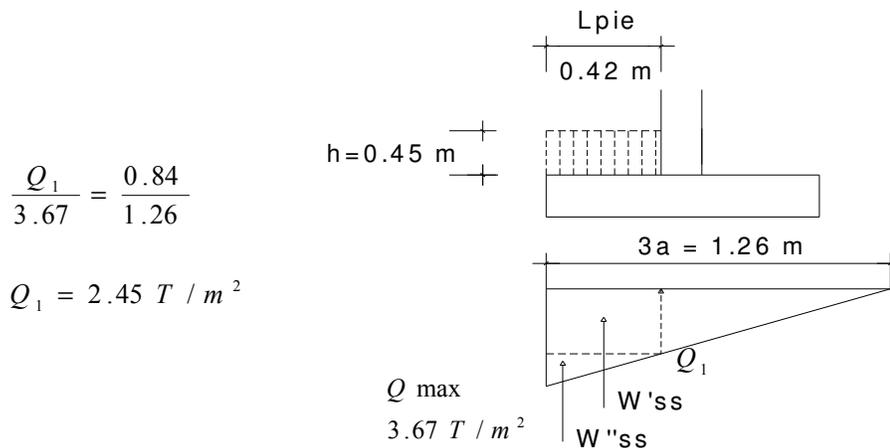
$$e = \frac{1.00 \text{ m}}{2} - 0.42 \text{ m} = 0.08 \text{ m}$$

$$Q_{max} = \frac{W}{Base * L} + \frac{W * e}{1/6(Base^2)}$$

$$Q_{max} = \frac{2.48 \text{ T/m}}{1.00 \text{ m}} + \frac{2.48 \text{ T/m} * 0.08 \text{ m}}{1/6(1.00 * 1.00) \text{ m}^2}$$

$$Q_{max} = 3.67 \text{ T/m}^2 < Vs$$

- Diseño del pie
- ✓ Chequeo por corte:



$$W_{suelo+cimiento} = W_s + c$$

$$W_s + c = \gamma_s * h * L_{pie} + \gamma_c * t_{ZAPATA} * L_{pie}$$

$$W_s + c = 1.4 \text{ T/m}^3 * 0.45 \text{ m} * 0.42 \text{ m} + 2.4 \text{ T/m}^3 * 0.20 \text{ m} * 0.42 \text{ m}$$

$$W_s + c = 0.47 \text{ T/m}$$

$$W'_{SS} = Q_1 * L \text{ pie}$$

$$W'_{SS} = 2.45 T / m^2 * 0.42 m$$

$$W'_{SS} = 1.03 T / m$$

$$W''_{SS} = \frac{(Q_{\max} - Q_1) L \text{ pie}}{2}$$

$$W''_{SS} = \frac{(3.67 - 2.45) T / m^2 * 0.42 m}{2}$$

$$W''_{SS} = 0.26 T / m$$

El corte actuante es vertical y hacia arriba, por lo que la tensión se produce en la parte inferior del pie, donde se debe colocar el refuerzo; utilizando para el refuerzo, varillas No. 4, el peralte efectivo será:

$$d = t_{ZAPATA} - \text{recubrimiento} - \Phi/2$$

$$d = 0.20 m - 0.075 m - 0.0127/2$$

$$d = 0.1187 m$$

Por lo que el corte resistente queda de la siguiente forma:

$$V_R = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d / 1000$$

$$V_R = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 100 * 11.87 / 1000 = 8.96 T / m$$

Corte al rostro del muro:

$$Vu_1 = 1.7 * (W'_{SS} + W''_{SS} - W_S + c)$$

$$Vu_1 = 1.7 * (1.03 + 0.26 - 0.47) T / m$$

$$Vu_1 = 1.394 T / m$$

Como $Vu_1 < V_R$, por lo tanto si chequea.

✓ Chequeo por flexión:

$$M_{U_{ROSTRO}} = 1.7 * \left(W'_{SS} * \left(\frac{L_{pie}}{2} \right) + W''_{SS} \left(\frac{2}{3} \right) * L_{pie} - W_s + c * \left(\frac{L_{pie}}{2} \right) \right)$$

$$M_{U_{ROSTRO}} = 1.7 * \left(1.03 * \left(\frac{0.42}{2} \right) + 0.26 \left(\frac{2}{3} \right) * 0.42 - 0.47 * \left(\frac{0.42}{2} \right) \right)$$

$$M_{U_{ROSTRO}} = 0.32 T - m / m$$

✓ Diseño a flexión:

Teniendo:

$$M_U = 324 \text{ Kg} - m / m$$

$$d = 11.87 \text{ cm}$$

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

$$f'c = 281 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

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

Se obtiene:

$$A_{min} = 5.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} = 1.09 \text{ cm}^2$$

Usar A_{min} con No.4 @ 21 cm

En el sentido longitudinal colocar

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 * pie * t_{ZAPATA}$$

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 * 42 * 20$$

$$A_{s \text{ temp}} = 1.68 \text{ cm}^2$$

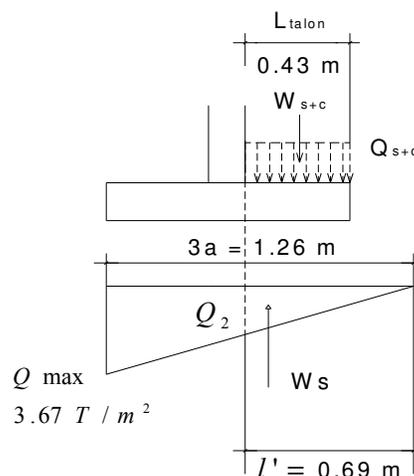
colocar No.4 @ 31 cm

• Diseño del talón

La presión al rostro interno de la pantalla será:

$$\frac{Q_2}{3.67} = \frac{0.69}{1.26}$$

$$Q_2 = 2.01 T / m^2$$



$$Q_{\text{suelo+cimiento}} = Q_{s+c}$$

$$Q_{s+c} = \gamma_S * (H - t_{\text{ZAPATA}}) + \gamma_C * t_{\text{ZAPATA}}$$

$$Q_{s+c} = 1.4T/m^3 * (2.00 - 0.20)m + 2.4T/m^3 * 0.20m$$

$$Q_{s+c} = 3.00T/m^2$$

$$W_{\text{suelo+cimiento}} = W_{s+c}$$

$$W_{s+c} = Q_{s+c} * L_{\text{talón}}$$

$$W_{s+c} = 3.00T/m^2 * 0.43m$$

$$W_{s+c} = 1.29T/m$$

$$W_S = \frac{Q_1 * l'}{2}$$

$$W_S = \frac{2.01 T/m^2 * 0.69m}{2}$$

$$W_S = 0.69T/m$$

✓ Chequeo por corte:

Corte resistente:

$$V_R = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d / 1000$$

$$V_R = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 100 * 11.87 / 1000 = 8.96T/m$$

Corte al rostro del muro:

$$Vu_2 = 1.7 * (W_{s+c} - W_S)$$

$$Vu_2 = 1.7 * (1.29 - 0.69)T/m$$

$$Vu_2 = 1.02T/m$$

Como $Vu_2 < V_R$, por lo tanto si chequea.

✓ Chequeo por flexión:

$$M_{U_{ROSTRO}} = 1.7 * \left(W_S + c * \frac{L_{talón}}{2} - W_S * \frac{l'}{3} \right)$$

$$M_{U_{ROSTRO}} = 1.7 * \left(1.29 * \frac{0.43}{2} - 0.69 * \frac{0.69}{3} \right)$$

$$M_{U_{ROSTRO}} = 0.2017 T - m / m$$

✓ Diseño a flexión:

Teniendo:

$$M_U = 201.70 \text{ Kg} - m / m$$

$$d = 11.87 \text{ cm}$$

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

$$f'c = 281 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

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

Se obtiene:

$$A_{min} = 5.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{s req} = 0.67 \text{ cm}^2$$

Usar A_{min} con No.4 @ 21 cm

En el sentido longitudinal colocar

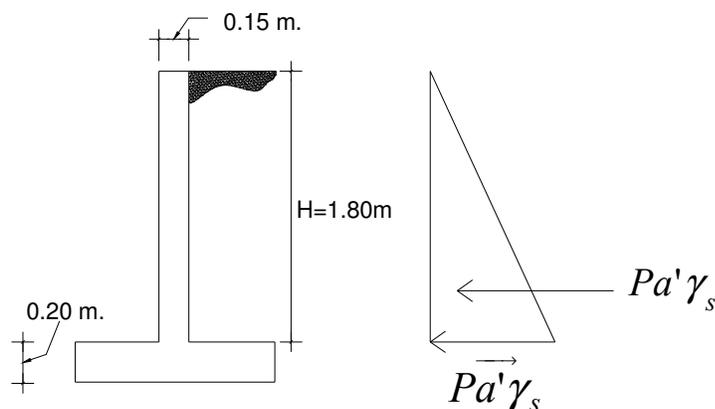
$$A_{s temp} = 0.002 * talón * t_{ZAPATA}$$

$$A_{s temp} = 0.002 * 43 * 20$$

$$A_{s temp} = 1.72 \text{ cm}^2$$

colocar No.4 @ 31 cm

• Diseño de la cortina:



Se tiene que

$$Pa' \gamma_S = Ka * \gamma_S * H$$

$$Pa' \gamma_S = \frac{1}{3} * 1.4 T / m^3 * 1.80 m$$

$$Pa' \gamma_S = 0.84 T / m^2$$

$$Pa' \gamma_S = Pa' \gamma_S * \frac{H}{2}$$

$$Pa' \gamma_S = 0.84 T / m^2 * \frac{1.80}{2} m$$

$$Pa' \gamma_S = 0.756 T / m$$

Utilizando para el refuerzo, varillas No. 3, el peralte efectivo será:

$$d = t_{CORTINA} - recubrimiento - \Phi/2$$

$$d = 0.15 m - 0.075 m - 0.0095/2$$

$$d = 0.0702 m$$

✓ Chequeo por corte:

Corte resistente:

$$V_R = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d / 1000$$

$$V_R = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 100 * 7.02 / 1000 = 5.30 T / m$$

Corte al rostro del muro:

$$Vu_{ROSTRO} = 1.7 * Pa' \gamma_S$$

$$Vu_{ROSTRO} = 1.7 * 0.756 T / m$$

$$Vu_{ROSTRO} = 1.285 T / m$$

Como $Vu_{ROSTRO} < V_R$, por lo tanto si chequea.

✓ Chequeo por flexión:

$$Mu_{ROSTRO} = 1.7 * \left(Pa' \gamma_s * \frac{H}{3} \right)$$

$$Mu_{ROSTRO} = 1.7 * \left(0.756 T / m * \frac{1.80}{3} m \right)$$

$$Mu_{ROSTRO} = 0.77112 T - m / m$$

✓ Diseño a flexión:

Teniendo:

$$M_U = 771.12 \text{ Kg} - m / m$$

$$d = 7.02 \text{ cm}$$

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

$$f'c = 281 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

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

Se obtiene:

$$A_{min} = 3.52 \text{ cm}^2$$

$$As_{req} = 4.51 \text{ cm}^2$$

Usar As_{req} con No.3 @ 15 cm

En el sentido longitudinal colocar

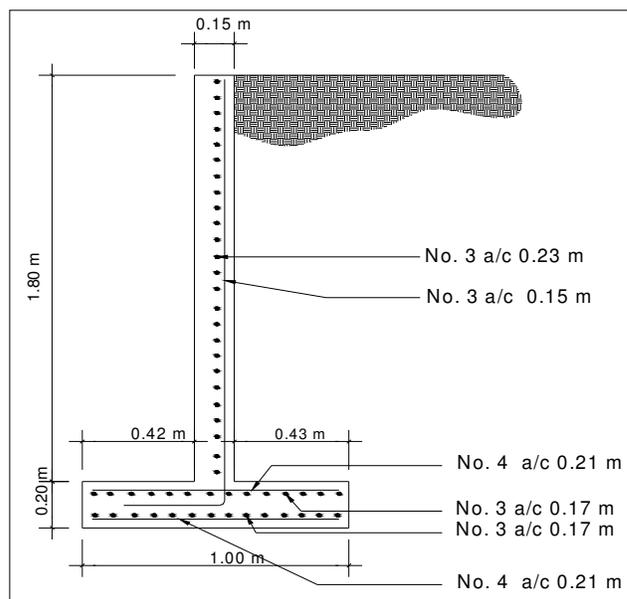
$$As_{temp} = 0.002 * H * t_{CORTINA}$$

$$As_{temp} = 0.002 * 180 * 15$$

$$As_{temp} = 5.40 \text{ cm}^2$$

colocar No.3 @ 23 cm

Figura 26. Armado del muro de contención en voladizo



2.2.3.2 Diseño losa de piso

La losa de piso se diseña como una losa en un sentido, puesto que la misma no soporta cargas de una magnitud considerable, solamente el peso del agua. El espesor de la misma será de 12cm, y se colocará acero de refuerzo por temperatura en ambos sentidos.

Acero por temperatura:

$$As_{temp} = 0.002 * 100 * 12$$

$$As_{temp} = 2.4 \text{ cm}^2$$

Colocar varillas No. 3 @ 29 cm

2.2.3.3 Accesorios de mantenimiento y limpieza

Los accesorios de mantenimiento, se refieren a todo el equipo que servirá para drenar, filtrar, clorar y llenar la piscina, el cual constituye en:

- Tubería y accesorios de drenaje.
- Equipo de filtración.
- Equipo de cloración.
- Bomba.
- Tubería y accesorios de impulsión.

2.2.4 Cancha polideportiva

Con el motivo de hacer un centro recreativo con el menor presupuesto posible, se realizó una cancha en la cual se pudieran llevar a cabo diversos tipos de actividades deportivas y así concentrar la mayoría de actividades y personas en este centro.

Los diferentes deportes que se pueden llevar a cabo dentro de esta cancha son:

- Baloncesto.
- Voleibol.
- Papi fútbol.

Todas con las medidas reglamentarias respectivas.

Para la construcción de la cancha, es necesario compactar el terreno natural, seguidamente colocar una capa de 0.10 m de material selecto compactado y al final una losa de concreto de 0.08 m con un acabado final de alisado.

2.2.5 Rancho-churrasqueras

Los rancho-churrasqueras, como su nombre lo indica consta de un rancho con churrasquera, está conformado por:

Una losa de piso de concreto, con un espesor de 0.05 m y una dimensión de 2.00 m x 2.00 m.

La bases de las bancas son de mampostería de ladrillo tayuyo, las cuales tienen una sección de 0.15 m x 0.20 m, y una altura de 0.40 m.

Las bancas y la mesa, serán de concreto con un espesor de 0.10 m reforzadas con acero No. 2 @ 0.15 m en ambos sentidos.

La columna central del rancho es de concreto reforzado, con una sección de 0.25 m x 0.25 m. El refuerzo longitudinal consta de 4 varillas No. 3 y estribos No. 2 @ 0.15 m.

El techo es de lámina, el cual debe colocarse como techo a cuatro aguas. El techo debe tener una dimensión de 2.50 m en los extremos de cada lado, lo cual permitirá que en tiempo de lluvia, la caída del agua pluvial se de fuera de la losa de cimentación.

La churrasquera se encuentra a un lado del rancho, y el mismo cuenta con una base de 0.82 m x 0.72 m y una altura de 0.95 m. En la parte superior se colocará la parrilla de metal, elaborada por medio de varias varillas de acero No. 2 empotradas en los extremos de la churrasquera.

2.2.6 Presupuesto

Para la elaboración del presupuesto del centro recreativo, se aplicaron los mismos criterios que para el caso del edificio de bomberos voluntarios.

Tabla XVII. Presupuesto general por renglones de trabajo

PRESUPUESTO DE MATERIALES				
DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
TRABAJOS PRELIMINARES				
LIMPIEZA Y CHAPEO	82.77	m2	Q 3.00	Q 248.31
NIVELACION	82.77	m2	Q 4.00	Q 331.08
MOVIMIENTO DE TIERRA	442.00	m3	Q 10.00	Q 4,420.00
TRAZO Y ESTAQUEADO	668.00	ml	Q 5.50	Q 3,674.00
CIMENTACION				
CIMIENTO CORRIDO 1	267.00	ml	Q 171.03	Q 45,663.95
CIMIENTO CORRIDO 2	315.00	ml	Q 110.88	Q 34,928.50
LEVANTADO PARA CIMIENTO	528.60	m2	Q 106.51	Q 56,301.32
SOLERA HIDROFUGA	302.00	ml	Q 116.60	Q 35,213.75
LEVANTADO				
COLUMNA 1	69.60	ml	Q 119.31	Q 8,303.76
COLUMNA 2	162.40	ml	Q 89.51	Q 14,536.63
PARED	875.80	m2	Q 106.51	Q 93,281.68
SOLERA INTERMEDIA BLOCK U	302.00	ml	Q 89.96	Q 27,167.46
SOLERA CORONA	302.00	ml	Q 87.50	Q 26,423.74
LOSAS	82.77	m2	Q 326.19	Q 26,998.74
PISOS				
Piso Cerámico 1er Nivel	82.77	m2	Q 190.47	Q 15,764.81
DRENAJES (Aguas Negras)		Global	Q 4,906.00	Q 4,906.00
DRENAJES (Pluvial)		Global	Q 1,495.36	Q 1,495.36
AGUA POTABLE		Global	Q 1,745.98	Q 1,745.98
ELECTRICIDAD		Global	Q 4,789.41	Q 4,789.41
ACABADOS				
ACABADOS EN PARED	1242.00	m2	Q 58.98	Q 73,253.81
ACABADOS EN LOSA	82.77	m2	Q 58.98	Q 4,881.82
BANOS		Global	Q 20,574.54	Q 20,574.54
VENTANAS	30.00	m2	Q 300.00	Q 9,000.00
PUERTAS METALICAS	2.00	UNIDAD	Q 750.00	Q 1,500.00
JUEGOS INFANTILES		Global	Q 9,000.00	Q 9,000.00
PISCINA PARA ADULTOS		Global	Q 153,417.29	Q 153,417.29
PISCINA PARA NINOS		Global	Q 27,309.48	Q 27,309.48
TOTAL				Q 515,404.65

CONCLUSIONES

1. De acuerdo al resultado de la investigación diagnóstica practicada en el municipio de Malacatancito, se determinó que las necesidades con mayor prioridad fueron: el edificio del Cuerpo de Bomberos Voluntarios y el Centro de Recreación Familiar; por lo que la ejecución de estos no solo vendrán a incrementar la infraestructura del municipio, sino que vendrán a mejorar las condiciones de seguridad, atención a emergencias y recreación de la población.
2. Por los beneficios que proveerán a la población de Malacatancito, los proyectos propuestos tienen que impulsarse y llevarse a la realidad en el menor tiempo posible, por lo que la municipalidad deberá gestionar el financiamiento ante instituciones tanto gubernamentales como no gubernamentales.
3. Las edificaciones del Centro de Recreación Familiar se diseñaron aplicando las normas contenidas en AGIES NR-4, por ser una edificación de un nivel y no mayor de 50 m².
4. La realización del Ejercicio Profesional Supervisado, da la oportunidad de aplicar los conocimientos adquiridos durante la formación académica hacia la resolución de problemas reales con lo cual se adquiere la experiencia necesaria para la formación de todo profesional.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de Malacatancito:

1. Gestionar el financiamiento para la ejecución del edificio para el cuerpo de bomberos voluntarios, de manera que pueda llevarse a cabo en el menor tiempo posible.
2. Garantizar el uso de materiales de buena calidad para construcción de ambos proyectos, ya que de esta manera se asegura la resistencia y durabilidad deseada de la estructura.
3. Una vez construido el centro recreativo, proveer un mantenimiento constante para garantizar su óptimo funcionamiento y el buen estado de cada una de las áreas que lo conforman.

BIBLIOGRAFÍA

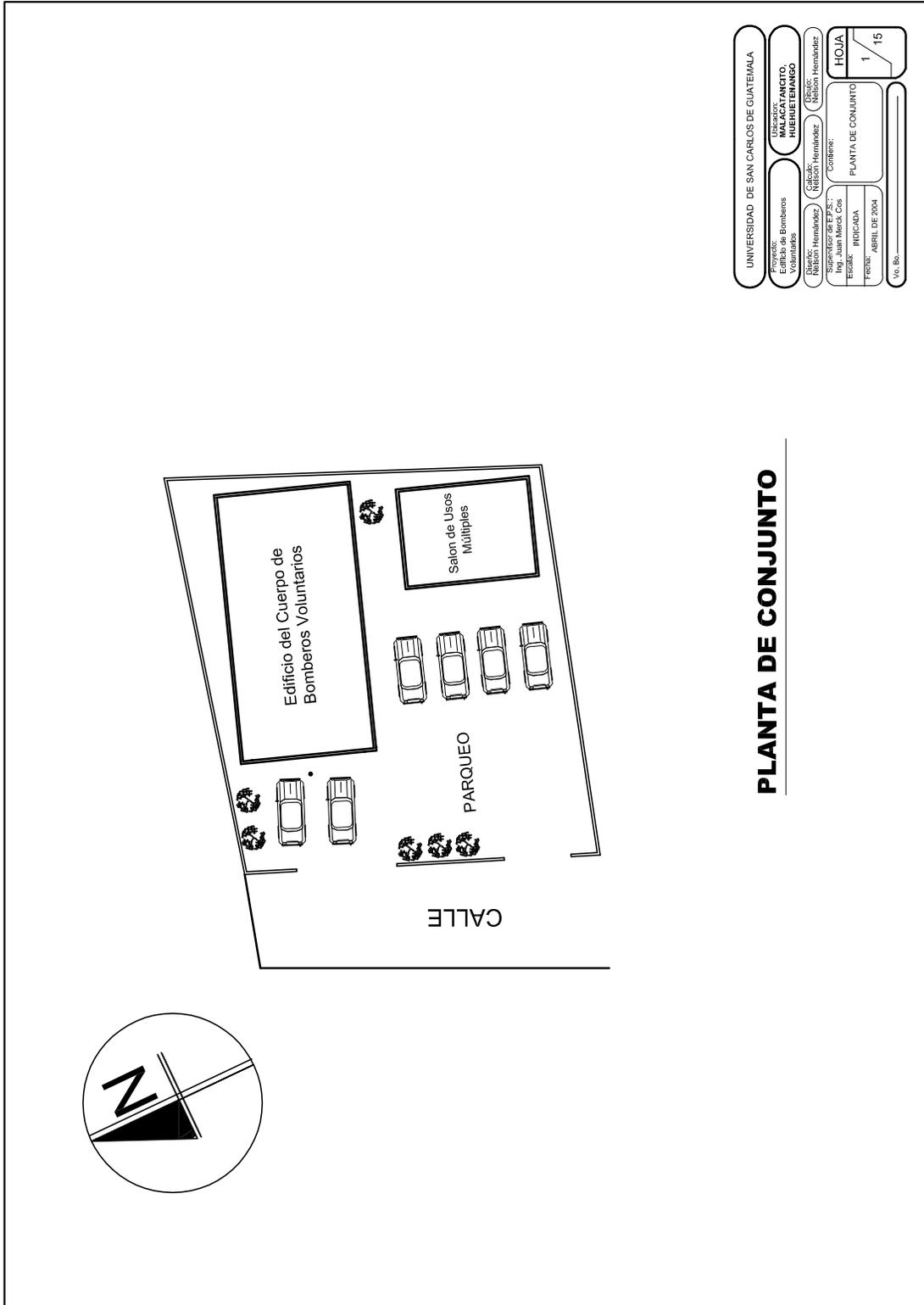
1. Ambrose, James. **Análisis y diseño de estructuras.** 2^a ed. México: Editorial Limusa, 1998. 844 pp.
2. Asociación Guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica. **Normas estructurales de diseño y construcción para la República de Guatemala.** AGIES NR-4: 2001. Guatemala: 2001. 78 pp.
3. Cabrera Seis, Jadenon V. Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones I. Tesis de Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1994. 178 pp.
4. **Código de diseño de hormigón armado basado en el ACI 318.** Chile: Comisión de diseño estructural en hormigón armado y albañilería perteneciente a la corporación de desarrollo tecnológico de la cámara chilena de la construcción (CDEHAA-CCC). 2000. 576 pp.
5. Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de suelos y cimentaciones.** 4^a ed. México: Editorial Limusa, 1977. 110 pp.
6. Flores Córdova, Rudy Armando. Diseño estructural del albergue San Miguel Febres Cordero ubicado en la Colonia Venezuela Zona 21 de Guatemala. Tesis de Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004. 191 pp.
7. Flores Cruz, Carlos Enrique. Procedimiento general de diseño estructural para edificios de concreto reforzado. Tesis de Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1997. 139 pp.
8. Merrit, Federick S. **Manual del ingeniero civil.** 3^a ed. Tomo I. México: Editorial McGraw-Hill, 1992. 477 pp.

9. Paredes Ruiz, Paola Anaite. Guía teórica y práctica del curso de diseño estructural. Tesis de Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1995. 109 pp.
10. Piralla, Meli. **Diseño estructural**. 2^a ed. México: Editorial Limusa, 2000. 598 pp.
11. Sic García, Angel Roberto. Guía teórica y práctica del curso de concreto 2. Tesis de Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1988. 325 pp.

APÉNDICE 1

Planos finales y detalles del edificio del cuerpo de bomberos voluntarios.

Figura 27. Planta de conjunto



PLANTA DE CONJUNTO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
Proyecto: Edificio de Bomberos Voluntarios	Ubicación: MALACATANCITO, HUEHETENANGO
Diseño: <i>Arquitecto</i> Arquitecto: <i>Arquitecto</i>	Ubicación: <i>Arquitecto</i> Ubicación: <i>Arquitecto</i>
Elaboración: Ing. Juan Merck Cox	Contiene: PLANTA DE CONJUNTO
ESCALA: INDICADA	
FECHA: ABRIL DE 2004	
Vol. 8a.	HOJA 1 / 15

Figura 28. Planta Amueblada

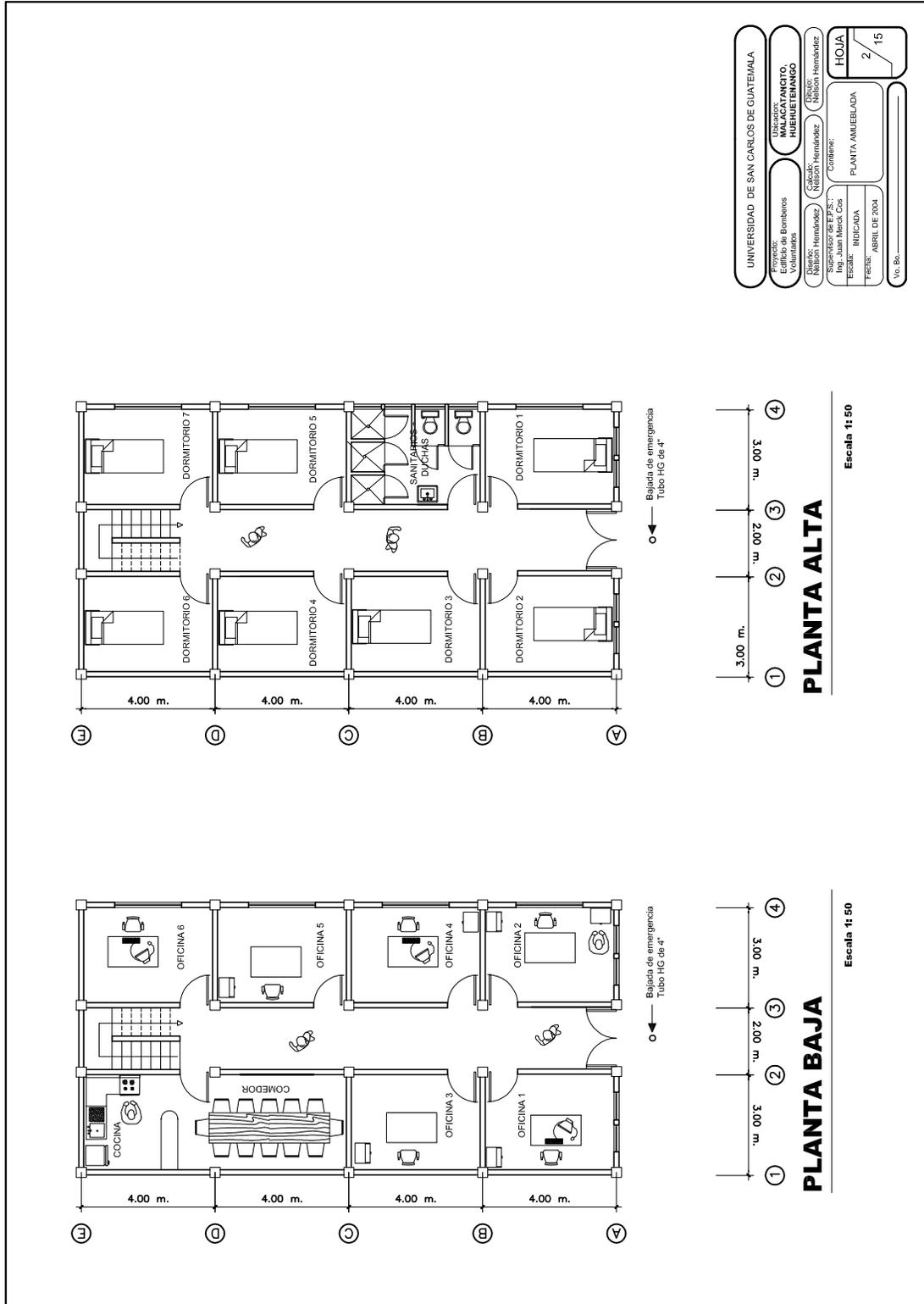
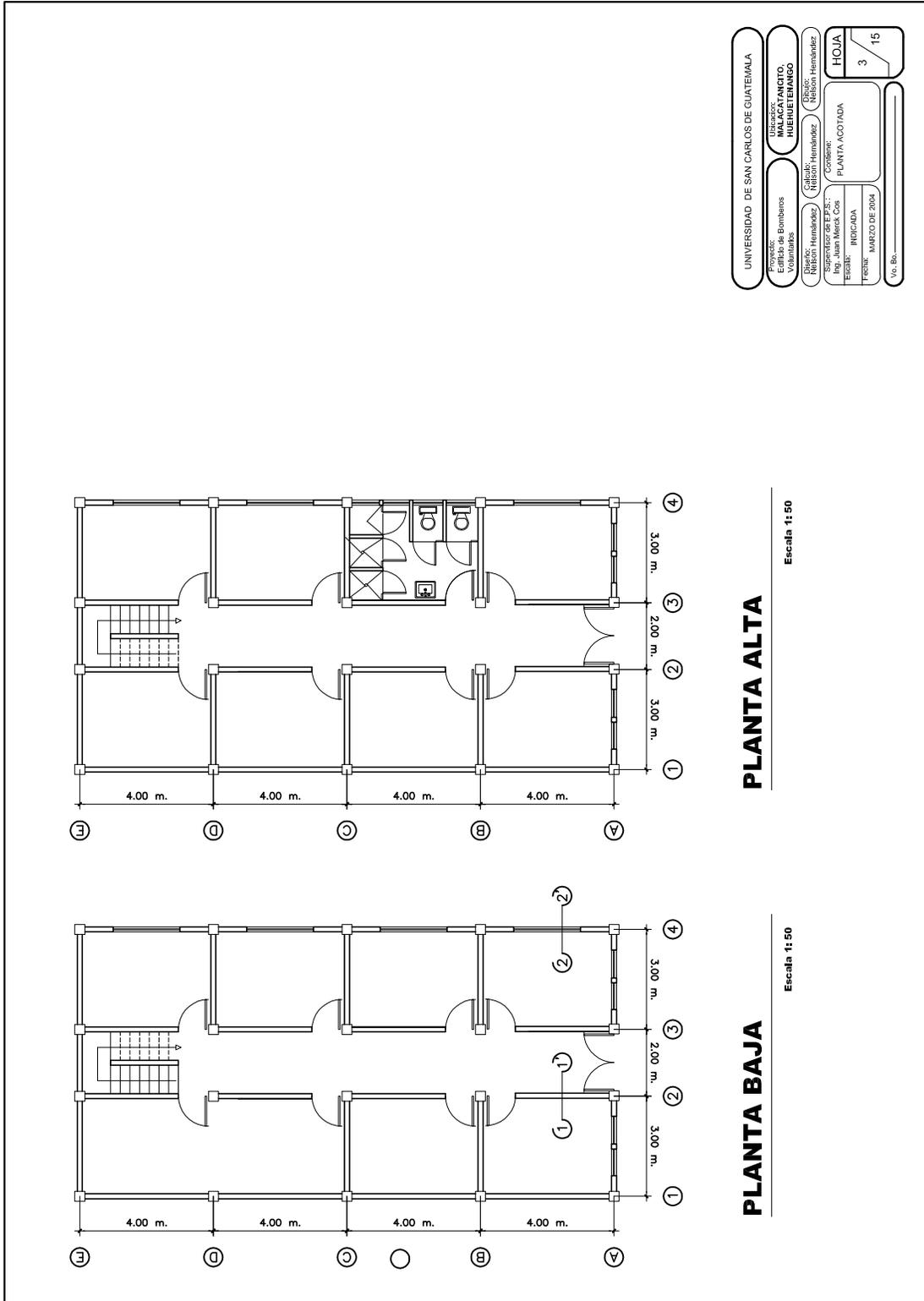


Figura 29. Planta acotada



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
PROYECTO: Edificio de Bomberos Voluntarios	UBICACIÓN: MALACATÁNITO, HUEHUETENANGO
DISEÑO: Arquitecto Ing. Juan Melick Cox	UBICACIÓN: Calle 14, Huehuetenango
ESCALA: INDICADA	FECHA: MARZO DE 2004
HOJA 3 / 15	

PLANTA ALTA

Escala 1:50

PLANTA BAJA

Escala 1:50

Figura 30. Fachadas y cortes

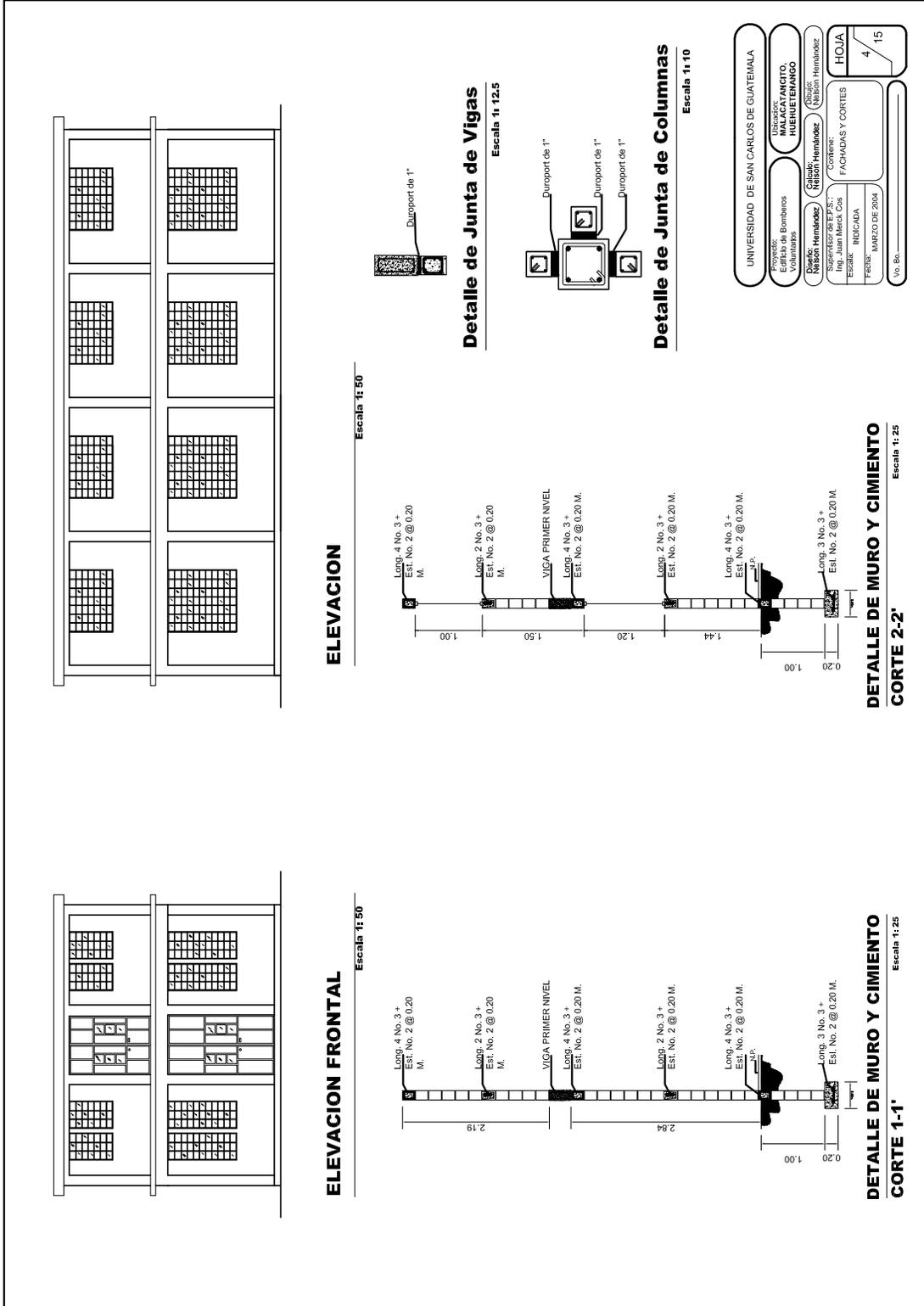
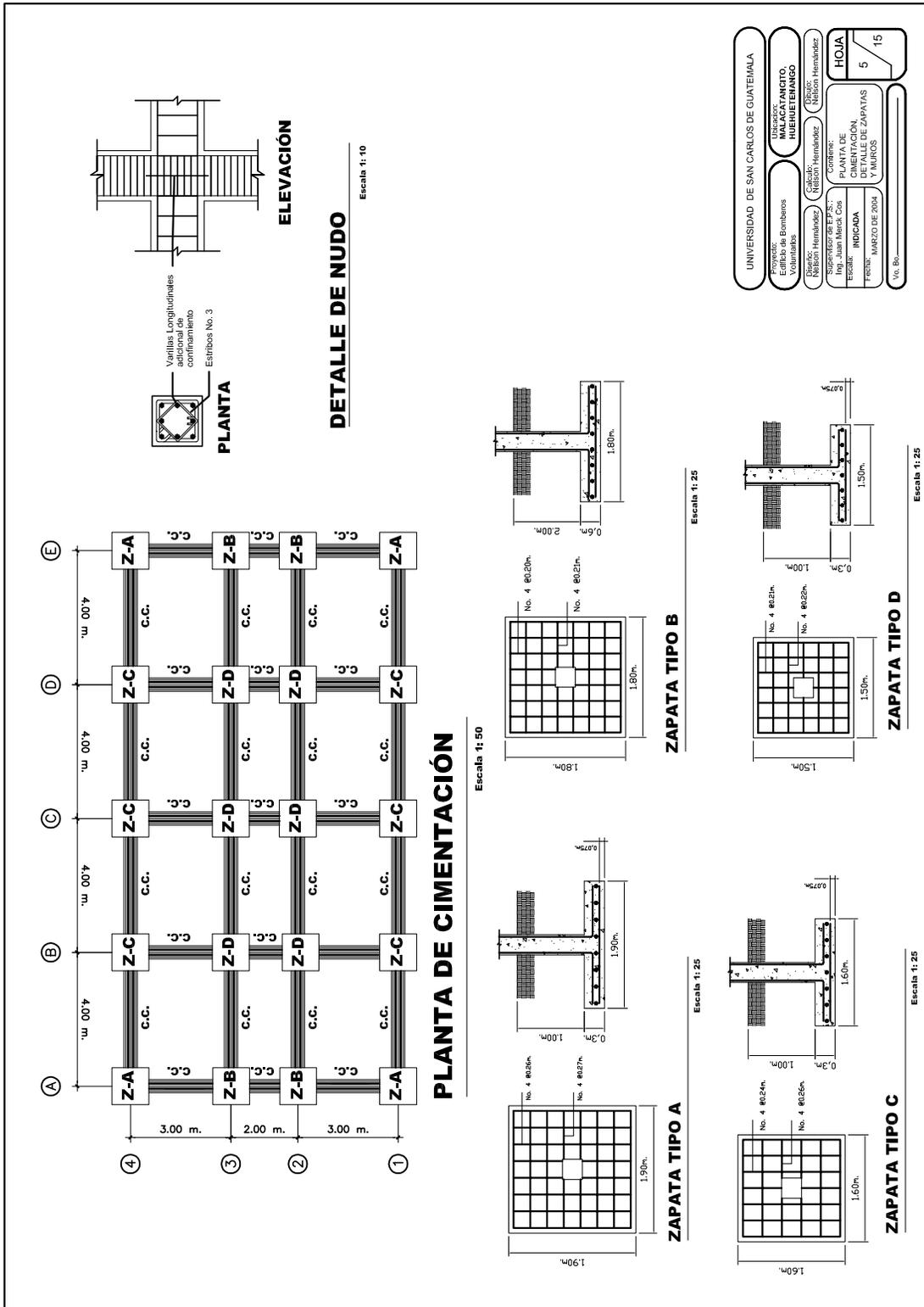
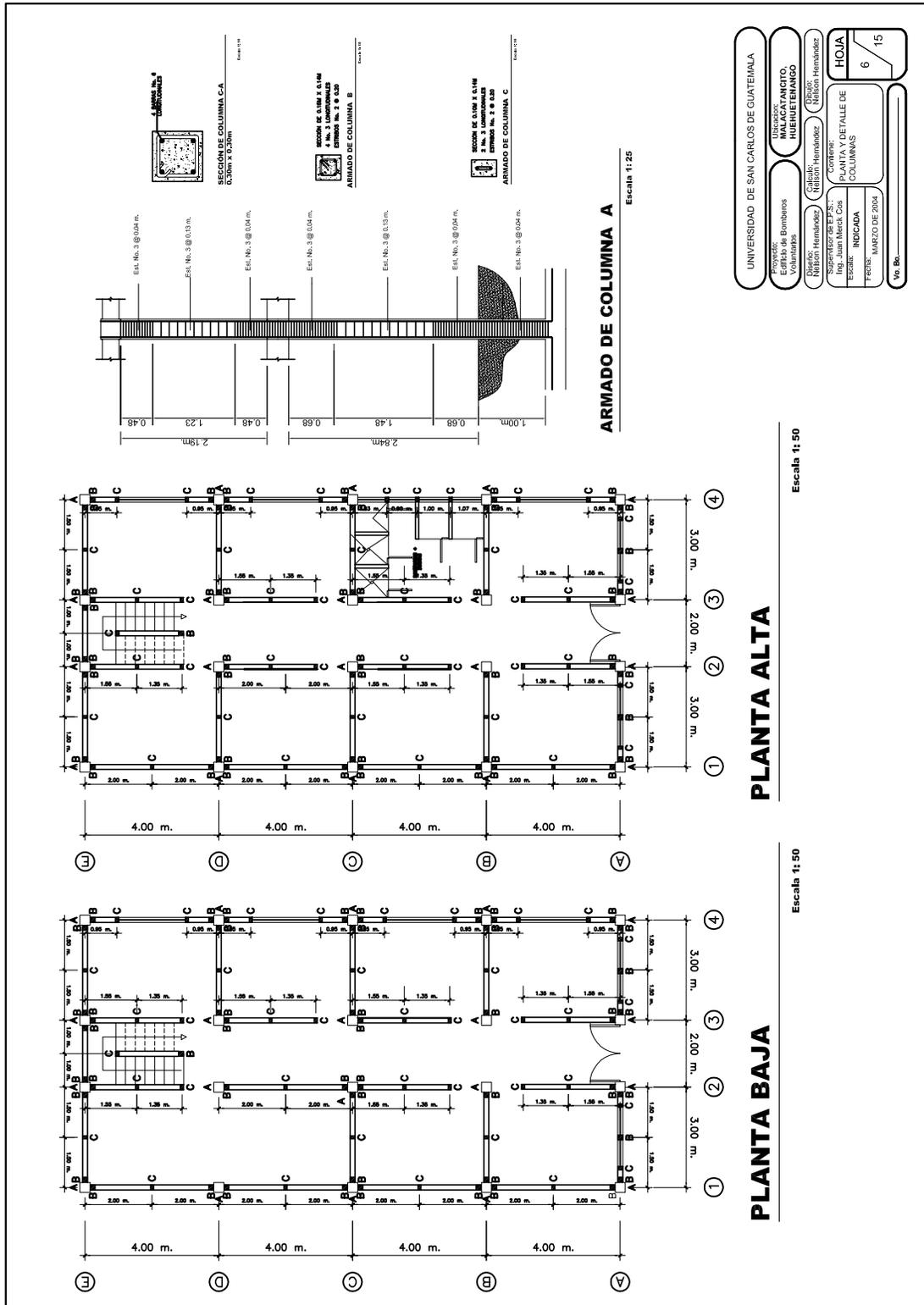


Figura 31. Planta de cimentación, detalles de zapatas y muros



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
PROYECTO: Edificio de Bomberos Voluntarios	UBICACIÓN: MALACATANCITO, HUEHUETENANGO
DISEÑO: ING. JUAN MARCELO CARRASQUILLA	UBICACIÓN: Calle 14, Zona 10, HUEHUETENANGO
INDICADA MARZO DE 2004	HOJA 5 / 15

Figura 32. Planta y detalle de columnas



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
Proyecto: Edificio de Bomberos	Ubicación: CALLE 14, N. 10, C. BUENAVISTA, GUATEMALA
Autores: Nelson Hernández	Coautores: Nelson Hernández
Supervisor: Ing. Juan Marco Ceballos	Contenido: PLANTA Y DETALLE DE COLUMNAS
Fecha: MARZO DE 2004	INDICADA
Hoja No. 6	de 15

Figura 33. Planta de vigas

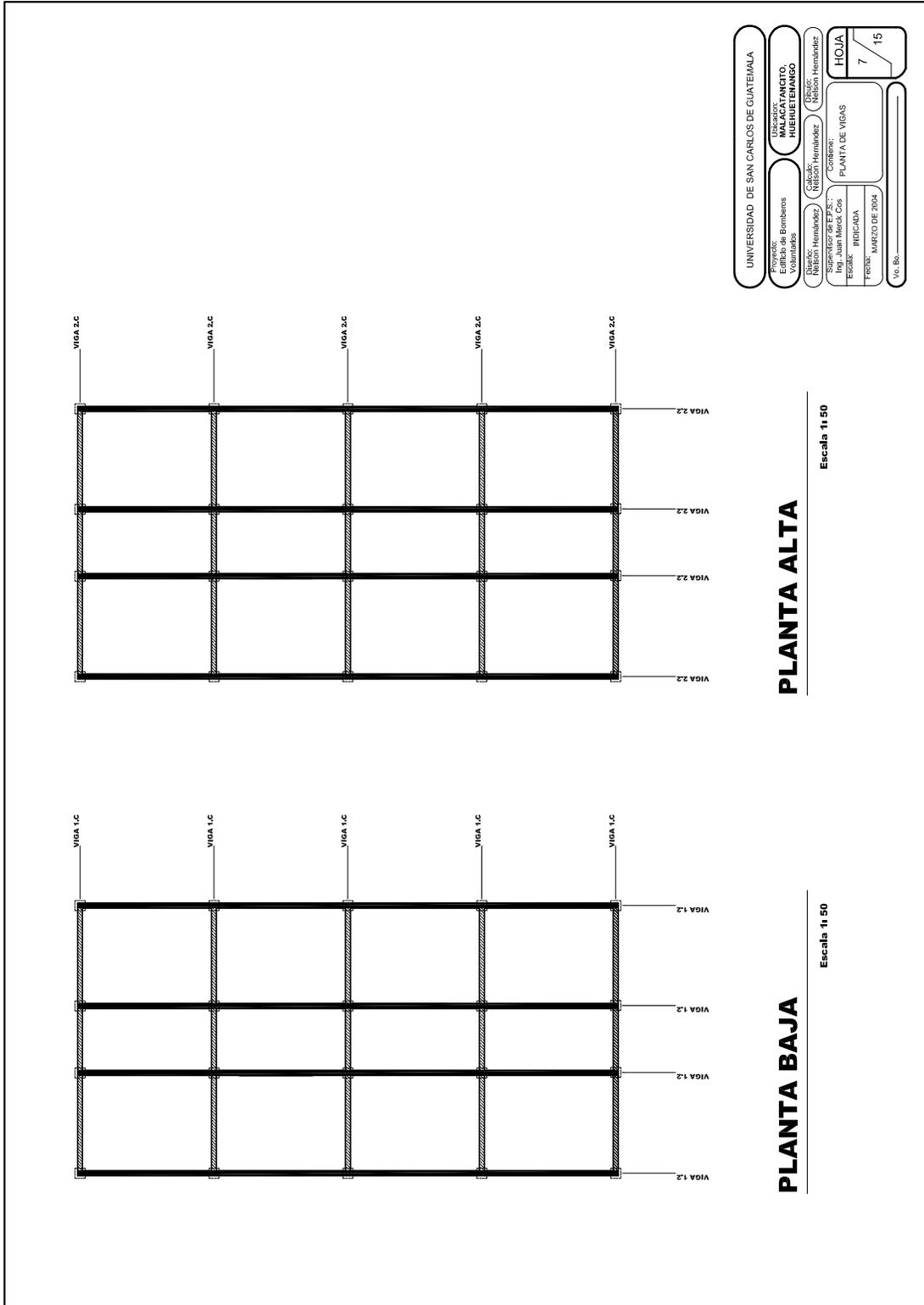
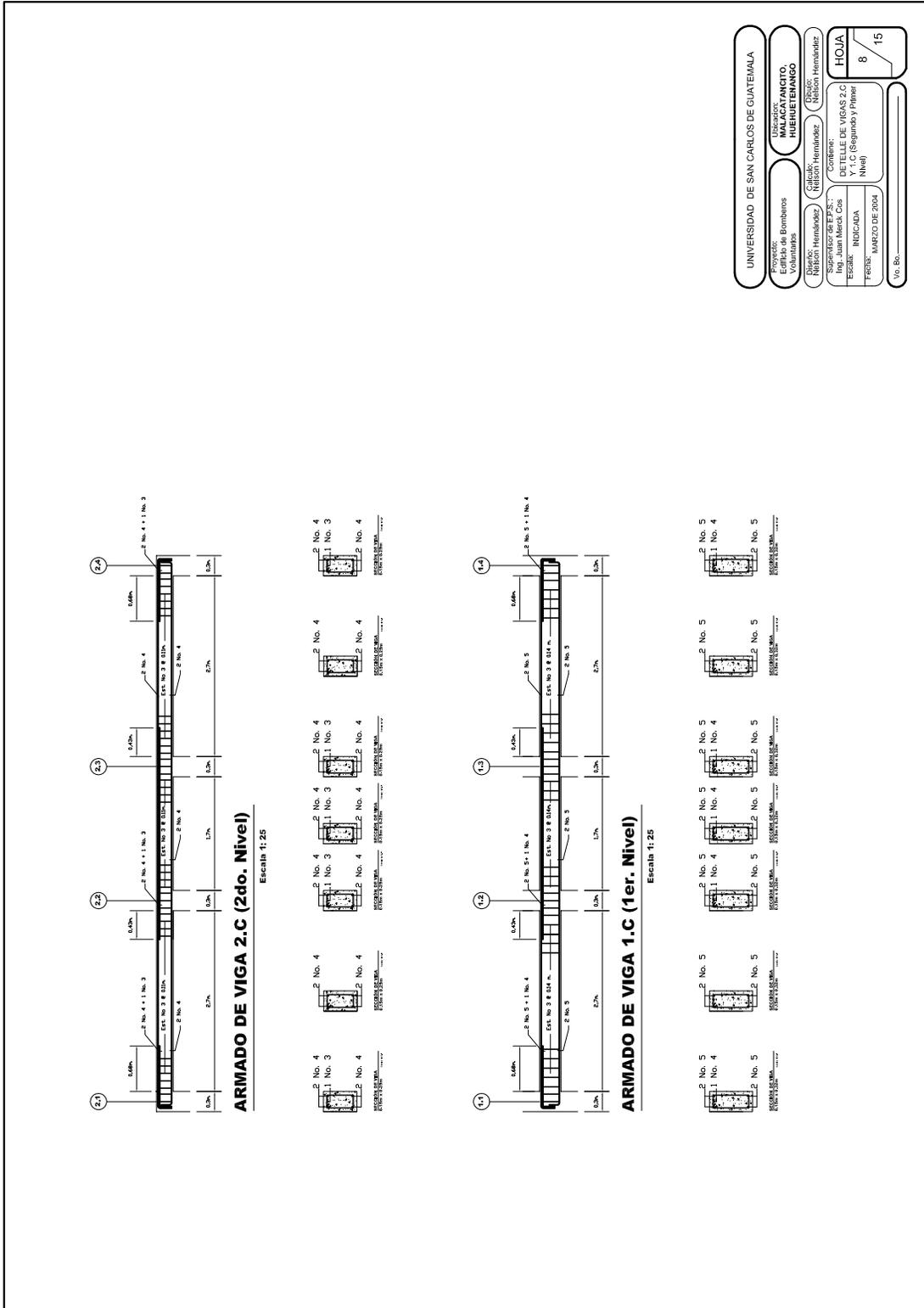


Figura 34. Detalle de vigas 2.C y 1.C. (segundo y primer nivel)



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
Proyecto: Obras de Bomberos	Ubicación: SAN CARLOS, GUATEMALA
Elaborado por: Nelson Hernández	Revisado por: Nelson Hernández
Supervisor de E.F.S.T. Ing. Juan Merck Cos	Contenido: DETALLE DE VIGAS 2.C Y 1.C (Segundo y Primer Nivel)
Fecha: MARZO DE 2004	Hoja: 8 / 15
V.O. Bn. _____	

Figura 35. Detalle de vigas 2.2 y 1.2 (segundo y primer nivel)

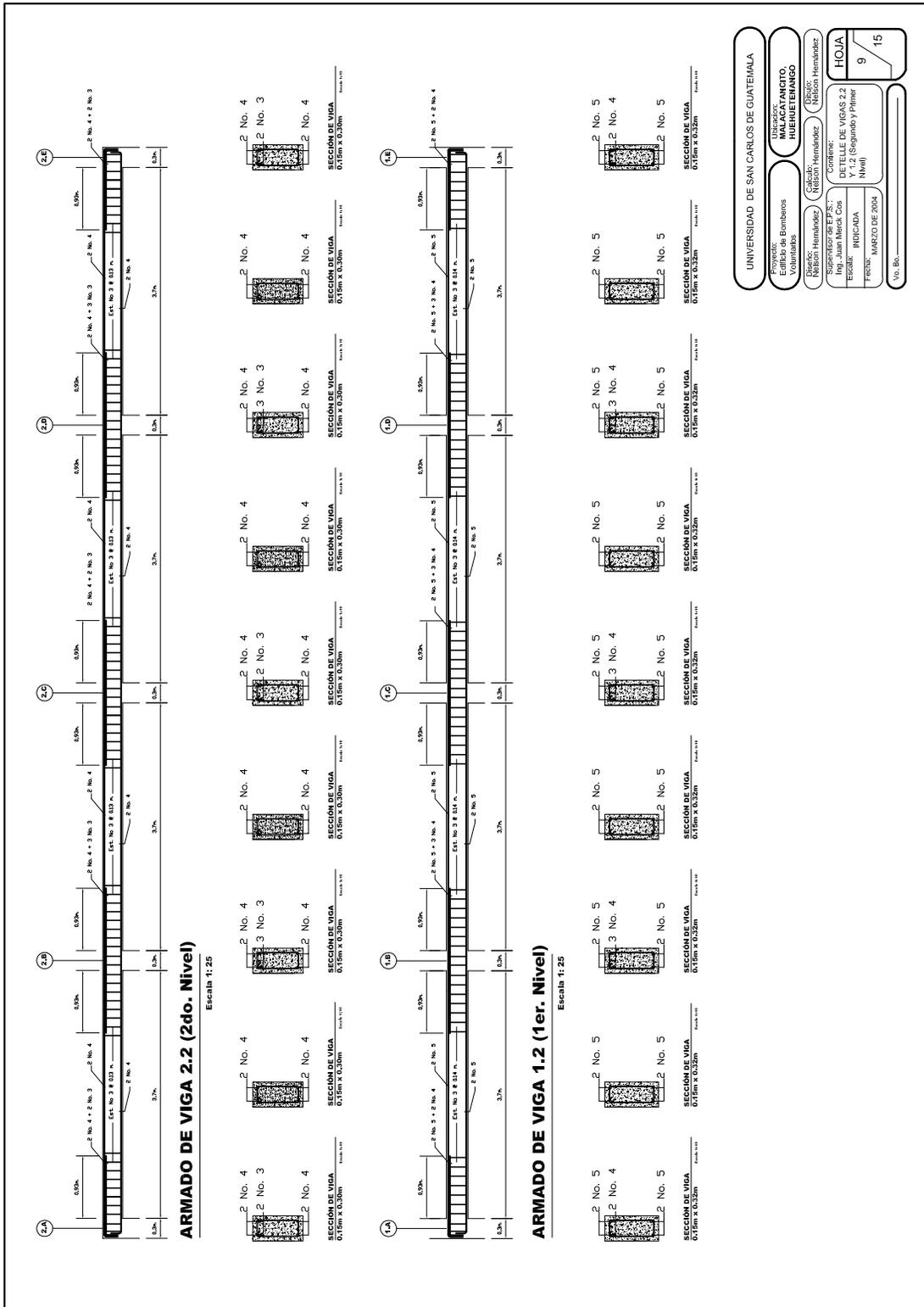


Figura 36. Planta de losas

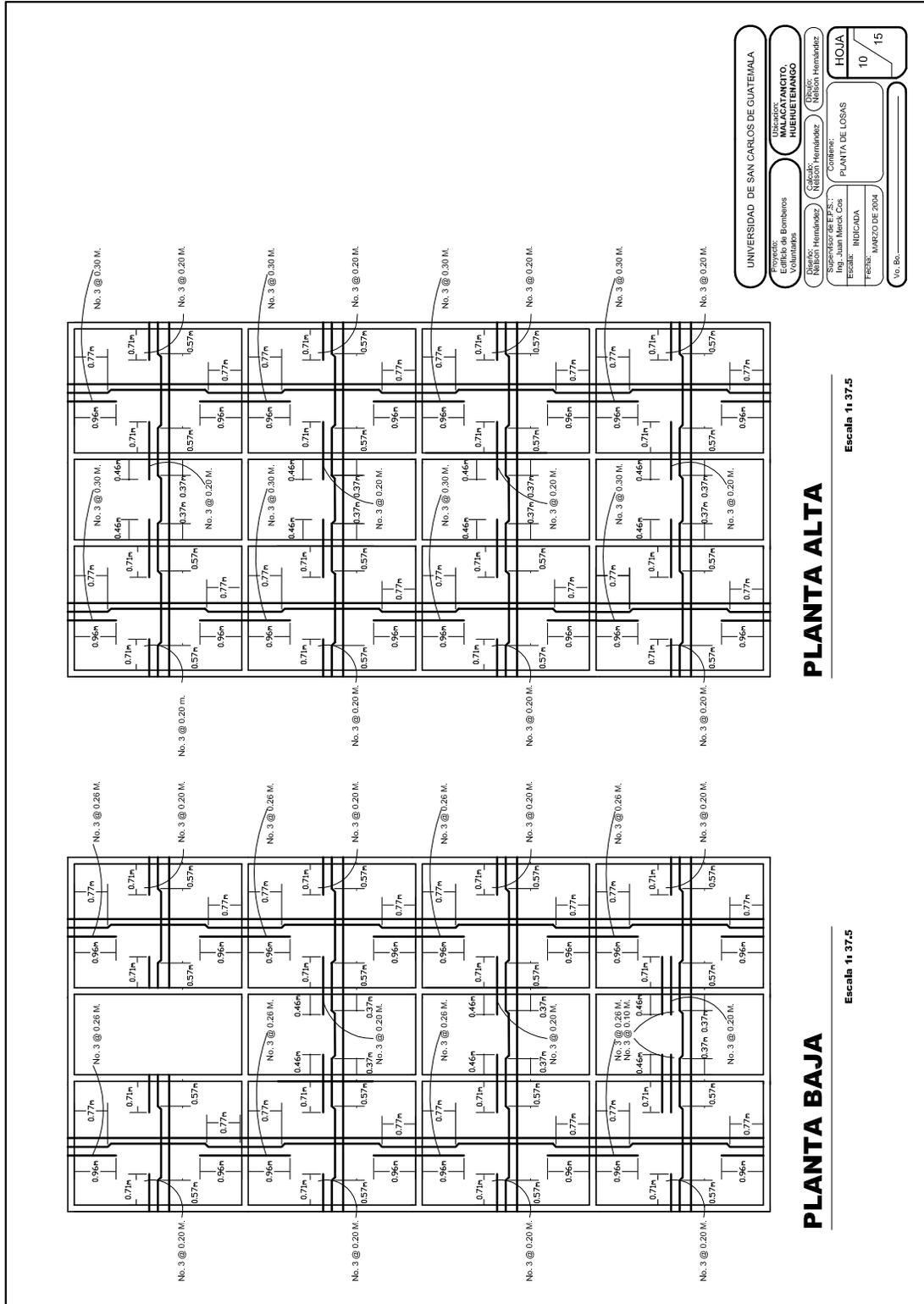


Figura 37. Planta hidráulica

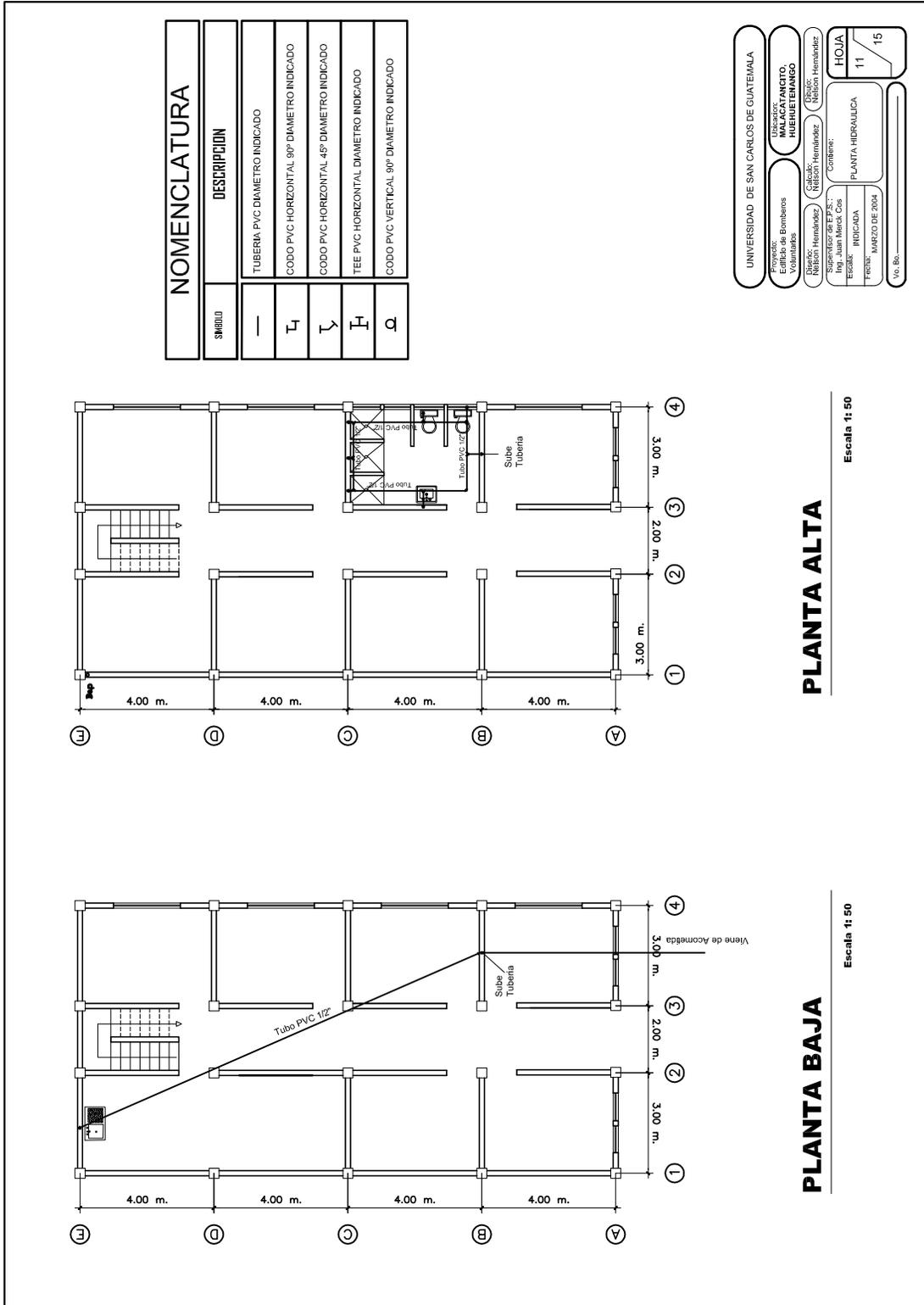


Figura 38. Planta de drenaje sanitario

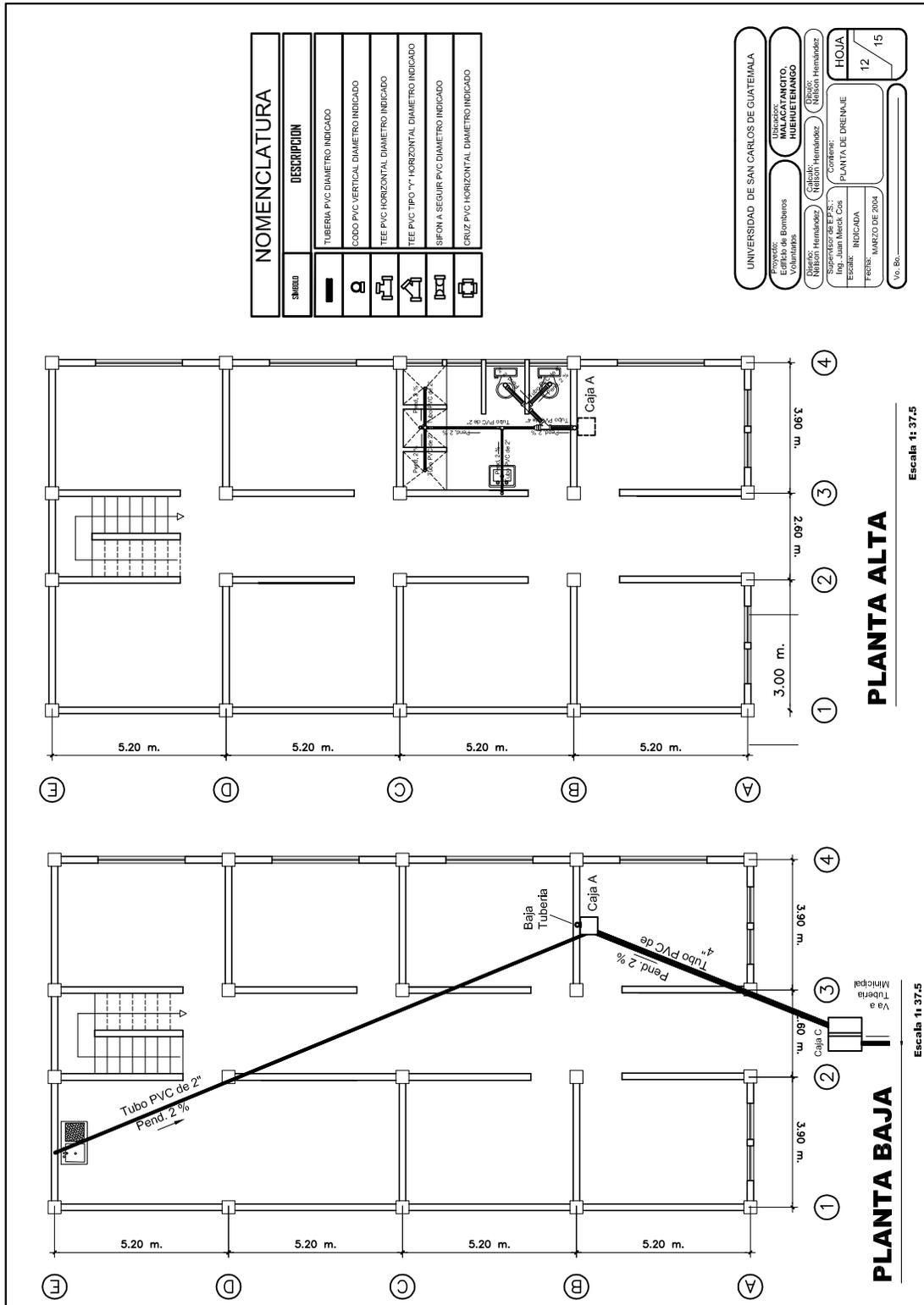
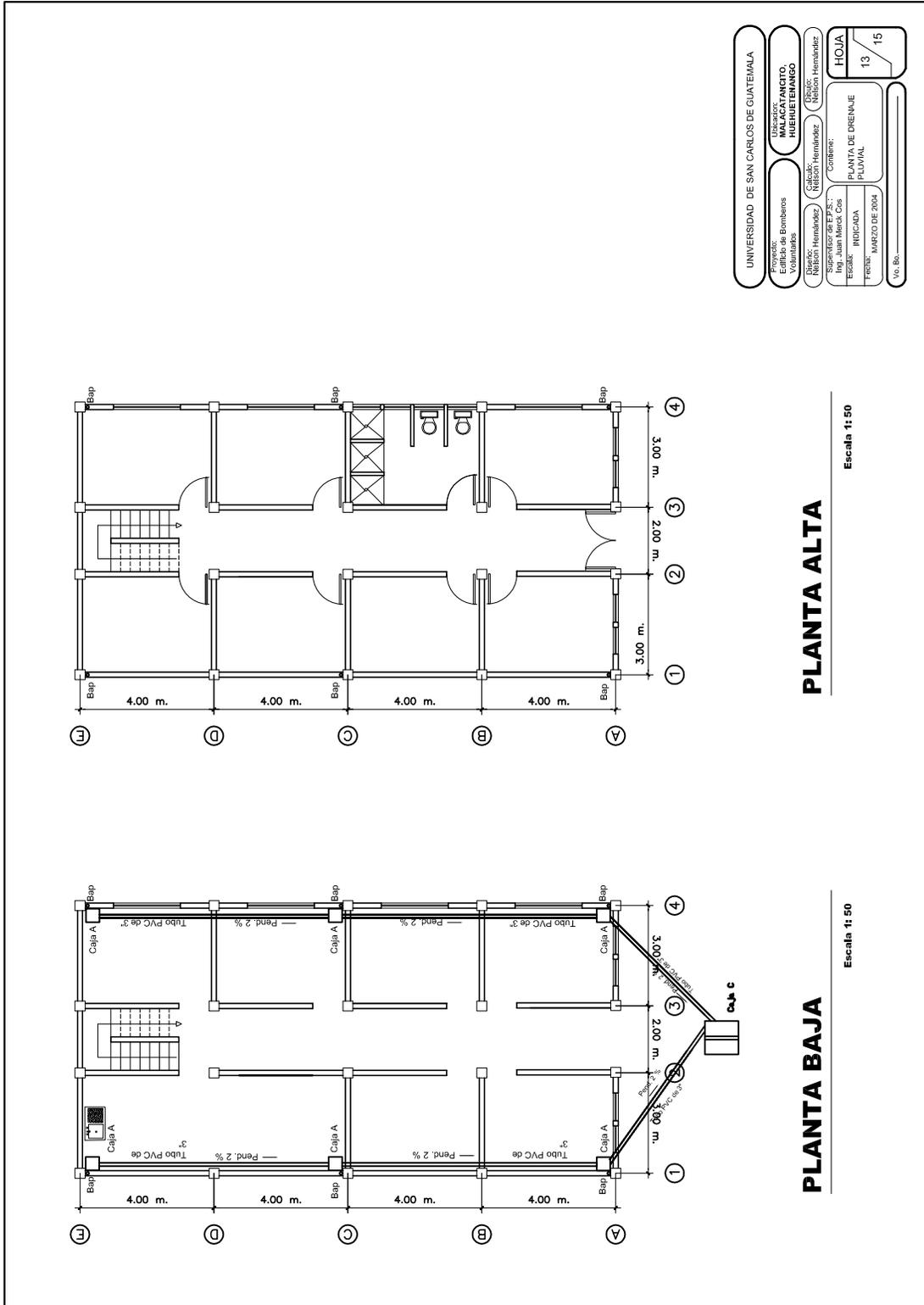


Figura 39. Planta de drenaje pluvial



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
PROYECTO: Edificio de Bomberos Voluntarios	UBICACIÓN: MALACATÁNITO, HUEHUETENANGO
DISEÑO: Ingeniería SIS/INGENIERIA	UBICACIÓN: Calle 14 HUEHUETENANGO
ESCALA: INDICADA	CONTIENE: PLANTA DE DRENAJE PLUVIAL
FECHA: MARZO DE 2004	HOJA: 13 / 15
Vr. Sr.	

PLANTA ALTA
Escala 1:50

PLANTA BAJA
Escala 1:50

Figura 40. Instalación eléctrica (fuerza)

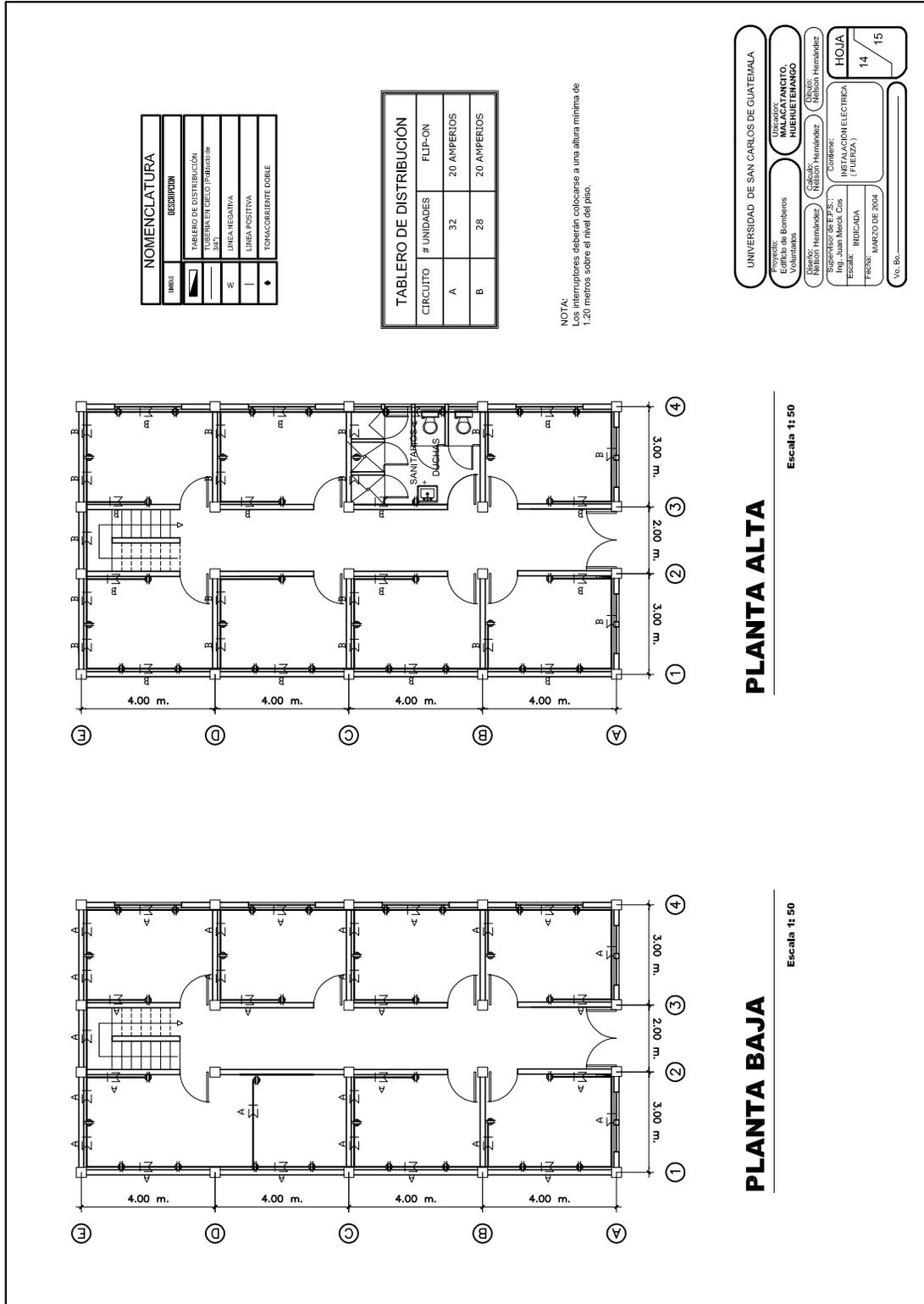
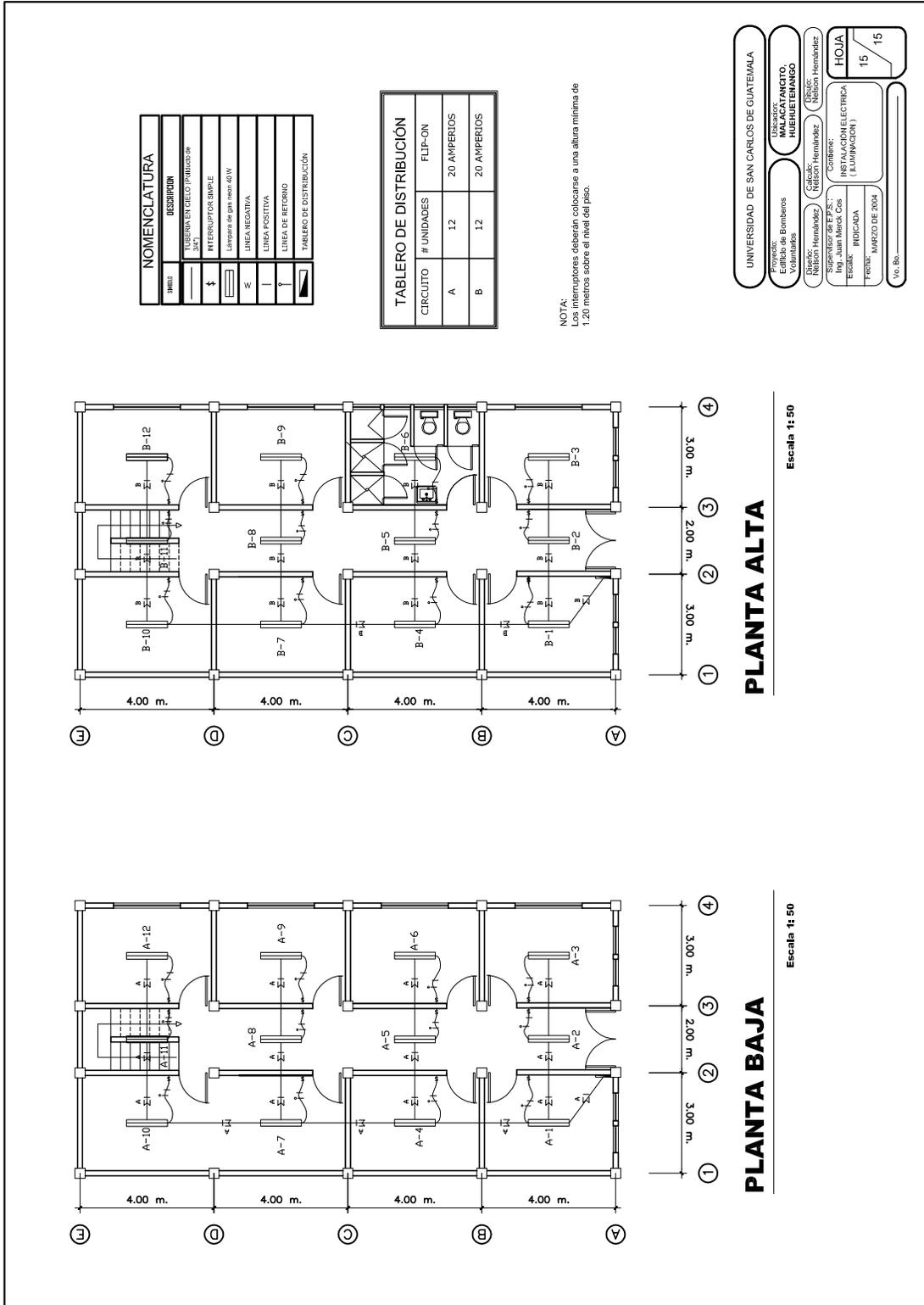


Figura 41. Instalación eléctrica (iluminación)



APÉNDICE 2

Planos finales y detalles del centro de recreación familiar.

Figura 43. Curvas de nivel

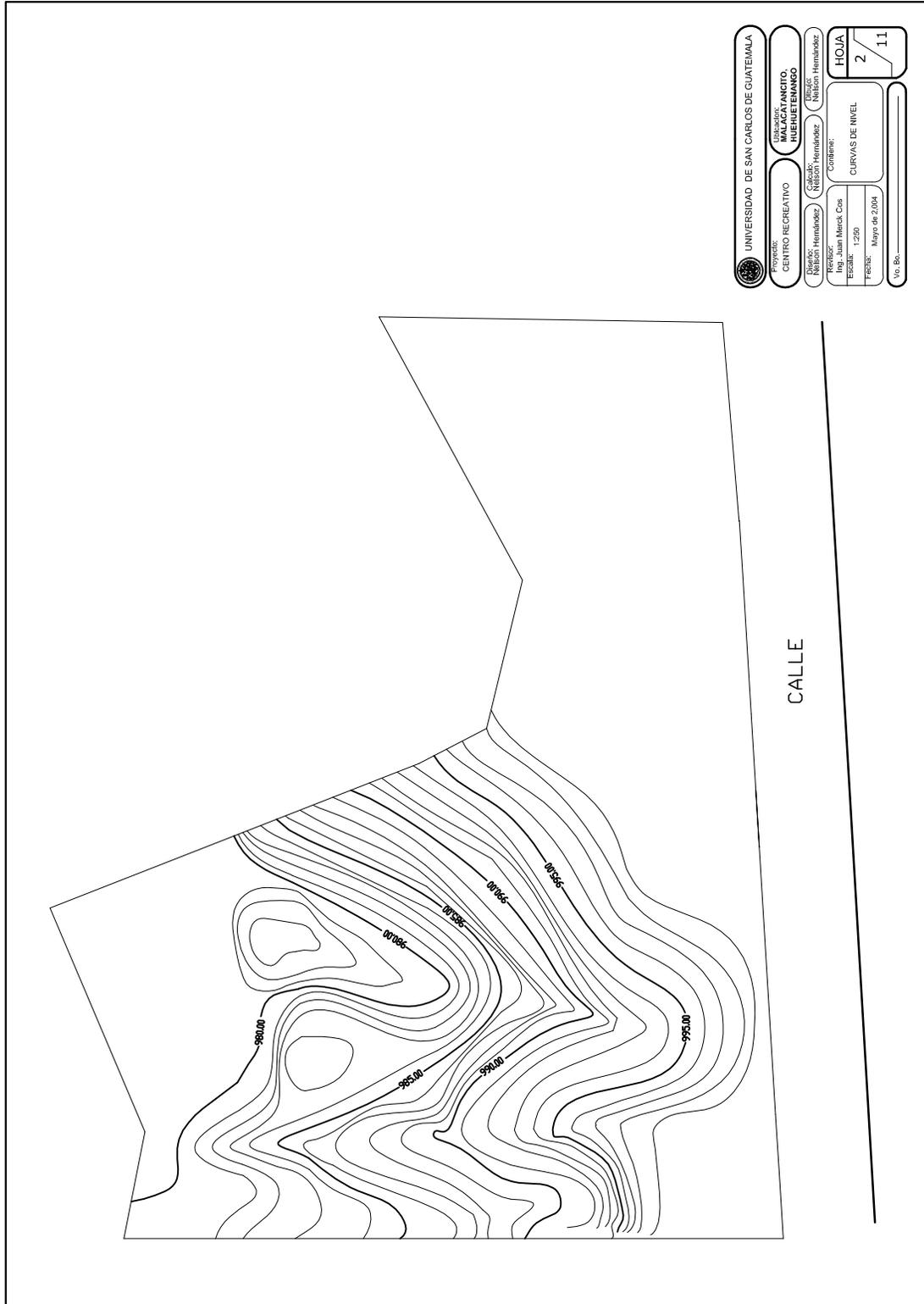
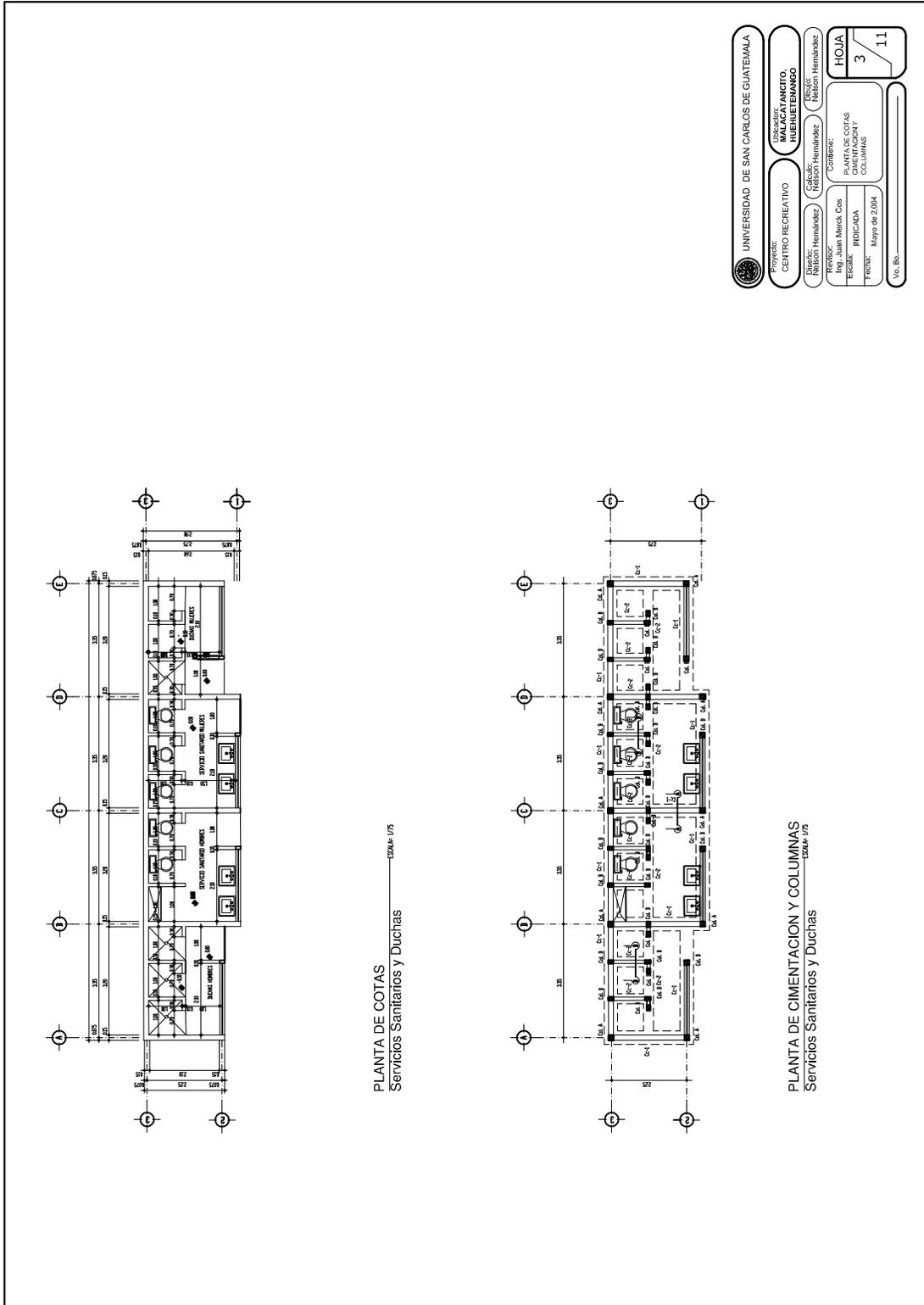
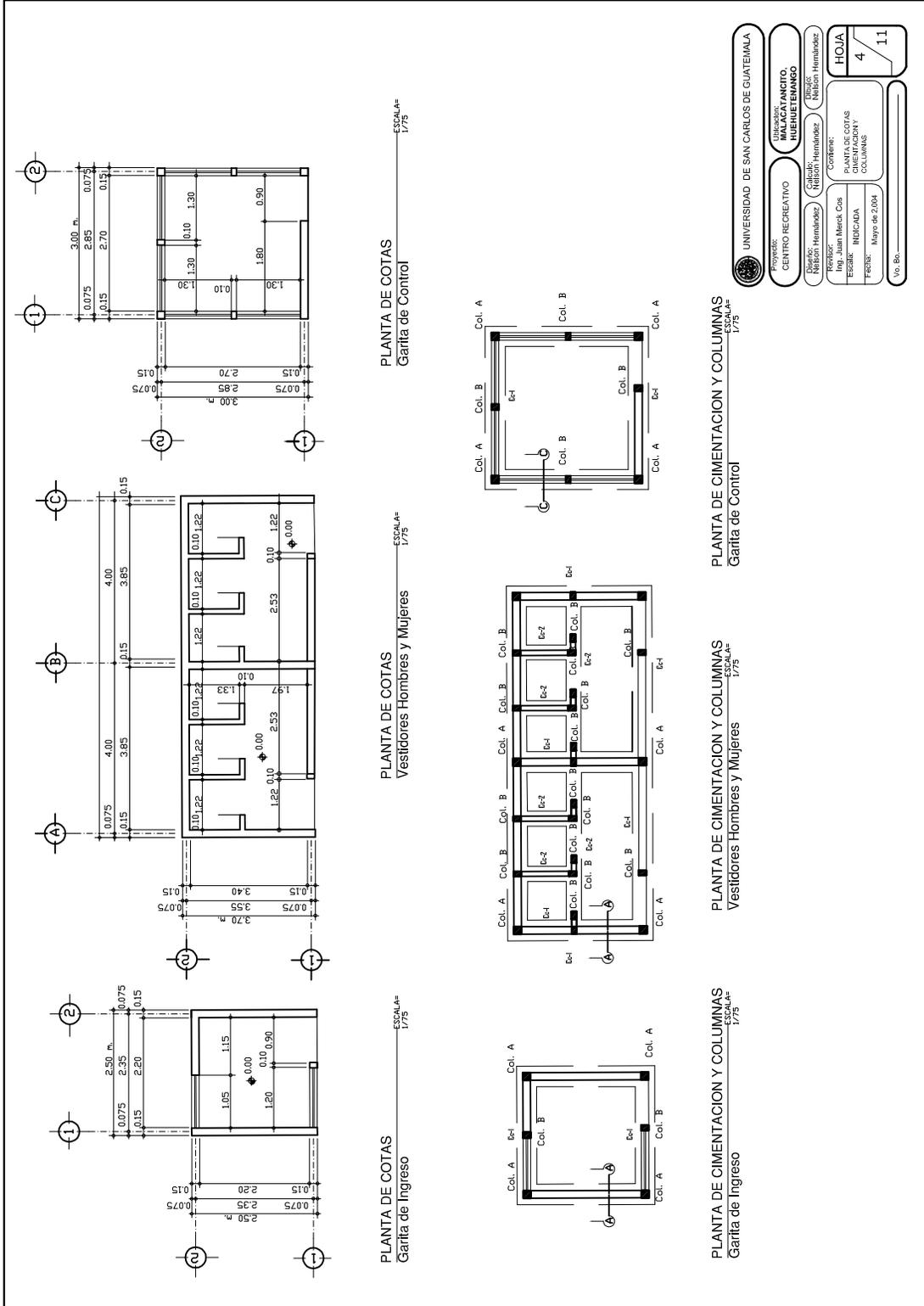


Figura 44. Planta de cotas, cimentación y columnas (baños y duchas)



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
PROYECTO:	CENTRO RECREATIVO
UBICACION:	MALACATANCITO, BUENHETEMANCO
DISEÑO:	Ing. Juan Marco Cote
REVISOR:	INDICADA
FECHA:	Mayo de 2004
HOJA 3 / 11	

Figura 45. Planta de cotas, cimentación y columnas (garitas y vestidores)



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Proyecto: CENTRO RECREATIVO

Ubicación: MUNICIPIO HUENATENANGO

Diseño: Nelson Hernández

Revisó: Ing. Juan Marco Cae

Fecha: Mayo de 2004

Contiene: PLANTA DE COTAS CIMENTACION Y COLUMNAS

HOJA 4 / 11

Vo. Bn.

PLANTA DE CIMENTACION Y COLUMNAS Garita de Control

PLANTA DE CIMENTACION Y COLUMNAS Vestidores Hombres y Mujeres

PLANTA DE CIMENTACION Y COLUMNAS Garita de Ingreso

Figura 46. Detalles estructurales

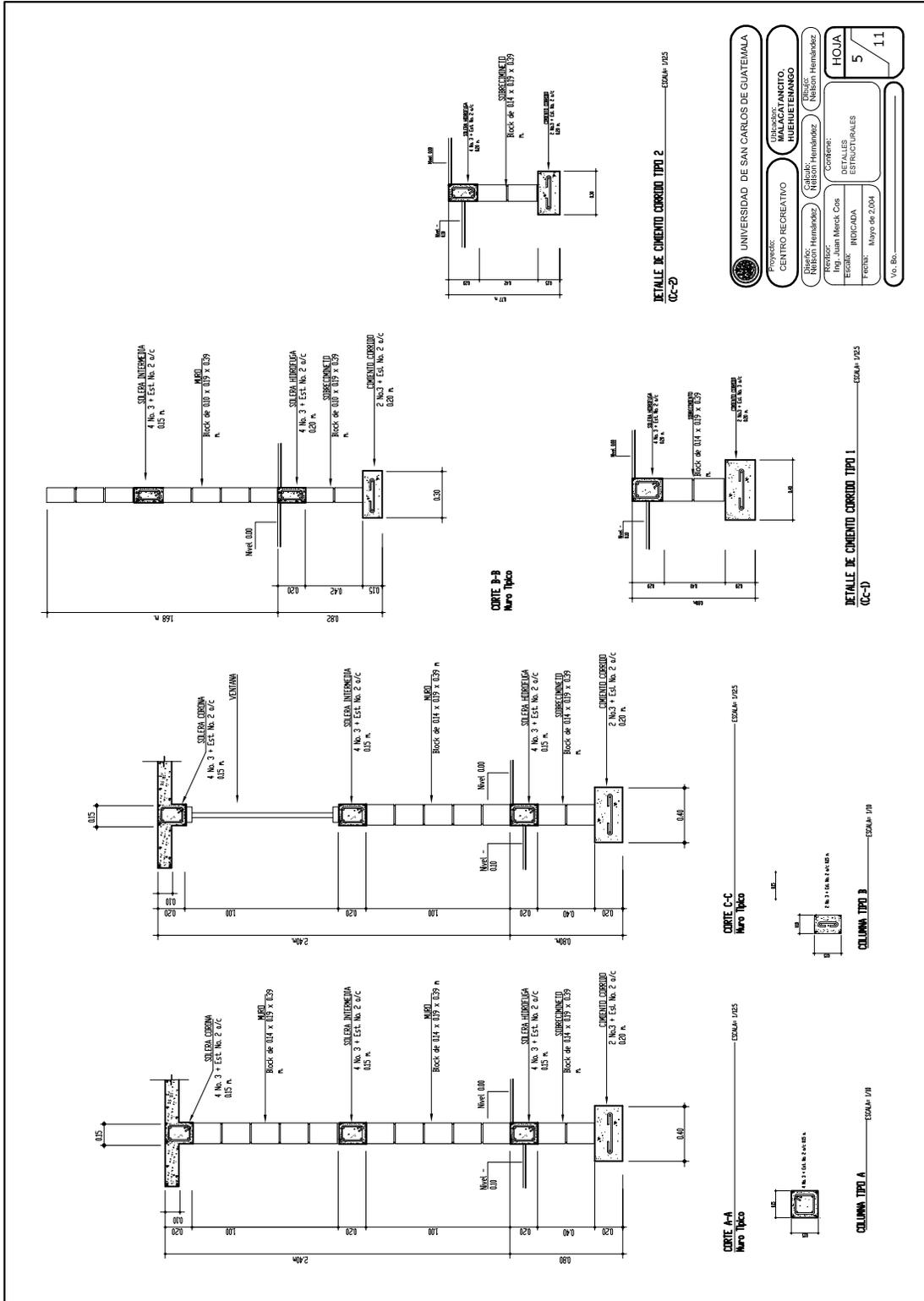


Figura 47. Planta general de drenaje y electricidad

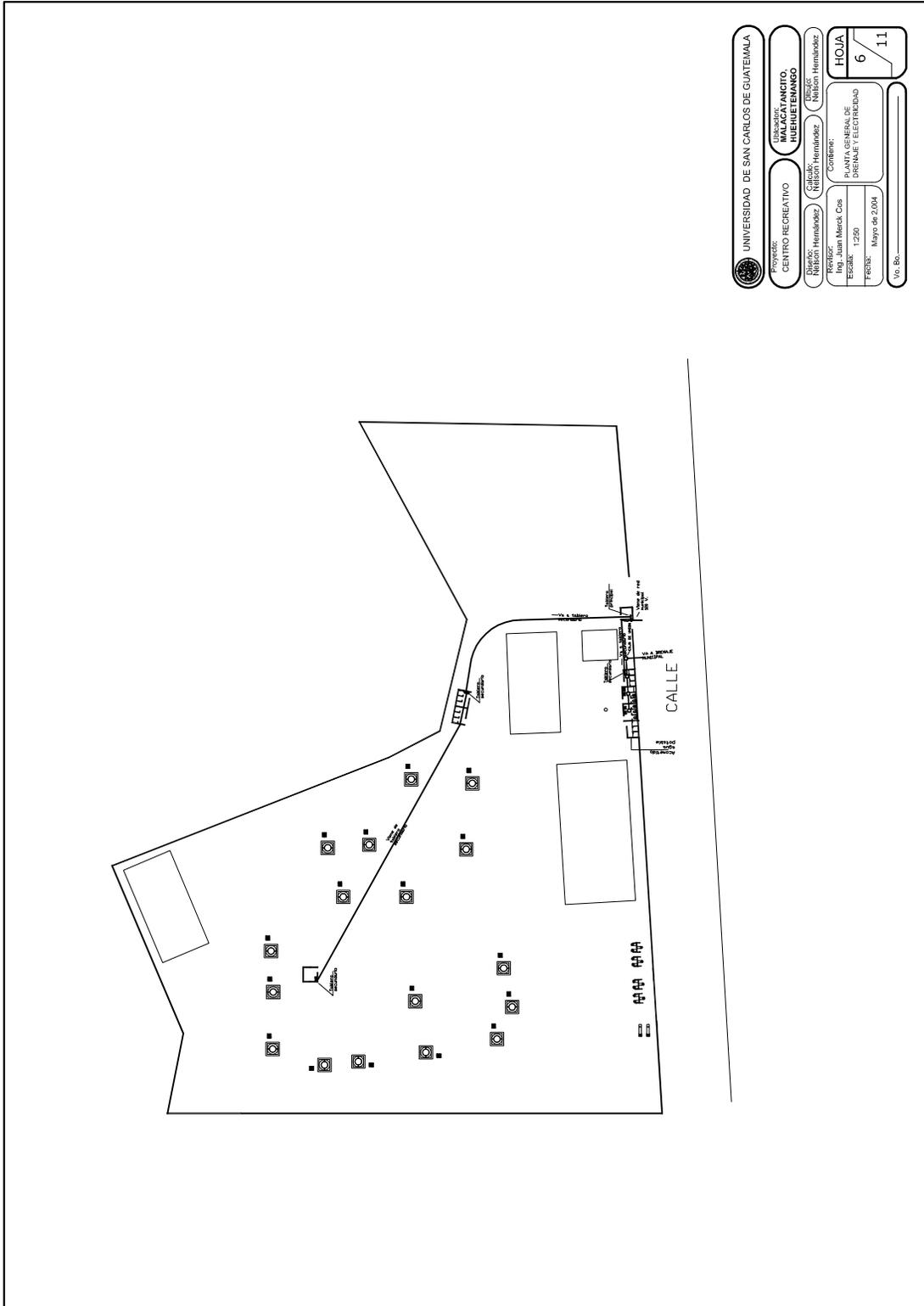
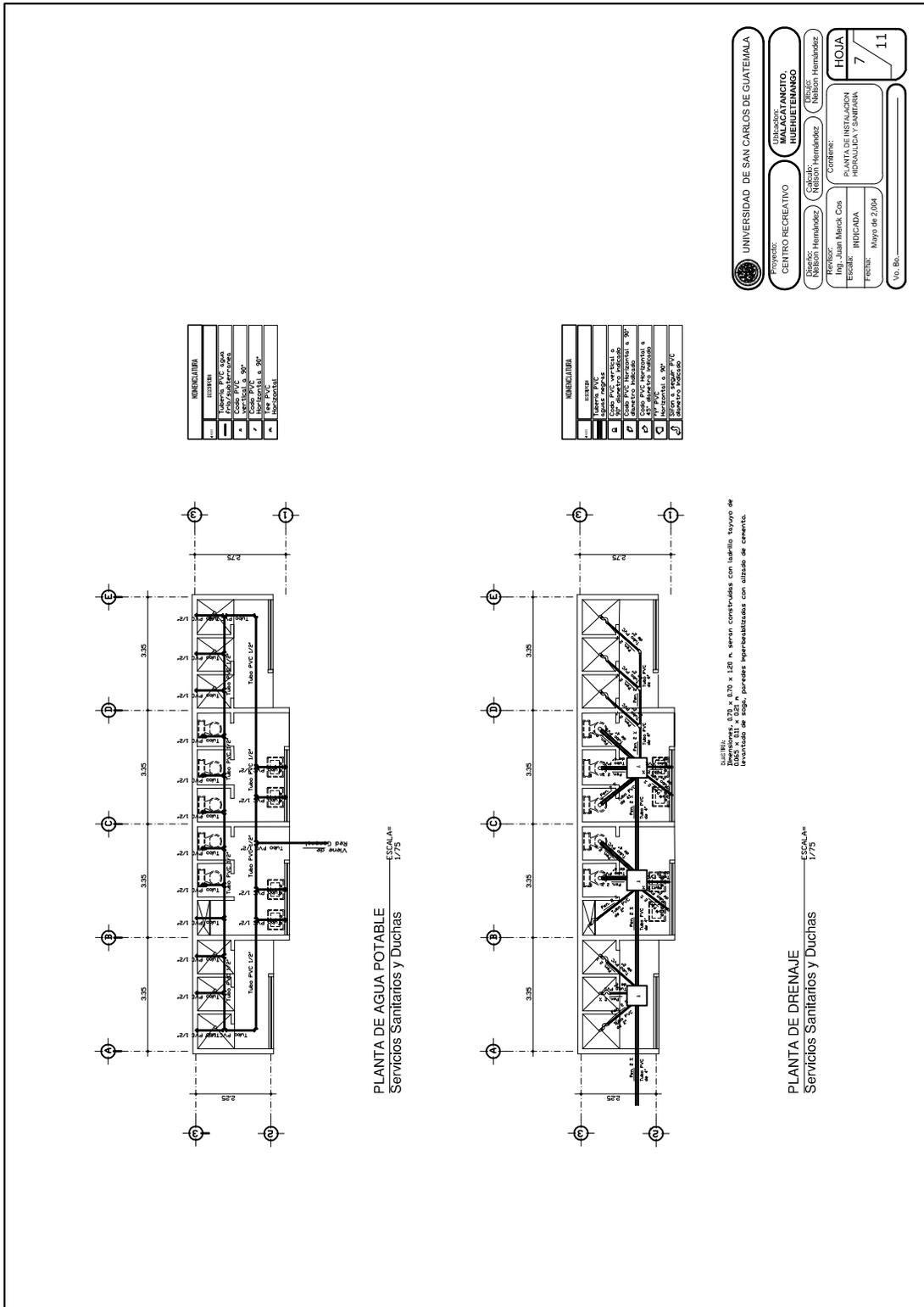


Figura 48. Planta de instalación hidráulica y sanitaria



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería
CENTRO RECREATIVO
MALACATANCITO,
HUENETEMANGO

Departamento: Huastecapa
Calle: Huastecapa
Código Postal: 15000000

Contiene:
PLANTA DE INSTALACION
HIDRAULICA Y SANITARIA

Elaborado por:
Ing. Juan Marco Coto

Fecha:
Mayo de 2004

Hoja:
7 / 11

Vs. Sr.

Figura 49. Planta de electricidad (garitas y vestidores)

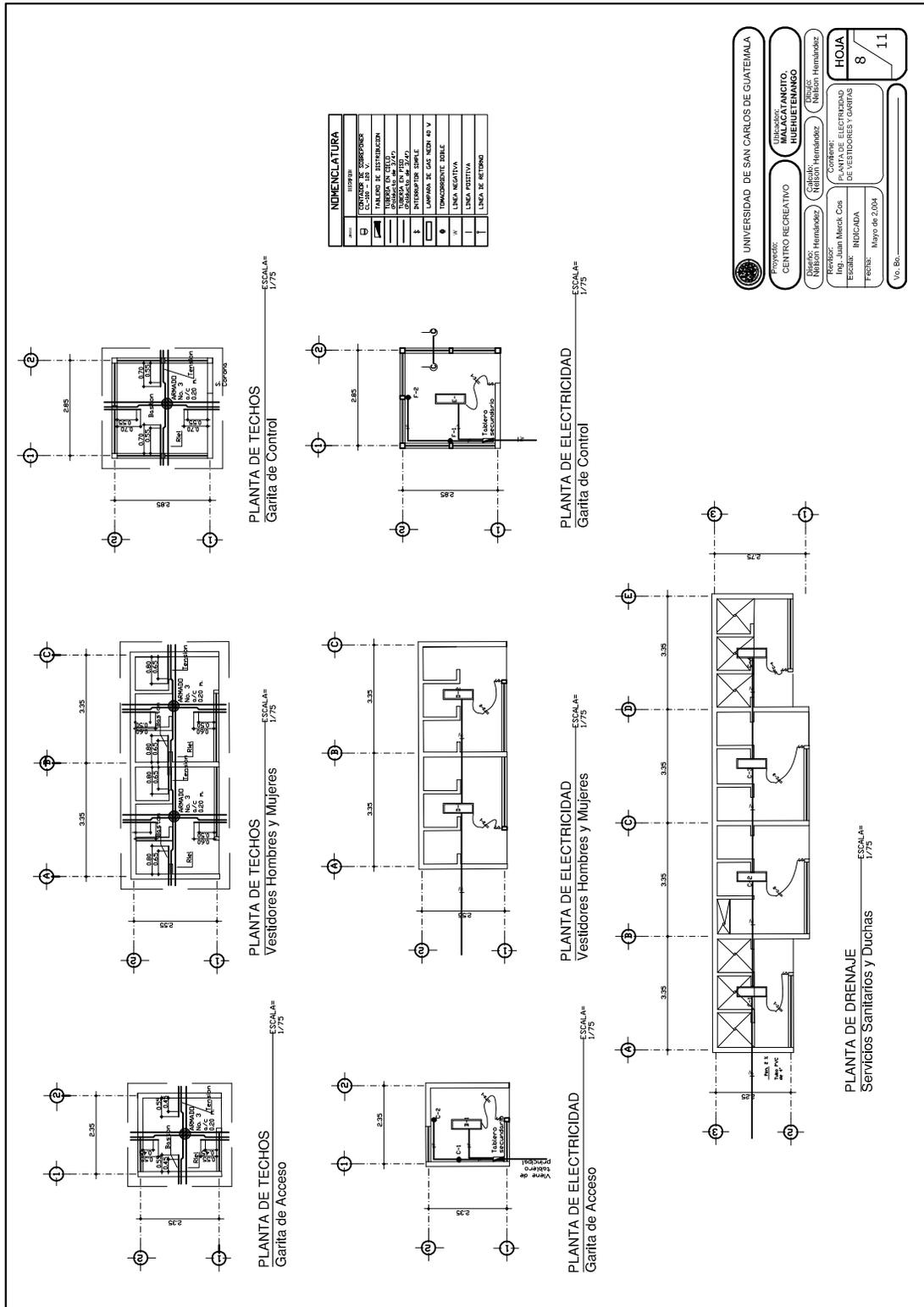


Figura 50. Cancha polideportiva

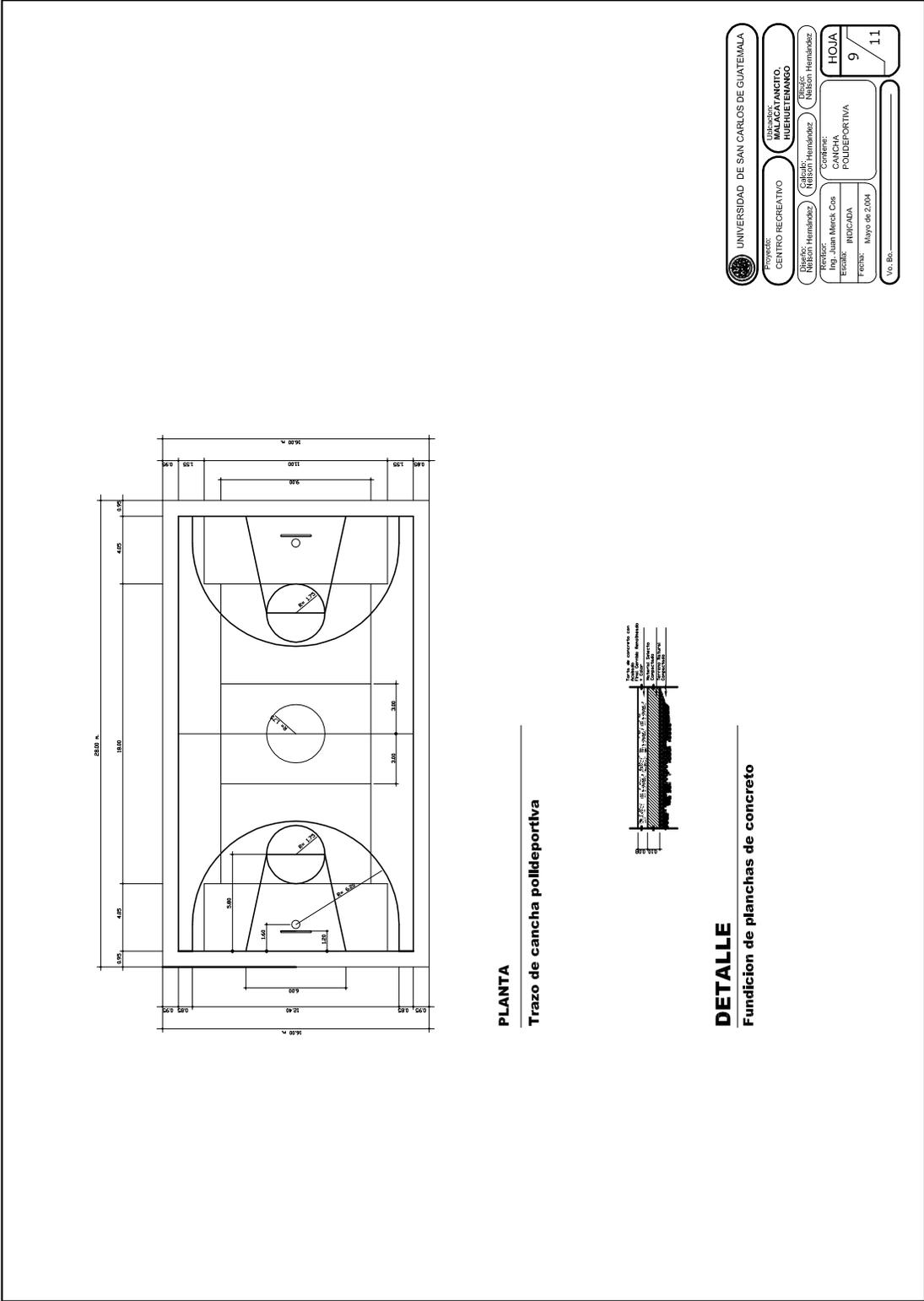
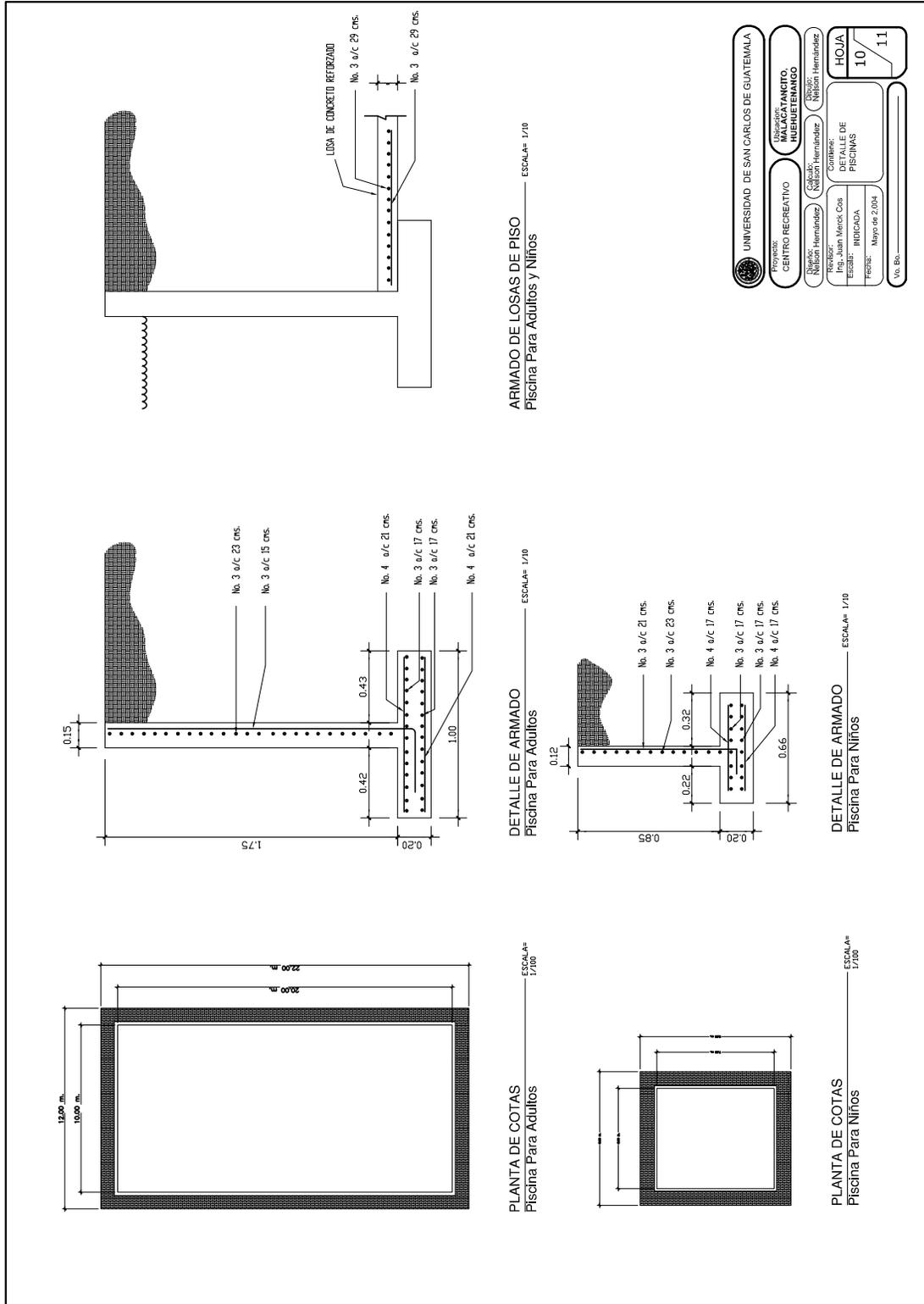


Figura 51. Detalle de piscinas



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Proyecto: CENTRO RECREATIVO

Ubicación: NUESTRO MUNICIPIO

Diseño: Nelson Hernández

Revisó: Ing. Juan Marco Cob

Fecha: Mayo de 2004

Compañía: Nelson Hernández

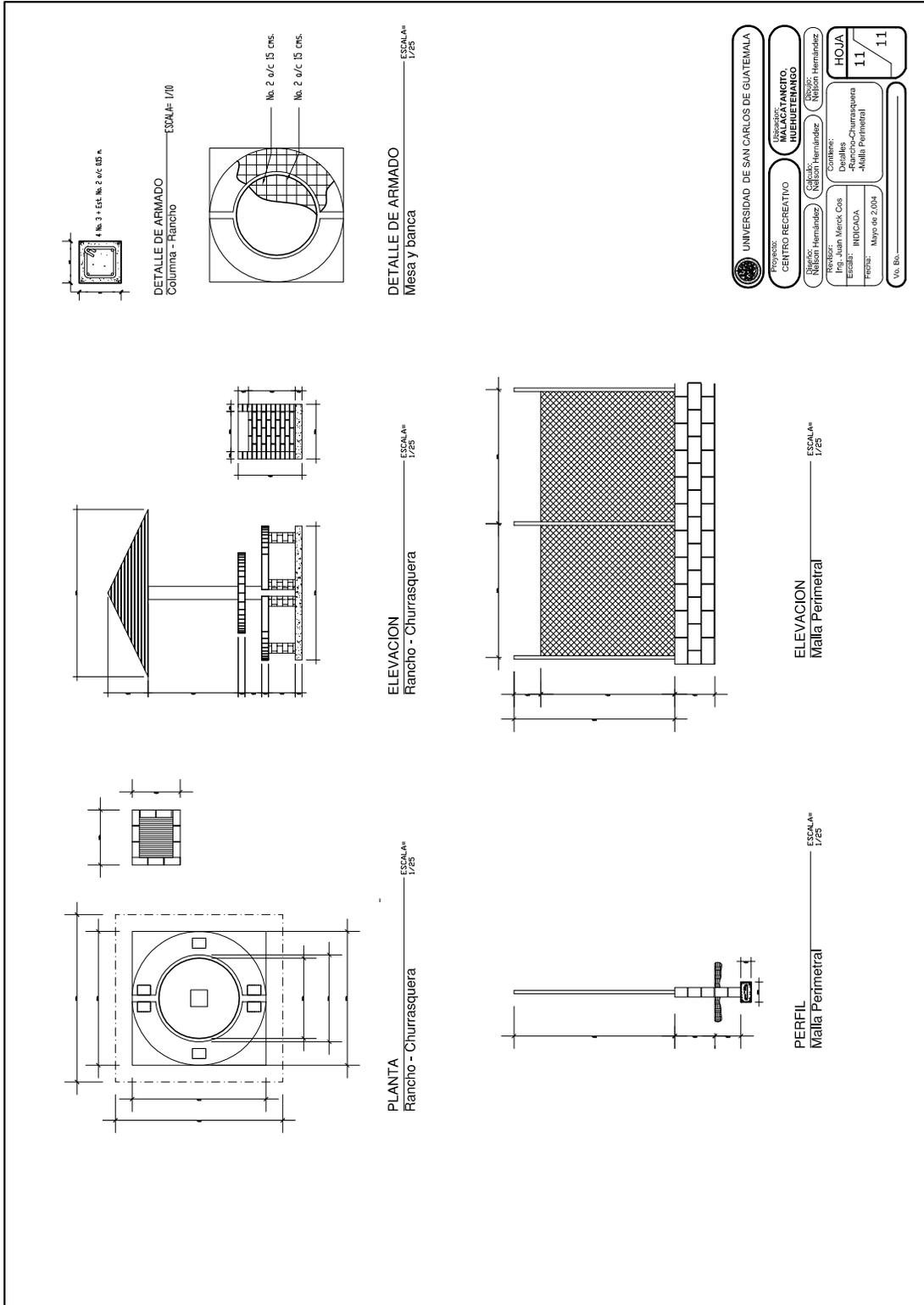
Detalle: DETALLE DE PISCINAS

Hoja: 10

Total: 11

Vo. Bx.

Figura 52. Detalles (rancho-churrasqueras y malla perimetral)



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

PROYECTO: CENTRO RECREATIVO

UBICACION: MALACATANCITO, BUENHETEMANGO

CLIENTE: Colegio "Hermanos Saiz"

PROYECTISTA: Ing. Juan Marco Cox

ESCALA: INDICADA

FECHA: Mayo de 2004

HOJA 11 / 11

Vis. Bn.

