



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

**DISEÑO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE TRES NIVELES PARA LA ALDEA
BARRANECHÉ Y DISEÑO DE UN PUENTE PEATONAL EN EL CASERÍO
XOLBEYÁ, ALDEA CHOANOJ, TOTONICAPÁN, TOTONICAPÁN**

Fredy Pedro Tzoc Tzunún

Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, marzo de 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE TRES NIVELES PARA LA ALDEA
BARRANECHÉ Y DISEÑO DE UN PUENTE PEATONAL EN EL CASERÍO
XOLBEYÁ, ALDEA CHOANOJ, TOTONICAPÁN, TOTONICAPÁN**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

FREDY PEDRO TZOC TZUNÚN

ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Raúl Eduardo Ticún Córdova
VOCAL V	Br. Henry Fernando Duarte García
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE TRES NIVELES PARA LA ALDEA
BARRANECHÉ Y DISEÑO DE UN PUENTE PEATONAL EN EL CASERÍO
XOLBEYÁ, ALDEA CHOANOJ, TOTONICAPÁN, TOTONICAPÁN**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha agosto de 2012.

Fredy Pedro Tzoc Tzunún



Guatemala, 25 de julio de 2014
Ref.EPS.DOC.794.07.14

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director
Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Rodríguez Serrano.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Fredy Pedro Tzoc Tzunun** con carné No. **200130365**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **DISEÑO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE TRES NIVELES PARA LA ALDEA BARRANECHÉ Y DISEÑO DE UN PUENTE PEATONAL EN EL CASERÍO XOLBEYÁ, ALDEA CHOANOJ, TOTONICAPÁN, TOTONICAPÁN.**

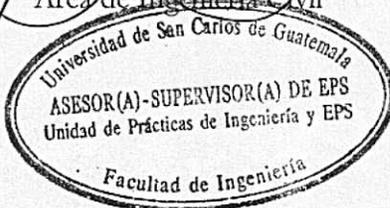
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

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



c.c. Archivo
LGAV/ra



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
11 de octubre de 2015

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE TRES NIVELES PARA LA ALDEA BARRANECHÉ Y DISEÑO DE UN PUENTE PEATONAL EN EL CASERÍO XOLBEYÁ, ALDEA CHOANOJ, TOTONICAPÁN, TOTONICAPÁN, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Fredy Pedro Tzoc Tzunún, con Carnet No. 2001-30365, quien contó con la asesoría del Ingeniero Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

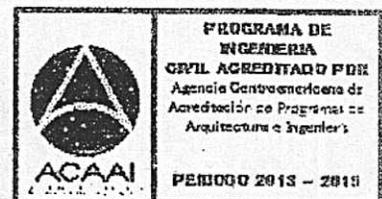

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Guatemala, 12 de noviembre de 2015
Ref.EPS.D.596.11.15

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco:

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE TRES NIVELES PARA LA ALDEA BARRANECHÉ Y DISEÑO DE UN PUENTE PEATONAL EN EL CASERÍO XOLBEYÁ, ALDEA CHOANOJ, TOTONICAPÁN, TOTONICAPÁN**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Fredy Pedro Tzoc Tzunun, carné 200130365**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director Unidad de EPS



SJRS/ra



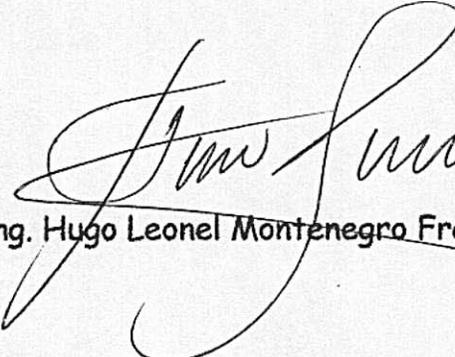
USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y del Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Fredy Pedro Tzoc Tzunún, titulado **DISEÑO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE TRES NIVELES PARA LA ALDEA BARRANECHÉ Y DISEÑO DE UN PUENTE PEATONAL EN EL CASERÍO XOLBEYÁ, ALDEA CHOANÓJ, TOTONICAPÁN**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

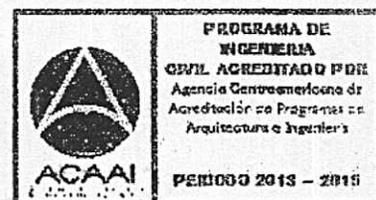

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, marzo 2016.

/mrrm.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua

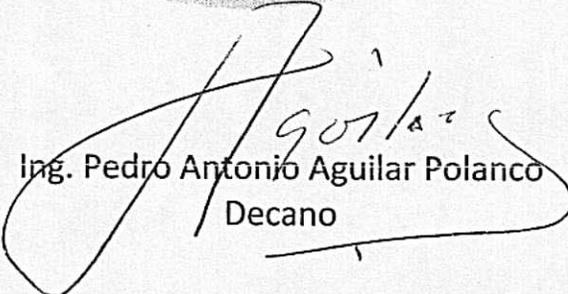




DTG. 094.2016

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE TRES NIVELES PARA LA ALDEA BARRANECHÉ Y DISEÑO DE UN PUENTE PEATONAL EN EL CASERÍO XOLBEYÁ, ALDEA CHOANOJ, TOTONICAPÁN, TOTONICAPÁN**, presentado por el estudiante universitario: **Fredy Pedro Tzoc Tzunún**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano

Guatemala, marzo de 2016

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por haberme dado la vida y por ser el dador de la sabiduría y la inteligencia.
Mis padres	Adrián Tzoc y Ermelinda Tzunún, por ser quienes me brindaron su apoyo incondicional dándome su amor y comprensión.
Mis hermanos	Ervin, Sergio, Erika, Patricia, Elida, Arlet, Eljer y Yenifer Tzoc Tzunún.
Mis abuelos	Por ser parte importante en mi vida.
Mis tíos	Por el cariño y aprecio que me dan.
Mis sobrinos	Por las alegrías que día a día compartimos.
Mi familia en general	Por brindarme su total apoyo en la carrera.
Mis amistades	Por estar ahí siempre.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por permitirme formar parte de tan importante casa de estudios.
Facultad de Ingeniería	Por instruirme durante el período de estudios de la carrera.
Mis padres	Por el gran esfuerzo que hicieron conmigo para brindarme la oportunidad de superarme y lograr la meta que me tracé.
Mis hermanos	Por darme su apoyo, tanto moral como económico y ser de gran apoyo en las decisiones tomadas.
Municipalidad de Totonicapán	Por darme la oportunidad de realizar mi Ejercicio Profesional Supervisado (EPS).
Ing. Luis Alfaro Véliz	Por asesorarme durante la revisión del presente trabajo y darme sus consejos durante la realización del EPS.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XV
RESUMEN.....	XIX
OBJETIVOS.....	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía de la aldea Barraneché	1
1.1.1. Datos históricos	1
1.1.2. Localización geográfica	1
1.1.3. Situación demográfica	2
1.1.4. Aspectos climáticos	2
1.1.5. Actividades económicas	2
1.1.5.1. Uso de la tierra	2
1.1.5.2. Actividad agropecuaria	3
1.1.6. Infraestructura.....	3
1.1.6.1. Servicios existentes	3
1.1.6.2. Rutas de acceso	3
1.1.6.3. Organización de la comunidad	4
1.1.7. Educación.....	4
1.1.8. Principales necesidades de la aldea Barraneché	4
1.1.8.1. Descripción de las necesidades	4
1.1.8.2. Priorización de las necesidades	5
1.2. Monografía del caserío Xolbeyá	5

1.2.1.	Datos históricos.....	5
1.2.2.	Localización geográfica.....	6
1.2.3.	Situación demográfica.....	6
1.2.4.	Aspectos climáticos.....	6
1.2.5.	Actividades económicas.....	6
1.2.5.1.	Uso de la tierra.....	7
1.2.5.2.	Actividad agropecuaria.....	7
1.2.6.	Infraestructura.....	7
1.2.6.1.	Servicios existentes.....	7
1.2.6.2.	Rutas de acceso.....	7
1.2.6.3.	Organización de la comunidad.....	8
1.2.7.	Educación.....	8
1.2.8.	Principales necesidades del caserío Xolbeyá.....	9
1.2.8.1.	Descripción de las necesidades.....	9
1.2.8.2.	Priorización de las necesidades.....	9
2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.....	11
2.1.	Diseño de edificio escolar de tres niveles para la aldea Barraneché.....	11
2.1.1.	Descripción del proyecto.....	11
2.1.2.	Investigación preliminar.....	11
2.1.2.1.	Terreno disponible.....	12
2.1.2.2.	Estudio de suelo.....	12
2.1.2.2.1.	Ensayo de compresión triaxial.....	12
2.1.2.3.	Diseño arquitectónico.....	16
2.1.2.4.	Ubicación del edificio en el terreno.....	16
2.1.2.5.	Distribución de ambientes.....	16
2.1.2.6.	Normativos y especificaciones.....	17

	2.1.2.6.1.	Normativos	17
	2.1.2.6.2.	Especificaciones.....	17
2.1.3.	Análisis estructural.....		18
	2.1.3.1.	Predimensionamiento de los elementos estructurales.....	19
	2.1.3.1.1.	Predimensionamiento de losas	19
	2.1.3.1.2.	Predimensionamiento de vigas	21
	2.1.3.1.3.	Predimensionamiento de columnas	24
	2.1.3.1.4.	Predimensionamiento de cimientos	27
	2.1.3.2.	Cargas aplicadas a marcos dúctiles	30
	2.1.3.2.1.	Cargas verticales.....	30
	2.1.3.2.2.	Integración de cargas verticales	34
	2.1.3.2.3.	Cargas horizontales....	40
2.1.3.3.	Análisis de marcos dúctiles utilizando software y comprobación por medio de un método numérico		61
	2.1.3.3.1.	Análisis estructural por medio del método de Kani	63
	2.1.3.3.2.	Diagramas de momentos en los marcos dúctiles	75

2.1.4.	Comparación de resultados entre el método numérico de Kani y el software ETABS.....	82
2.1.4.1.	Envolvente de momentos.....	83
2.1.4.2.	Diagramas de corte.....	87
2.1.5.	Diseño estructural	92
2.1.5.1.	Losas del primer nivel	92
2.1.5.2.	Diseño de vigas.....	108
2.1.5.3.	Diseño de columnas.....	117
2.1.5.4.	Diseño de cimientos	138
2.1.5.5.	Zapata aislada concéntrica	138
2.1.5.6.	Zapata combinada.....	148
2.1.5.7.	Solera de humedad-cimiento	171
2.1.6.	Diseño de gradas	172
2.1.7.	Diseño de instalaciones hidráulicas y sanitarias ..	178
2.1.8.	Diseño de instalaciones eléctricas	189
2.1.9.	Planos constructivos	193
2.1.10.	Presupuesto	194
2.1.11.	Evaluación de impacto ambiental.....	196
3.	DISEÑO DE PUENTE PEATONAL CASERÍO XOLBEYÁ, ALDEA CHOANOJ	201
3.1.	Diseño de puente peatonal	201
3.1.1.	Descripción del proyecto	201
3.1.2.	Investigación preliminar.....	201
3.1.3.	Terreno disponible.....	202
3.1.4.	Estudio de suelo y topografía	202
3.1.5.	Estudio hidráulico e hidrológico.....	205
3.1.5.1.	Caudal máximo	210
3.1.5.2.	Crecida máxima	211

3.1.6.	Investigación de puente colgante	213
3.1.6.1.	Características principales de los puentes colgantes	214
3.1.6.2.	Partes de un puente colgante.....	215
3.1.6.3.	Clasificación de puentes colgantes	217
3.1.6.3.1.	Por su sistema de suspensión	217
3.1.6.3.2.	Por el método de rigidez del sistema de suspensión	217
3.1.6.3.3.	Por el anclaje de sistema de suspensión	218
3.1.6.3.4.	Por la distribución de cargas del sistema de suspensión	219
3.1.6.4.	Materiales utilizables en puentes colgantes	219
3.1.6.5.	Elementos a considerar en el diseño de puentes colgantes	220
3.1.7.	Parámetros de diseño.....	220
3.1.7.1.	Tipos de cables	221
3.1.7.2.	Accesorios de los cables	222
3.1.7.3.	Cargas de diseño	224
3.1.8.	Diseño de puente colgante	224
3.1.8.1.	Especificaciones de diseño	225
3.1.8.2.	Integración de cargas	225

3.1.8.3.	Geometría de puente construido.....	227
3.1.8.4.	Esfuerzos de diseño.....	228
3.1.8.5.	Diseño de sistemas de piso	229
3.1.8.6.	Diseño de cable principal	231
3.1.8.7.	Diseño de tirantes verticales o péndolas.....	232
3.1.8.8.	Diseño de anclajes	233
3.1.8.9.	Diseño de cimentación	235
3.1.8.10.	Diseño de torres	237
3.1.8.11.	Diseño de tensores	237
3.1.8.12.	Diseño de anclaje tensor.....	239
3.1.9.	Planos constructivos	239
3.1.10.	Presupuesto	239
3.1.11.	Evaluación de impacto ambiental.....	240
CONCLUSIONES.....		245
RECOMENDACIONES		247
BIBLIOGRAFÍA.....		249
APÉNDICES.....		251
ANEXOS.....		253

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Planta típica primer, segundo y tercer nivel	20
2.	Sección de viga predimensionada	23
3.	Área tributaria de columna crítica (At)	24
4.	Sección de columna predimensionada.....	27
5.	Zapata cuadrada predimensionada.....	29
6.	Área tributaria de planta típica	34
7.	Carga muerta distribuida marco B.....	38
8.	Carga viva distribuida marco B	38
9.	Carga muerta distribuida marco 2	39
10.	Carga viva distribuida marco 2.....	39
11.	Zonificación sísmica para la República de Guatemala	42
12.	Fuerzas de carga lateral mínima de diseño	48
13.	Distribución de columnas, vigas y losas.....	52
14.	Distribución de fuerzas por marco (Fm) del tercer nivel	60
15.	Distribución de fuerzas por marco (Fm) del segundo nivel	60
16.	Distribución de fuerzas por marco (Fm) del primer nivel.....	61
17.	Cargas verticales y horizontales marco B	62
18.	Cargas verticales y horizontales marco 2	62
19.	Marco B–carga muerta.....	65
20.	Diagrama de momentos en vigas carga muerta marco B	76
21.	Diagrama de momentos en columnas carga muerta marco B	76
22.	Diagrama de momentos en vigas carga viva marco B	77
23.	Diagrama de momentos en columnas carga viva marco B	77

24.	Diagrama de momentos en vigas carga sísmica marco B	78
25.	Diagrama de momentos en columnas carga sísmica marco B	78
26.	Diagrama de momentos en vigas carga muerta marco 2	79
27.	Diagrama de momentos en columnas carga muerta marco 2	79
28.	Diagrama de momentos en vigas carga viva marco 2	80
29.	Diagrama de momentos en columnas carga viva marco 2	80
30.	Diagrama de momentos en vigas carga sísmica marco 2	81
31.	Diagrama de momentos en columnas carga sísmica marco 2	81
32.	Modelo estructural en el software ETABS	82
33.	Envolvente de momentos en vigas marco B	85
34.	Envolvente de momentos en columnas marco B	85
35.	Envolvente de momentos en vigas marco 2	86
36.	Envolvente de momentos en columnas marco 2	86
37.	Diagramas de cortes últimos en vigas marco B	90
38.	Diagramas de cortes últimos en columnas marco B	91
39.	Diagramas de cortes últimos en vigas marco 2	91
40.	Diagramas de cortes últimos en columnas marco 2	92
41.	Losas del primer y segundo nivel.....	94
42.	Distribución de momentos en losas primer nivel.....	98
43.	Distribución de momentos finales en losas primer nivel	101
44.	Detalle de armado viga 1-2, marco B tercer nivel	116
45.	Diagrama de interacción de columna.....	130
46.	Detalle de armado de columna	137
47.	Presiones sobre el suelo.....	140
48.	Esfuerzo de corte simple en zapata.....	143
49.	Esfuerzo de corte punzante en zapata	144
50.	Momento flector y empuje en la zapata	146
51.	Detalle de armado de zapata concéntrica aislada	147
52.	Fuerzas sobre zapata combinada.....	148

53.	Planta de zapata combinada.....	149
54.	Diagrama de cuerpo libre zapata combinada.....	151
55.	Presiones en las esquinas de la zapata.....	154
56.	Presiones totales sobre el cimiento.....	155
57.	Presiones últimas bajo el cimiento (a).....	156
58.	Presiones últimas bajo el cimiento (b).....	157
59.	Diagrama de corte de zapata combinada.....	159
60.	Diagrama de momentos de zapata combinada.....	160
61.	Ubicación de vigas transversales.....	165
62.	Corte simple.....	166
63.	Diseño por flexión.....	167
64.	Detalle en planta de armado de zapata combinada.....	170
65.	Detalle en sección C-C de zapata combinada.....	170
66.	Detalle de solera de humedad-cimiento.....	172
67.	Dimensiones de la escalera.....	174
68.	Detalle de armado de la escalera.....	178
69.	Área de la cuenca.....	210
70.	Partes de un puente colgante tipo hamaca.....	216
71.	Tipos de cables según el número de hilos.....	222
72.	Accesorios para cables de acero.....	224
73.	Geometría de puente colgante.....	228
74.	Ubicación de los cables del sistema de piso.....	229
75.	Diagrama de fuerzas en cimentación.....	236

TABLAS

I.	Alturas o espesores mínimos de vigas.....	22
II.	Cargas vivas de uso frecuente.....	32
III.	Centro de masa.....	53

IV.	Centro de rigidez eje x.....	54
V.	Centro de rigidez eje y.....	55
VI.	Fuerzas por marco tercer nivel sentido x.....	57
VII.	Fuerzas por marco tercer nivel sentido y.....	57
VIII.	Fuerzas por marco segundo nivel sentido x	58
IX.	Fuerzas por marco segundo nivel sentido y	58
X.	Fuerzas por marco primer nivel sentido x.....	59
XI.	Fuerzas por marco primer nivel sentido y.....	59
XII.	Espaciamientos de refuerzo a flexión en losas del primer y segundo nivel para momentos a MA_{smin}	105
XIII.	Diámetro de los subramales	180
XIV.	Equivalencias de gastos en tuberías de agua	181
XV.	Cálculo de diámetro de tubería de agua potable	182
XVI.	Unidades de gasto para tuberías de distribución.....	183
XVII.	Gastos probables para el método de Hunter (lt/s)	184
XVIII.	Cálculo del diámetro de las derivaciones simples	186
XIX.	Unidades de descarga y diámetro en derivaciones simples y sifones de descarga.....	186
XX.	Costos unitarios de renglones de trabajo	195
XXI.	Boleta de identificación y evaluación de impacto ambiental para una escuela de tres niveles	197
XXII.	Valores indicativos del coeficiente de escorrentía	206
XXIII.	Parámetros de ajuste estación meteorológica Labor Ovalle.....	208
XXIV.	Integración de costos.....	240
XXV.	Boleta de identificación y evaluación de impacto ambiental para un puente peatonal colgante	241

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h	Altura
A	Área
As	Área de acero
A_v	Área de acero para refuerzo a corte
As_t	Área de acero por temperatura
Az	Área de la zapata
Ag	Área gruesa
b	Base
Pu	Carga axial
Pc	Carga crítica de Euler
W	Carga distribuida/peso
CM	Carga muerta
CU	Carga última
CV	Carga viva
Q	Caudal
cg	Centro de gravedad
CM	Centro de masa
CR	Centro de rigidez
ρ	Cuantía de acero
pb	Cuantía de acero balanceada
Df	Desplante de cimentación
Ø	Diámetro
EH	Empuje del suelo

ES	Empuje por sobrecarga
E	Esbeltez
V_c	Esfuerzo cortante del concreto
V	Esfuerzo de corte
V_n	Esfuerzo de cortante nominal
V_u	Esfuerzo de cortante último
e	Excentricidad
FCU	Factor de carga última
δ	Factor de magnificación de momentos
F	Fuerza
F_m	Fuerza horizontal por marco
F_n	Fuerza por nivel
F_i''	Fuerza rotacional
F_i'	Fuerza traslacional
I	Inercia
L	Longitud
L_o	Longitud de confinamiento en columnas
L_c	Longitud de confinamiento en vigas
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
M	Momento
MB	Momento balanceado
M_u	Momento último
d	Peralte efectivo
γ_s	Peso específico del suelo
γ_c	Peso volumétrico del concreto
“	Pulgadas
r	Radio de giro
R_h	Radio hidráulico
rec	Recubrimiento

m	Relación entre lado corto y largo en losas
V_s	Resistencia a corte debido al refuerzo
f'_c	Resistencia última del concreto
K	Rigidez
P_{LL}	Sobre carga para postes del puente
Σ	Sumatoria
Ton	Toneladas
V_s	Valor soporte del suelo
V	Velocidad

GLOSARIO

Área de acero mínima	Cantidad de acero mínimo que debe incluir un elemento estructural.
Carga muerta	Peso muerto soportado por un elemento estructural, incluyendo el propio.
Carga viva	Peso variable dado por el personal, maquinaria y objetos móviles.
Cimiento corrido	Cimentación dispuesta a soportar muros.
Cocode	Comité Comunitario de Desarrollo.
Coefficiente escorrentía	Relación del agua de lluvia que cae en una zona determinada.
Columna	Elemento vertical que absorbe la carga completa de la estructura para trasladarla a la cimentación.
Concreto reforzado	Concreto que contiene el refuerzo de acero.
Confinamiento	Refuerzo en las zonas en donde se espera ocurran altos esfuerzos de fluencia.

Corte basal	Esfuerzo cortante que un sismo produce en la base de una estructura.
Diafragma	Elemento estructural en un puente construido para evitar el alabeo de las vigas.
Ductilidad	Capacidad de una estructura o un elemento estructural de deformarse y regresar a su estado natural.
Esbeltez	Relación entre la sección y la altura de una columna.
Esfuerzo	Intensidad de fuerza por unidad de área.
Estribo	Elemento de un miembro estructural que resiste el esfuerzo cortante.
Excentricidad	Se produce cuando los centros de rigidez y masa no coinciden en coordenadas, debido a que existe una distribución desigual y asimétrica de las masas y las rigideces en la estructura.
Fluencia	Sobrepasando el límite de elasticidad, todo aumento de carga produce deformaciones plásticas o permanentes o irreversibles.

Líneas de influencia	Método de análisis estructural que consiste en determinar los esfuerzos de corte y momento en toda la longitud de la viga, a medida que una fuerza concentrada se va moviendo a lo largo del elemento.
Longitud de confinamiento	Zona en un elemento estructural en donde se prevé se produzcan los mayores esfuerzos de fluencia, por lo tanto debe ser una zona más dúctil.
Longitud de desarrollo	Es la mínima longitud de una varilla anclada al concreto, para evitar que falle por adherencia.
Marco de concreto	Sistema estructural formado por columnas y vigas de concreto armado para soportar cargas verticales y horizontales.
Momento	Esfuerzo al que se somete un cuerpo, debido a la aplicación de una fuerza a cierta distancia de su centro de masa.
Momento resistente	Es el momento que resiste un elemento estructural con cierta cantidad de acero.
Recubrimiento	Distancia medida desde el borde del elemento de concreto y la cara más próxima del acero de refuerzo.

Rigidez	Resistencia de un elemento estructural a la deformación.
Solera	Elemento estructural horizontal de un muro que resiste esfuerzos y confina los muros.
Viga	Elemento estructural horizontal que trabaja a flexión. Recibe las cargas que le transmite la losa y las transmite a las columnas.
Zapata	Su objetivo es transmitir la carga total de la estructura al suelo, para que la misma pueda ser disipada.

RESUMEN

El presente documento es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado realizado en la Municipalidad de la cabecera departamental de Totonicapán.

Después de haber realizado un estudio de infraestructura en la población, con la ayuda de los alcaldes comunales, se determinó darle prioridad a la instalación educativa y al de acceso comunal.

En la aldea Barraneché se planteó el diseño de un edificio de tres niveles que llenará los requerimientos adecuados para que los estudiantes puedan recibir clases de forma adecuada. Esto porque en la actualidad no es suficiente la capacidad de los salones existentes, además de que no son aptos para recibir clases, pues las instalaciones existentes sufren un gran deterioro.

En el caserío Xolbeyá de la aldea Choanoj, la necesidad de la población está en crear una vía de acceso apta para abastecerse de los servicios básicos del diario vivir, derivado de las fuertes lluvias que arrecia en la región. Esto hace difícil el transitar de la población, motivo por el cual se diseñó un puente colgante el que permitirá tener acceso a comercios, fuentes de trabajo, cuerpos de socorro y que los niños puedan transitar, de un lado al otro, al momento de ir a la escuela.

OBJETIVOS

General

Dar solución adecuada a la elaboración de los proyectos de infraestructura como el diseño de un edificio escolar de tres niveles en la comunidad de Barraneché y el diseño de un puente peatonal en el caserío Xolbeyá y así contribuir al desarrollo de cada una de las distintas comunidades.

Específicos

1. Elaborar una investigación monográfica de donde están ubicados los proyectos de infraestructura que se tendrán a bien planificar.
2. Realizar el diseño estructural que conlleva cada uno de los proyectos priorizados.
3. Llevar a cabo la elaboración de los planos, detallando cada una de ellas, según sea el proyecto.
4. Hacer el cálculo respectivo acerca de los presupuestos de cada uno de los proyectos.
5. Contribuir con las comunidades para capacitaciones y manuales de mantenimiento para que cada uno de los proyectos tengan un mejor funcionamiento y por ende tenga un periodo de vida mayor.

INTRODUCCIÓN

El Ejercicio Profesional Supervisado de la Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería tiene como objetivo brindarle un servicio técnico profesional a las distintas entidades que existen en el país sin lucro alguno. Este servicio está enfocado en ayudar y sobre todo satisfacer las necesidades de la sociedad que la necesiten, dando el apoyo necesario que el estudiante con cierre de pénsum pueda brindar, según los conocimientos adquiridos en clase y llevarlos al ámbito de la práctica.

De acuerdo a los estudios realizados por la Dirección Municipal de Planificación (DMP) y por Consejo Comunitario de Desarrollo (Cocode) que están integrados por cuarenta y ocho cantones; se priorizaron los proyectos de diseño de un edificio escolar de tres niveles en la aldea de Barraneché y el diseño de un puente peatonal del caserío Xolbeyá, ambos de Totonicapán, Totonicapán.

Para llevar a cabo los proyectos priorizados es de suma importancia desarrollar una planificación adecuada, que conlleve los requerimientos básicos para satisfacer las necesidades de cada población. Dentro del documento se especifica cada uno de los procesos que se deberán emplear para lograr una buena planificación y diseño de los proyectos.

En este documento se hace mención de la justificación del problema, planteamiento del problema, marco teórico, hipótesis, objetivos que se deben alcanzar con la realización de los proyectos asignados, índice general de trabajo de graduación, método a emplear, un cronograma de actividades

realizados, estimación de recursos empleados para lograr los objetivos, bibliografías utilizadas como soporte técnico y una buena planificación de los proyectos.

Por lo tanto y con base en lo anteriormente expuesto se tomaron en consideraciones aspectos como lo social, económico, cultural. Esto para darle solución a la problemática y desarrollar los proyectos de EPS.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía de la aldea Barraneché

Se presenta a continuación la información más relevante de la comunidad, donde se realizó el proyecto.

1.1.1. Datos históricos

No se tienen datos exactos sobre el origen de este caserío, pues se cree que fue formado con la llegada de habitantes de otros lugares en busca de tierras para trabajar y vivir. El nombre de la aldea Barraneché se debe a la llegada de un español que tenía como apellido Barranech; la fundación de la misma se cree que fue aproximadamente hace unos 100 años, pues no se tienen datos exactos de su fundación.

1.1.2. Localización geográfica

Está ubicado aproximadamente a 65 kilómetros de la cabecera municipal de Totonicapán por la carretera Interamericana. Sus coordenadas según el Instituto Geográfico Nacional son:

- Latitud 14° 49' 30,51" norte
- Longitud 91° 13' 26,66" oeste

1.1.3. Situación demográfica

La población con la que cuenta la aldea es de 4 051 habitantes, de los cuales el 63 % es de sexo femenino y el 47 % restante es de sexo masculino. La población en edad escolar es de 896, lo cual significa el 22,22 %. Además maneja una tasa de crecimiento de población de 2,3 %.

1.1.4. Aspectos climáticos

El clima que predomina en la localidad generalmente es frío. Durante la mayoría de los meses del año alcanza una temperatura de 22 °C en los tiempos soleados y en la época de invierno sufre una baja de 0°, está catalogado como un lugar frío y lluvioso.

1.1.5. Actividades económicas

Estas se definen como la población de la aldea Barraneché, ellos se ganan la vida cotidiana para subsistir y solventar sus gastos generales.

1.1.5.1. Uso de la tierra

El suelo es rico en minerales, que contribuye al cultivo de diversos productos como: el maíz, que es el principal, además de habas, manzanas, ciruela, duraznos, trigo. En algunos lugares se cultivan las hortalizas y plantas de diferente gama.

1.1.5.2. Actividad agropecuaria

La mayoría de habitantes se dedica a la crianza de animales como las vacas, los cerdos, cabras, chivos, y muchos más que son catalogados como animales de corral.

1.1.6. Infraestructura

La aldea Barraneché cuenta con algunos servicios básicos que hacen que la población funcione. Sin embargo, también tiene otras carencias. Se harán mención de los servicios básicos con los que cuenta.

1.1.6.1. Servicios existentes

La población cuenta con los servicios básicos la energía eléctrica y agua potable, además del servicio de drenaje que hace mucho más fácil a evacuación de los desechos. Se tiene también el servicio de salud que cuenta con un médico y dos enfermeras quienes velan por la salud de la población.

1.1.6.2. Rutas de acceso

La ruta de acceso a la población es por la carretera interamericana CA1 se encuentra ubicada exactamente en el kilómetro 138, a 3 kilómetros de la carretera principal. La vía de acceso es por camino de terracería y de concreto asfáltico, se tiene que atravesar el municipio de la Concordia que pertenece al departamento de Sololá.

1.1.6.3. Organización de la comunidad

La población cuenta con un representante, un alcalde comunal, que tiene la facultad de velar por la población en general. Él es quien los representa en la cabecera departamental formando lo que se conoce como la alcaldía comunal quienes la integran los 48 cantones de Totonicapán. Tiene una junta directiva que está integrada por el alcalde comunal, el director de la escuela oficial, y por 5 personas más de la comunidad.

1.1.7. Educación

Existe una edificación escolar que cuenta con 6 aulas, 3 están en buen estado y 3 se encuentran deterioradas. Esto debido al paso y a las inclemencias del tiempo. Además se cuenta con un instituto por cooperativa que utiliza las mismas instalaciones, una funciona en jornada matutina y otra en jornada vespertina. Esto debido al crecimiento poblacional y por lo tanto los estudiantes hacen que sea imposible e incómoda su estancia en dicho establecimiento.

1.1.8. Principales necesidades de la aldea Barraneché

Como cualquier población, la aldea Barraneché tiene necesidades básicas que solventar. Se realizó un estudio previo para identificarlas.

1.1.8.1. Descripción de las necesidades

Según el estudio que se realizó, las prioridades de la aldea son las siguientes:

- Construcción de escuela para educación básica
- Nueva línea de drenaje
- Mejoramiento de carretera, ingreso a la aldea
- Salón de usos múltiples
- Mejoramiento de establecimiento actual

1.1.8.2. Priorización de las necesidades

Basados en el listado de las descripciones, de los proyectos priorizados y en la opinión de las autoridades locales, se determinó diseñar un edificio escolar de tres niveles que satisfaga las necesidades de la población y por ende las de los estudiantes para brindarles una mejor atención y educación.

1.2. Monografía del caserío Xolbeyá

Se presenta a continuación la información más relevante de dicha comunidad en la cual se realizó el proyecto.

1.2.1. Datos históricos

El caserío Xolbeyá fue creado aproximadamente hace unos 80 años. Esto debido a que no se tienen datos exactos de su fundación. Según se sabe fueron cinco familias las que iniciaron el caserío, seguido de dos familias más, que con el paso del tiempo han ido creciendo. Este caserío pertenece a la aldea Choanoj que significa delante de las ideas.

1.2.2. Localización geográfica

Está ubicado aproximadamente a 20 kilómetros de la cabecera municipal de Totonicapán, por la carretera Interamericana. Esta se encuentra a unos 3 kilómetros, sus coordenadas según el Instituto Geográfico Nacional son:

- Latitud 14° 52' 11,71" Norte
- Longitud 91° 23' 46,82" Oeste

1.2.3. Situación demográfica

La población que habita en el caserío es de 87 habitantes, de donde el 58 % es de sexo femenino y el 42 % restante es de sexo masculino. De ellos 38 % es menor de edad. La tasa de crecimiento poblacional es de 2,7 %, según los últimos censos.

1.2.4. Aspectos climáticos

La mayor parte del tiempo, el clima que predomina es frío como en todo el departamento; en el tiempo de verano se tiene un clima aproximado de 22° y en invierno se llega hasta los -2°. En invierno las lluvias frecuentes hacen que los ríos crezcan y salgan de su cauce.

1.2.5. Actividades económicas

Son las actividades realizadas por la población para solventar sus gastos y subsistir económicamente.

1.2.5.1. Uso de la tierra

En el caserío, la mayor parte de la tierra es cultivable, los productos que más se cosechan son el maíz, frijol, trigo y manzanas. Muchos de estos productos son utilizados por la población como un medio para generar ingresos, debido a que la mayor parte de las personas se dedican a la agricultura.

1.2.5.2. Actividad agropecuaria

La producción pecuaria se basa en la crianza de animales como las vacas, los cerdos, cabras, chivos, y más. Estos son catalogados como animales de corral.

1.2.6. Infraestructura

La población del caserío Xolbeyá no tiene construcciones relevantes, únicamente existen casas habitacionales hechas de adobe y láminas.

1.2.6.1. Servicios existentes

El caserío únicamente cuenta con el servicio eléctrico. Debido al tamaño de población que ahí reside no se cuenta con servicio médico, con escuelas ni mucho menos con drenajes. Para salir del caserío se debe atravesar un río, haciendo esto muy difícil.

1.2.6.2. Rutas de acceso

La ruta de acceso al caserío puede hacerse por la carretera Interamericana CA1 se encuentra ubicada en el kilómetro 20, a 3 kilómetros de

la carretera principal. La vía de acceso es por camino de terracería, también puede hacerse por terracería hacia el sur del municipio de Totonicapán que está ubicada a 10 kilómetros aproximadamente.

1.2.6.3. Organización de la comunidad

La organización del caserío está formada por un representante o alcalde comunal el cual tiene a su cargo velar por la necesidades de la población y sobre todo el de resolver cualquier tipo de problema que puede suscitarse. Además esta persona es encargada de representar a la comunidad en cualquier actividad formal ya sea social, política o religiosa.

Existe un grupo de mujeres organizadas que tienen como función gestionar programas y proyectos que pueden ayudar al desarrollo de la comunidad. Esto con la ayuda del alcalde municipal y de otras entidades sin fines de lucro.

1.2.7. Educación

No se cuenta con ningún establecimiento escolar por la cantidad de población pequeña. La escuela más próxima se encuentra a 3 kilómetros del caserío transitando por un camino de terracería. La cantidad de estudiantes es aproximadamente de 28 % de la población. Es importante resaltar que a diario los estudiantes deben cruzar un río para ir a recibir clases.

1.2.8. Principales necesidades del caserío Xolbeyá

Como cualquier población, el caserío Xolbeyá tiene necesidades básicas que solventar. Se realizó un estudio previo para identificarlas.

1.2.8.1. Descripción de las necesidades

Según el estudio que se ha realizado en el caserío, se concluyó que las principales necesidades de la población son:

- Construcción de escuela para educación básica
- Nueva línea de drenaje
- Mejoramiento de carretera, ingreso a la aldea
- Diseño y construcción de un puente peatonal
- Diseño y construcción de una unidad de salud

1.2.8.2. Priorización de las necesidades

Tomando en cuenta la opinión de toda la comunidad, y de sus representantes, se priorizó el diseño y construcción de un puente peatonal. Esto para satisfacer las necesidades próximas de la población.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de edificio escolar de tres niveles para la aldea Barraneché

Según el estudio que se realizó previamente, se acordó en diseñar un puente peatonal. A continuación se describe el proyecto.

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un edificio escolar de tres niveles que servirá para albergar a estudiantes de nivel primario en su jornada matutina. Para estudiantes de nivel básico en la jornada vespertina. El edificio estará conformado por los siguientes ambientes: en el primer nivel, se ubicarán tres aulas, un ambiente de servicios sanitarios y un pasillo. El segundo nivel contará con tres aulas y un pasillo, en el tercer nivel estará un aula, dos aulas de cómputo y un pasillo. Además de ello contará con un módulo de gradas que conectará cada nivel.

2.1.2. Investigación preliminar

Para cualquier proyecto es necesario una investigación preliminar y estudios pertinentes que se utilizan para determinar aspectos estructurales, geométricos, y otros. A continuación se describen aspectos preliminares que se realizaron para este proyecto.

2.1.2.1. Terreno disponible

Luego de realizar una visita preliminar, al lugar y verificar el buen estado del terreno, se comprobó que cuenta con un acceso adecuado. Esto por estar localizado a la orilla del camino principal y colindar con el centro de salud. El terreno disponible cuenta con un área total aproximada de 513 m².

2.1.2.2. Estudio de suelo

En la evaluación del tipo y la calidad de suelo del terreno disponible en donde se construirá el edificio escolar, se extrajo una muestra de suelo inalterada. Esto aproximadamente de 1 pie³ en una perforación de pozo abierto, a una profundidad aproximada de 2 m. La muestra del suelo fue analizada por medio de la inspección visual y del ensayo de compresión triaxial en el laboratorio de mecánica de suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII). Los resultados del ensayo fueron los siguientes.

2.1.2.2.1. Ensayo de compresión triaxial

- Descripción del suelo: limo arcilloso color café oscuro
- Angulo de fricción interna $\Phi = 18,21$
- Cohesión (C) = 4,4
- Densidad seca = 1,34 ton/m³
- Desplante = 1,50 m (profundidad a la que se extrajo la muestra)
- Peso específico del suelo (γ_s) = 1,40 ton/m³

El valor soporte del suelo o capacidad de carga última admisible será calculada utilizando el método del dr. Karl Terzaghi.

El cálculo de la capacidad de carga última admisible de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta. Dicho factor de seguridad puede ser por lo menos de 3 en todos los casos.

“... A menudo se usa otro tipo de factor de seguridad para la capacidad de carga de cimentaciones superficiales. Se trata del factor de seguridad con respecto a la falla por corte (FS_{corte}). En la mayoría de los casos un valor FS_{corte} de 1,4 a 1,6 es deseable junto con un factor mínimo de seguridad de 3 a 4 por capacidad de carga última neta o bruta. ...”¹

A continuación se calculan la cohesión (C) y el ángulo de fricción interna (Φ_d) del suelo desarrollado, aplicando el factor de seguridad de carga con respecto a la falla por corte:

Ángulo de fricción interna $\Phi = 18,21^\circ$

Cohesión $C = 4,5 \text{ Ton/m}^2$

FS_{corte} = 1,50

$$C_d = \frac{C}{FS_{\text{corte}}}$$

$$C_d = \frac{4,5 \text{ ton/m}^2}{1,5} = 3,00 \text{ ton/m}^2$$

¹ BRAJA M. Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. p. 165.

$$\Phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \Phi}{FS_{\text{corte}}} \right)$$

$$\Phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 18,21}{1,5} \right) = 12,37^\circ$$

Se procede a calcular los factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo Φ_d de fricción interna del suelo.

- Factor del flujo de carga (N_q)

$$\Phi_d = 18,21^\circ = 0,3178 \text{ radianes}$$

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3}{2} \cdot \pi - \Phi_d \text{ rad}\right) \cdot \tan \Phi_d}}{2 \cdot \cos^2 \left(45 + \frac{\Phi_d}{2}\right)}$$

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3}{2} \cdot \pi - 0,3178\right) \cdot \tan(18,21)}}{2 \cdot \cos^2 \left(45 + \frac{18,21}{2}\right)} = 6,17$$

- Factor de flujo de carga última (N_c)

$$N_c = \cot \Phi_d \cdot (N_q - 1)$$

$$N_c = \cot(18,21) \cdot (6,17 - 1)$$

$$N_c = 15,73$$

- Factor de flujo del suelo (N_γ)

$$N_\gamma = (Nq-1)\tan(1,4\Phi_d)$$

$$N_\gamma = (6,17-1)\tan(1,4*18,21)$$

$$N_\gamma = 2,47$$

- Capacidad de carga última bruta (q_u)

$$q_u = 1,3C_d N_c + \gamma_s D(Nq-1) + 0,4 \gamma_s B N_\gamma$$

$$q_u = 1,3 * 4,5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 15,73 + 1,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 1,50 \text{ m} * (6,17-1) +$$

$$0,4 * 1,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 2,0 \text{ m} * 2,47$$

$$q_u = 105,64 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

- Capacidad de carga última admisible (q_{adm})

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

FS = factor de seguridad = 3

$$q_{adm} = \frac{105,64 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}}{3} = 35,21 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

2.1.2.3. Diseño arquitectónico

Este consiste en satisfacer las necesidades y distribución de ambientes o espacios habitables de un proyecto. Esto con la finalidad de tener un lugar cómodo, funcional y apropiado, tomando en cuenta factores como: la cantidad de usuarios, el uso que tendrá el proyecto, iluminación, ventilación, altura, financiamiento del proyecto, entre otros.

En este caso el edificio escolar se diseñó considerando la capacidad de alumnos y el área óptima por cada uno, tomando un parámetro de 1,25 m² por alumno. Por ello los salones de clases son de 6,25 x 6,00 m.

La altura de piso a cielo se determinó en 2,91 m por nivel.

2.1.2.4. Ubicación del edificio en el terreno

La ubicación principal del edificio es al centro del terreno disponible. Esto con el fin de aprovechar la luz natural y los rayos de sol, además de una buena ventilación de los ambientes.

2.1.2.5. Distribución de ambientes

El edificio escolar cuenta con tres niveles que se distribuyen de la siguiente manera: el primer nivel tiene tres aulas de estudio, más dos ambientes de sanitarios, uno para hombres y otro para mujeres. Estos se encuentran debidamente conectados por un pasillo.

El segundo nivel está distribuido con cuatro aulas y un pasillo. El tercer nivel tiene dos aulas y dos salones de computación y su respectivo pasillo.

Además de ello se cuenta con un módulo de gradas que conectará cada uno de los niveles. En la parte inferior de esta se ubicará una bodega para limpieza.

2.1.2.6. Normativos y especificaciones

Los normativos y especificaciones indican los parámetros de cada elemento estructural, la manera de calcularlos y construirlos.

2.1.2.6.1. Normativos

La estructura está calculada y diseñada de acuerdo a los siguientes códigos y reglamentos:

- Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-05).
- Código uniforme de edificación (UBC) - 1 997.
- Normas estructurales de diseño recomendadas para la República de Guatemala. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (Agies) 2010.

2.1.2.6.2. Especificaciones

- Peso específico del concreto $\gamma_c = 2\,400\text{ kg/m}^3$
- Resistencia del concreto a la compresión $f'_c = 280\text{ kg/cm}^2$.
- Esfuerzo de fluencia del acero que se utilizará en losas, vigas, cimientos y gradas $f_y = 2\,810\text{ kg/cm}^2$ (grado 40).
- Esfuerzo de fluencia del acero que se utilizará en columnas principales para varillas longitudinales y nervios de losa nervada para varillas corridas $f_y = 2\,810\text{ kg/cm}^2$ (grado 40).

- El recubrimiento mínimo para el acero dentro de los elementos estructurales según el código ACI-05 sección 7.7.1 será:
 - En cimientos 7,5 cm
 - En losas 2 cm
 - En vigas y columnas 4 cm

2.1.3. Análisis estructural

Por este medio se busca determinar las fuerzas que actúan y las deformaciones, que como consecuencia, se presentan en una estructura. Esto para hallar los momentos actuantes sobre los marcos de la estructura y así tomar consideraciones del diseño.

Para elegir un sistema estructural a utilizar en una edificación deben tomarse en cuenta varios aspectos como: la estructura debe ser capaz de soportar cargas tanto horizontales como verticales. Esto tomando en cuenta que tiene que transmitir las de forma correcta desde las losas hacia las vigas, luego de las vigas a las columnas y por último, de las columnas a las zapatas. Para que estas últimas las transmitan al suelo y puedan ser disipadas.

El sistema estructural debe ser seguro para los usuarios y garantizar una funcionalidad adecuada. Además de poseer simetría, regularidad y sencillez tanto en planta como en elevación, debe ser uniforme en la distribución de la resistencia, rigidez y ductilidad.

El tipo de estructura a utilizar en este proyecto consiste en marcos dúctiles resistentes a momentos con nudos rígidos compuestos por vigas y columnas. Además de losas planas de concreto reforzado para el primer nivel, segundo y

tercer nivel zapatas cuadradas y zapatas combinadas, muros de *block* para la separación de ambientes y cimiento corrido.

2.1.3.1. Predimensionamiento de los elementos estructurales

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

2.1.3.1.1. Predimensionamiento de losas

Para determinar si la losa debe reforzarse en una o en dos direcciones es necesario tener una relación del lado corto dividido el lado largo. Además se estima el espesor de la losa crítica, es decir, la losa que tenga las mayores dimensiones, para esto se utiliza el criterio del perímetro dividido 180.

Dentro de los parámetros se recomienda que el espesor mínimo de una losa maciza sea de 9 centímetros y un máximo de 15 centímetros; si es mayor a lo recomendado se debe proponer una losa nervada.

- Losa tercer nivel

a = sentido corto de la losa = 6,00 m

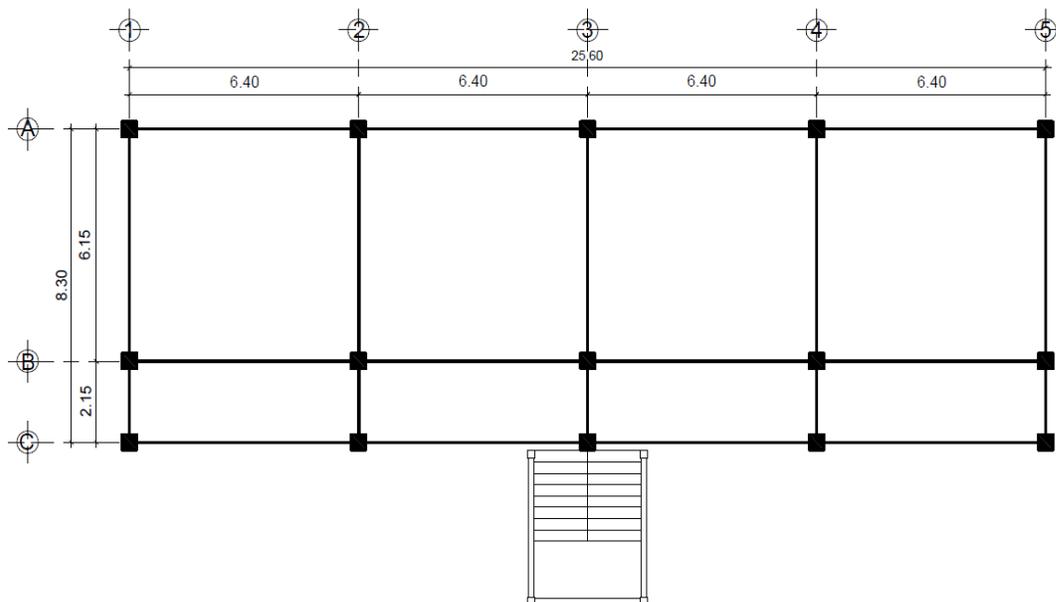
b = sentido largo de la losa = 6,25 m

- o Relación lado a lado (m)

Si $m < 0,5$, la losa trabaja en un sentido

Si $m \geq 0,5$, la losa trabaja en dos sentidos

Figura 1. **Planta típica primer, segundo y tercer nivel**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$m = \frac{a}{b}$$

$$m = \frac{6,15}{6,40} = 0,96$$

$m \geq 0,5$; la losa trabaja en dos sentidos

- Espesor de losa

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

t = espesor de losa

P = perímetro de losa

$$t = \frac{2(6,15+6,40)}{180} = 13,9 \text{ cm}$$

Por lo que se propone, una losa maciza de 14 cm de espesor reforzada en las dos direcciones.

2.1.3.1.2. Predimensionamiento de vigas

El predimensionamiento de peralte de vigas se calcula con base en lo dispuesto por el Código ACI-05 en la tabla 9.5(a), sección 9.5.2.1. Deberá también hacerse el predimensionamiento de la base de la viga.

Tabla I. **Alturas o espesores mínimos de vigas**

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

Fuente: American Concrete Institute. *Código ACI-05 sección 9.5.2.1.* p 118.

Se diseña la viga más crítica, es decir, la que posea la mayor luz libre entre rostros de las columnas. Se calcula el peralte de una viga con longitud de 6,25 metros.

La base de la viga se determina conforme a lo planteado en la sección 21.3.1.3 del Código ACI-05: para elementos sometidos a flexión el ancho del elemento b , no debe ser menor que el más pequeño de $0,3h$ y $0,25$ metros.

- Viga

$$L=6,25 \text{ m}$$

$$h = \frac{L}{18,5}$$

$$h = \frac{6,25}{18,50} = 0,35 \text{ m}$$

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

$$h = \frac{6,25}{21} = 0,30 \text{ m}$$

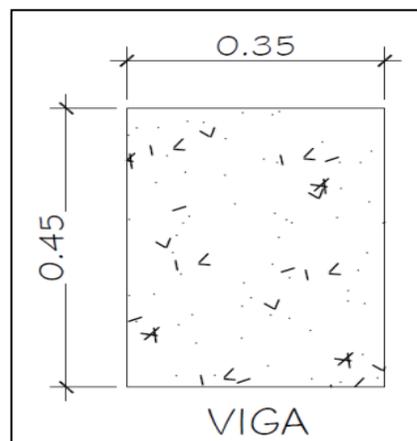
De estos dos valores adquiridos se selecciona el mayor y por cuestiones de diseño se propone un peralte $h = 0,45 \text{ m}$.

$$b = 0,3 = 0,3(0,45\text{m}) = 0,14 \text{ m}$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

El valor de b más pequeño es $0,14 \text{ m}$, por lo que la base de la viga no debe ser menor al mismo. Por lo tanto se propone una base de $0,35 \text{ m}$.

Figura 2. **Sección de viga predimensionada**

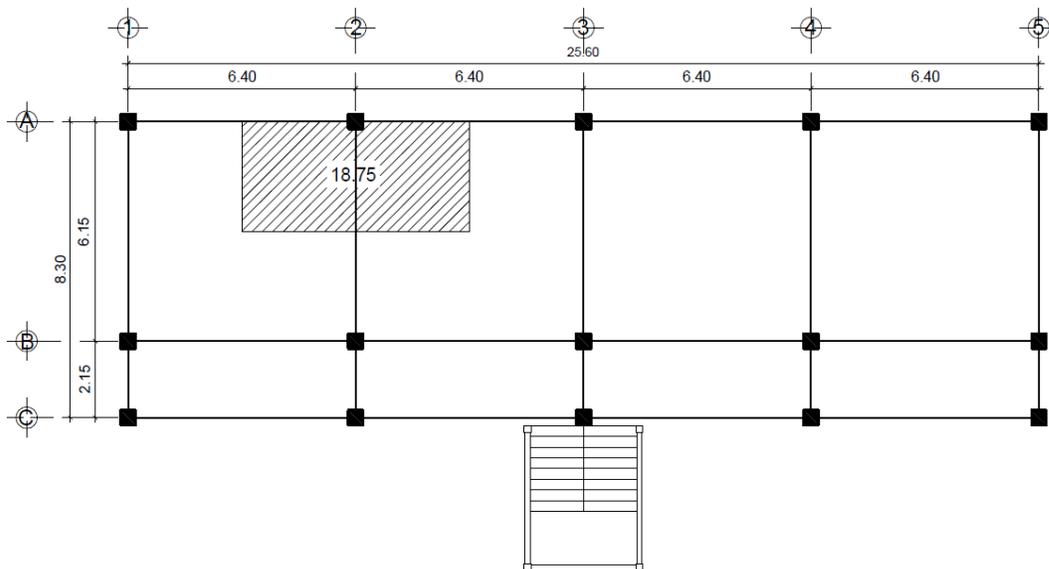


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.3.1.3. Predimensionamiento de columnas

El método que se utiliza para predimensionar las columnas está basado en el cálculo de la carga axial aplicada a la columna crítica, es decir, la carga axial que soporta la columna del tercer nivel más la del segundo nivel más la del primer nivel. Esto por medio de la ecuación (10-2) del Código ACI-05 sección 10.3.6.2. Dicha ecuación permitirá calcular el área aproximada para la sección de la columna utilizando el área de acero mínimo. Cabe resaltar que no toma en cuenta los efectos producidos por la carga de sismo, ni los efectos de esbeltez.

Figura 3. Área tributaria de columna crítica (At)



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

En el tercer nivel se utilizará una carga viva de 75 kg/m², una carga muerta por acabados e instalaciones de 50 kg/m², carga muerta de azotea 150 kg/m². En el segundo y primer nivel una carga viva de 200 kg/m² y una carga muerta por acabados, instalaciones y muros de 250 kg/m², haciendo énfasis en que las cargas deben ser mayoradas mediante la ecuación C-1: $CU=1,4CM+1,7CV$ del Código ACI-05 apéndice y sección C.2.1.

- Carga axial última en el tercer nivel

$$Pu3n = 1,4(CM*At + \text{peso de las vigas dentro del área tributaria}) + 1,7(CV)*At$$

$$Pu3n = 1,4(CM*At + b*h*L * \gamma_c) + 1,7(CV)*At$$

$$Pu3n = 1,4[(50 \text{ kg/m}^2 + 150 \text{ kg/m}^2) * 18,75 \text{ m}^2 + 0,45 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 9,25 \text{ m}^2 * 400 \text{ kg/m}^3] + 1,7(75 \text{ kg/m}^2) * 18,75 \text{ m}^2$$

$$Pu3n = 8\,746 \text{ kg} + 2\,390,625 \text{ kg} = 11\,136,625 \text{ kg}$$

- Carga axial última en el segundo nivel

$$Pu2n = 1,4[(CM + CM_{\text{losa}}) * At + \text{peso de vigas}] + 1,7(CV)*At$$

$$Pu2n = 1,4[(350 \text{ kg/m}^2 + 0,14 \text{ m}^2 * 400 \text{ kg/m}^3) * 18,75 \text{ m}^2 + 0,45 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 9,25 \text{ m}^2 * 400 \text{ kg/m}^3] + 1,7(200 \text{ kg/m}^2) * 18,75 \text{ m}^2$$

$$Pu2n = 21\,504 \text{ kg} + 6\,375,00 \text{ kg} = 27\,879,00 \text{ kg}$$

- Carga axial última en el primer nivel

$$Pu2n = 1,4[(CM + CM_{\text{losa}}) * At + \text{peso de vigas}] + 1,7(CV)*At$$

$$Pu2n = 1,4[(350 \text{ kg/m}^2 + 0,14 \text{ m}^2 * 400 \text{ kg/m}^3) * 18,75 \text{ m}^2 + 0,45 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 9,25 \text{ m}^2 * 400 \text{ kg/m}^3] + 1,7(200 \text{ kg/m}^2) * 18,75 \text{ m}^2$$

$$Pu2n = 21\,504 \text{ kg} + 6\,375,00 \text{ kg} = 27\,879,00 \text{ kg}$$

- Carga axial última total

$$P_u = P_{u3n} + P_{u2n} + P_{u1n}$$

$$P_u = 11\,136,625 \text{ kg} + 27\,879,00 \text{ kg} + 27\,879,00 \text{ kg} = 66\,894,625 \text{ kg}$$

Calculando el área de la sección de la columna con la ecuación (10-2) del Código ACI-05 sección 10.3.6.2:

$$P_u = 0,70 \cdot 0,80 [(0,85 \cdot f'_c (A_g - A_s) + f_y \cdot A_s)]$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 0,01 \cdot A_g \sim 0,06 A_g, \text{ según el Código ACI-05 sección 21.4.3.2.}$$

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando $A_s = 0,01 A_g$ y sustituyendo los valores se tiene:

$$P_u = 0,70 \cdot 0,80 [(0,85 \cdot f'_c (A_g - 0,01 A_g) + f_y \cdot 0,01 A_g)]; \text{ despejando para } A_g:$$

$$A_g = \frac{P_u}{0,70 \cdot 0,80 [0,85 \cdot f'_c (1 - 0,01) + f_y \cdot 0,01]}$$

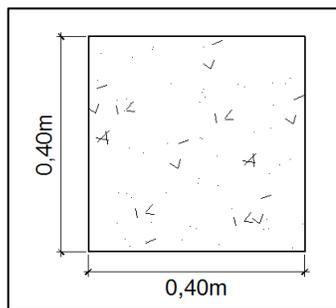
$$A_g = \frac{66\,894,625 \text{ kg}}{0,70 \cdot 0,80 [0,85 \cdot 280 \text{ kg/cm}^2 (1 - 0,01) + 4\,200 \text{ kg/cm}^2 \cdot 0,01]}$$

$$A_g = \frac{66\,894,625 \text{ kg}}{155,47 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_g = 430,27 \text{ cm}^2$$

Por lo que una columna cuadrada de 0,21 metros de cada lado bastaría para cubrir el área del cálculo anterior. Pero el Código ACI-05 en la sección 21.4.1.1 requiere que la dimensión más pequeña de la sección de una columna no debe ser menor a 0,30 metros. Por lo que se propone utilizar una columna cuadrada de 0,40 metros por lado, debido a que la ecuación (10-2) del Código ACI-05 no toma en cuenta los efectos producidos por la carga de sismo ni la esbeltez.

Figura 4. **Sección de columna predimensionada**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.3.1.4. Predimensionamiento de cimientos

Se utilizarán zapatas de dos tipos: concéntricas y combinadas. El predimensionamiento del área de la zapata se realiza determinando una carga de servicio. Está conformada por la carga axial que recibe la columna del primer nivel y el peso propio de la misma.

Valor soporte del suelo (V_s) = 35,21 ton/m²

Desplante de cimentación propuesto (D) = 1,50 m

$$P_u = 66,89 \text{ ton}$$

$$F_{CU} = 1,4763$$

- Zapata concéntrica

Para el cálculo del área de la zapata se utilizan las cargas de servicio. Por lo tanto, se dividen la carga última y los momentos últimos dentro del factor de carga FCU. Para este caso se utilizó los datos críticos de PU.

$$P' = (P_u/F_{CU}) + (0,4 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 4,55 \text{ m} \cdot 2,4 \text{ ton/m}^3) = \\ (75,736 \text{ ton} / 1,4763) + 1,7472 \text{ ton} = 53,05 \text{ ton}$$

$$M'_x = M_x/F_{CU} = 11,393 \text{ ton-m} / 1,4763 = 7,717 \text{ ton-m}$$

$$M'_y = M_y/F_{CU} = 17,332 \text{ ton-m} / 1,4763 = 11,740 \text{ ton-m}$$

- Área de la zapata (A_z)

$$A_z = \frac{1,5 \cdot P'}{V_s} = \frac{1,5 \cdot 53,05 \text{ ton}}{35,21 \text{ ton/m}^2} = 2,26 \text{ m}^2$$

Por lo que para cubrir el área anteriormente calculada se diseñará una zapata cuadrada de 1,90 m * 1,90 m, cubriendo un área de 3,61 m².

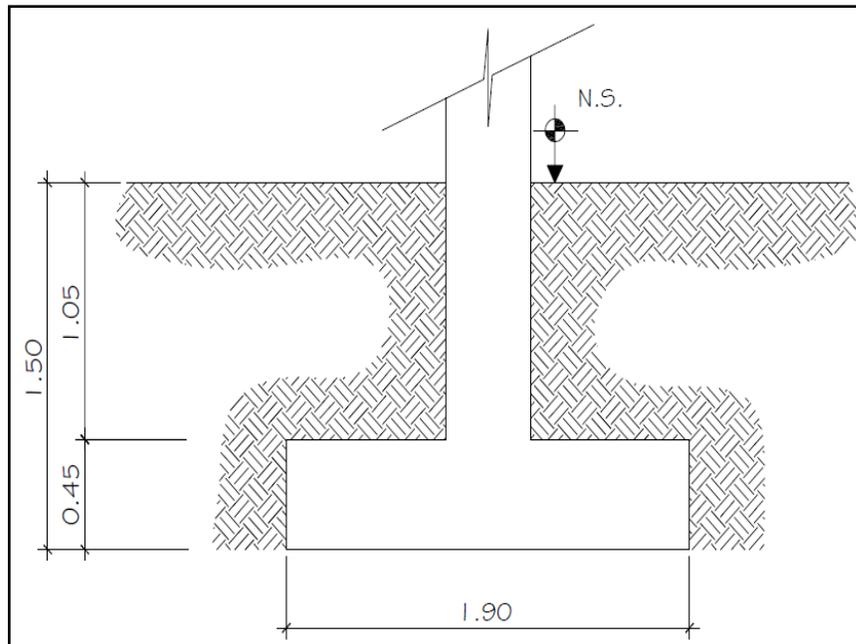
Para calcular el espesor (e) de la zapata se debe tomar en cuenta que este sea resistente tanto al corte simple, como al punzonamiento provocado por la columna y las cargas actuantes.

Según el Código ACI-05 sección 7.7.1 inciso a) el recubrimiento del refuerzo para zapatas no debe ser menor a 7,5 centímetros. También tiene que tomarse en cuenta lo dispuesto en la sección 15.7: el espesor o altura de las

zapatas sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 0,15 metros para zapatas apoyadas sobre el suelo.

$e_{\text{mínimo}} = 0,15 \text{ m} + 0,075 \text{ m} = 0,225 \text{ m}$; por lo que se propone un espesor $e=0,45$ metros.

Figura 5. **Zapata cuadrada predimensionada**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Zapata combinada: se predimensiona y diseña en el apartado 2.1.4 diseño estructural.

2.1.3.2. Cargas aplicadas a marcos dúctiles

Las cargas que actúan sobre la estructura se dividen de acuerdo a su dirección de aplicación en verticales y horizontales. Cabe resaltar que en los subíndices siguientes se realizarán los cálculos para los marcos B y 2, aclarando que debe realizarse el mismo procedimiento para todos los marcos.

2.1.3.2.1. Cargas verticales

Las cargas verticales aplicadas a los marcos dúctiles también son llamadas cargas por gravedad. Están divididas en cargas muertas y cargas vivas.

- Cargas muertas: son aquellas cargas permanentes que actúan durante toda la vida de la estructura. Incluyen todos los elementos estructurales que componen una edificación como losas, vigas, columnas, muros, techos y los elementos arquitectónicos como ventanas, puertas, acabados, divisiones permanentes, instalaciones, entre otros. Estas cargas se determinan con bastante exactitud dependiendo de los materiales que se utilicen, a partir de las densidades y tamaños.

Para este edificio se utilizan las siguientes cargas muertas:

Peso específico del concreto = 2 400 kg/m³

Muros, ventanas y puertas = 200 kg/m²

Acabados e instalaciones = 50 kg/m²

- 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. Dentro de estos están el peso de las personas, mobiliario, equipo, maquinaria, entre otros.

Para esta edificación se utilizan las siguientes cargas vivas:

Centros educativos	= 500 kg/m ²
Pasillos	= 200 kg/m ²
Azotea	= 75 kg/m ²

La siguiente tabla propone valores de carga viva para diferentes tipos de ocupación o usos, según la Norma Agies.

Tabla II. Cargas vivas de uso frecuente

Tipo de ocupación o uso	Wv (Kg/m ²)
Oficina	
Pasillos y escaleras	300
Oficinas	250
Áreas de cafetería	500
Hospitales	
Pasillos	500
Clínicas y encamamiento	250
Servicios médicos y laboratorio	350
Farmacia	500
Escaleras	500
Cafetería y cocina	500
Hoteles	
Habitaciones	200
Servicios y áreas públicas	500
Educativos	
Aulas	200
Pasillos y escaleras	500
Salones de lectura de biblioteca	200
Área de estanterías de biblioteca	700
Reunión	
Escaleras privadas	300
Escaleras públicas	500
Balcones	500
Vestíbulos públicos	500
Plazas a nivel de la calle	500
Salones con asiento fijo	300
Salones sin asiento fijo	500
Escenarios y circulaciones	500

Continuación de la tabla II.

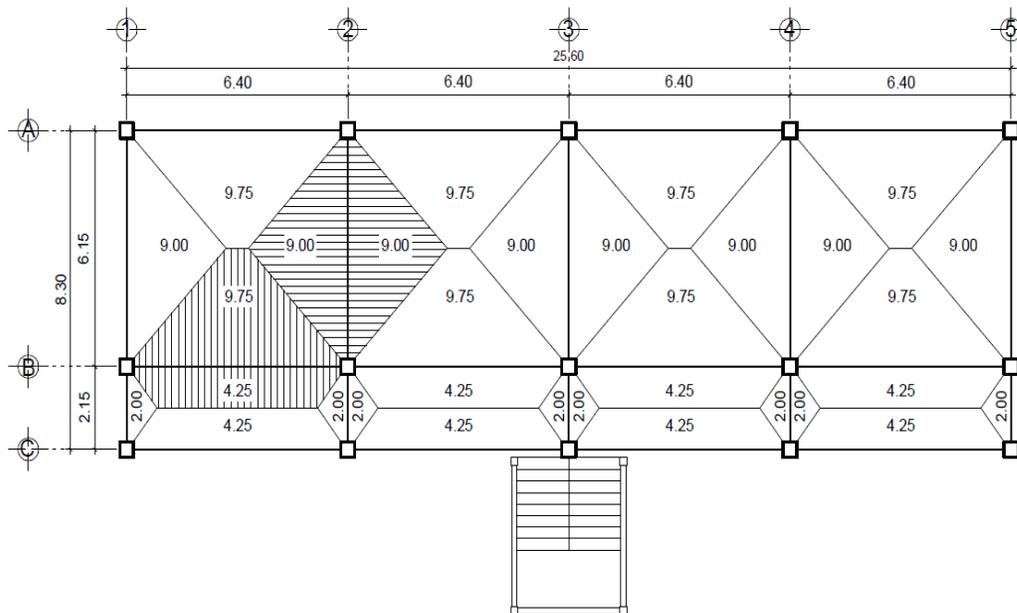
Garajes	
Garajes para automóviles de pasajeros	250
Garajes para vehículos de carga (2000 kg)	500 750
Rampas de uso colectivo	500
Corredores de circulación	500
Servicio y reparación	
Instalaciones deportivas públicas	500
Zonas de circulación	400
Zonas de asientos	800
Zonas sin asientos	Depende del tipo de
Canchas deportivas	cancha
Almacenes	500
Minoristas	600
Mayoristas	
Bodegas	600
Cargas livianas	1 200
Cargas pesadas	
Fábricas	500
Industrias livianas	1 000
Industrias pesadas	
Cubiertas pesadas	200
Azoteas de concreto con acceso	100
Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas	75 (proyección horizontal)
Azoteas con inclinación mayor de 20°	500
Cubiertas usadas para jardín o reuniones	
Cubiertas livianas	50 (proyección horizontal)
Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, y otros. (aplica a la estructura que soporta la cubierta final)	

Fuente: Agies. *Normas de Seguridad Estructural (NSE) 2-10*. Tabla 3-1. p. 6.

2.1.3.2.2. Integración de cargas verticales

La integración de cargas consiste en determinar el peso muerto y vivo que soportará la estructura por cada metro lineal. Se calculará la integración de cargas para los ejes B y 2, seleccionando una viga por cada eje. El mismo procedimiento se aplicó a las vigas de todos los ejes de la estructura.

Figura 6. Área tributaria de planta típica



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Eje B – viga 1-2
 - Primer nivel = segundo nivel

Altura de muro = 3,05 m

Espesor de losa (t) = 0,14 m

Sección de viga (b*h) = 0,35 m * 0,45 m

Peso específico del concreto $\gamma_c = 2\,400 \text{ kg/m}^3$

Peso de muros, ventanas y puertas = 200 kg/m^2

Peso de acabados e instalaciones = 50 kg/m^2

Carga viva en aulas = 200 kg/m^2

Carga viva en pasillos = 500 kg/m^2

- Carga muerta

$$CM_{B1-2} = P_{\text{losa}} + P_{\text{viga}} + P_{\text{muros}} + P_{\text{acabados}} = 1\,852,54 \text{ kg/m}$$

$$P_{\text{losa}} = \left[0,14 \text{ m} * (9,75 \text{ m} + 4,25 \text{ m}) * 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right] / 6,25 \text{ m} = 752,64 \text{ kg/m}$$

$$P_{\text{viga}} = 0,35 \text{ m} * 0,45 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 378,00 \text{ kg/m}$$

$$P_{\text{muros+ventanas}} = 3,05 \text{ m} * (200 \text{ kg}) = 610,00 \text{ kg/m}$$

$$P_{\text{acabados}} = (50 \text{ kg/m}^2 * 14 \text{ m}^2) / 6,25 \text{ m} = 112,00 \text{ kg/m}$$

- Carga viva

$$CV_{B1-2} = (200 \text{ kg/m}^2 * 9,75 \text{ m}^2) / 6,25 \text{ m} = 780,00 \text{ kg/m}$$

$$(500 \text{ kg/m}^2 * 4,25 \text{ m}^2) / 6,25 \text{ m} = 136,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total carga viva} = 916,00 \text{ kg/m}$$

- Tercer nivel

Sección de viga (b*h) = 0,35 * 0,45

Peso específico del concreto $\gamma_c = 2\,400 \text{ kg/m}^3$

Peso de acabados e instalaciones = 50 kg/m²

Carga viva = 75 kg/m²

- Carga muerta

$$CM_{B1-2} = P_{losa} + P_{viga} + P_{muros} + P_{acabados} = 1\,298,64 \text{ kg/m}$$

$$P_{losa} = \left[0,14 \text{ m} * (9,75 \text{ m} + 4,25 \text{ m}) * 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right] / 6,25 \text{ m} = 752,64 \text{ kg/m}$$

$$P_{viga} = 0,35 \text{ m} * 0,45 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 378,00 \text{ kg/m}$$

$$P_{acabados} = (75 \text{ kg/m}^2 * 14 \text{ m}^2) / 6,25 \text{ m} = 168,00 \text{ kg/m}$$

- Carga viva

$$CV_{B1-2} = (75 \text{ kg/m}^2 * 14 \text{ m}^2) / 6,25 \text{ m} = 168,00 \text{ kg/m}$$

- Eje 2 – viga A-B

- Primer nivel = segundo nivel

- Carga muerta

$$CM_{2A-B} = P_{losa} + P_{viga} + P_{muros} + P_{acabados} = 2\,136,00 \text{ kg/m}$$

$$P_{losa} = \left[0,14 \text{ m} * 18,00 \text{ m} * 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right] / 6,00 \text{ m} = 1\,008,00 \text{ kg/m}$$

$$P_{viga} = 0,35 \text{ m} * 0,45 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 378,00 \text{ kg/m}$$

$$P_{muros+ventanas} = 3,05 \text{ m} * (200 \text{ kg}) = 610,00 \text{ kg/m}$$

$$P_{acabados} = (50 \text{ kg/m}^2 * 18 \text{ m}^2) / 6,00 \text{ m} = 150,00 \text{ kg/m}$$

- Carga viva

$$CV_{2A-B} = (200 \text{ kg/m}^2 * 18,00 \text{ m}^2) / 6,00 \text{ m} = 600,00 \text{ kg/m}$$

- Tercer nivel

Sección de viga (b*h) = 0,35 * 0,45

Peso específico del concreto $\gamma_c = 2\,400 \text{ kg/m}^3$

Peso de acabados e instalaciones = 50 kg/m^2

Carga viva = 75 kg/m^2

- Carga muerta

$$CM_{2A-B} = P_{losa} + P_{viga} + P_{muros} + P_{acabados} = 1\,536,00 \text{ kg/m}$$

$$P_{losa} = \left[0,14 \text{ m} * 18,00 \text{ m} * 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right] / 6,00 \text{ m} = 1\,008,00 \text{ kg/m}$$

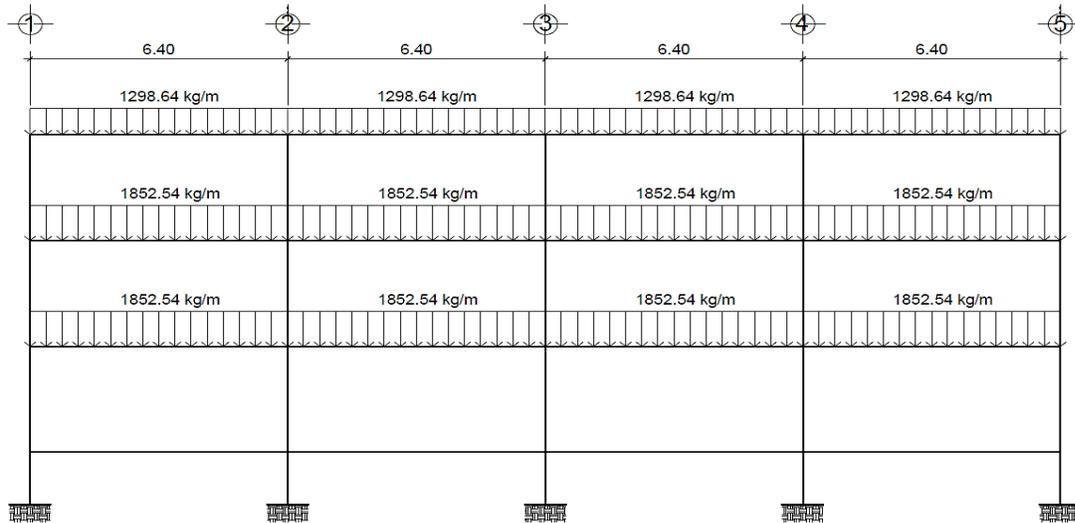
$$P_{viga} = 0,35 \text{ m} * 0,45 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 378,00 \text{ kg/m}$$

$$P_{acabados} = (50 \text{ kg/m}^2 * 18 \text{ m}^2) / 6,00 \text{ m} = 150,00 \text{ kg/m}$$

- Carga viva

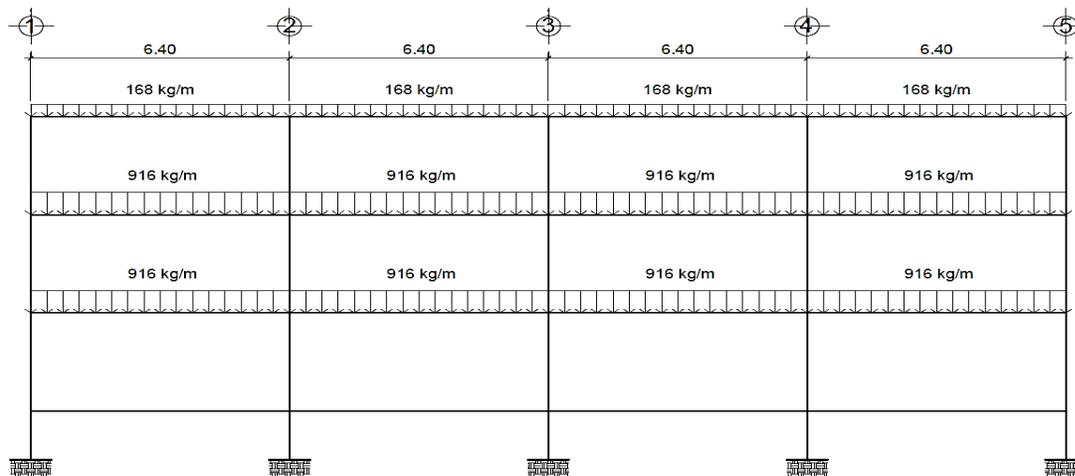
$$CV_{2A-B} = (75 \text{ kg/m}^2 * 18,00 \text{ m}^2) / 6,00 \text{ m} = 225,00 \text{ kg/m}$$

Figura 7. Carga muerta distribuida marco B



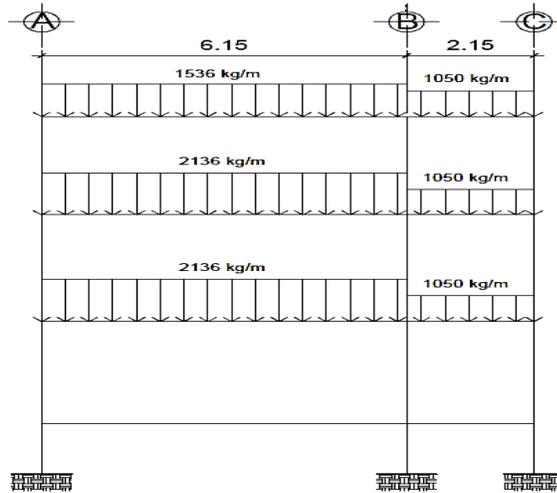
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 8. Carga viva distribuida marco B



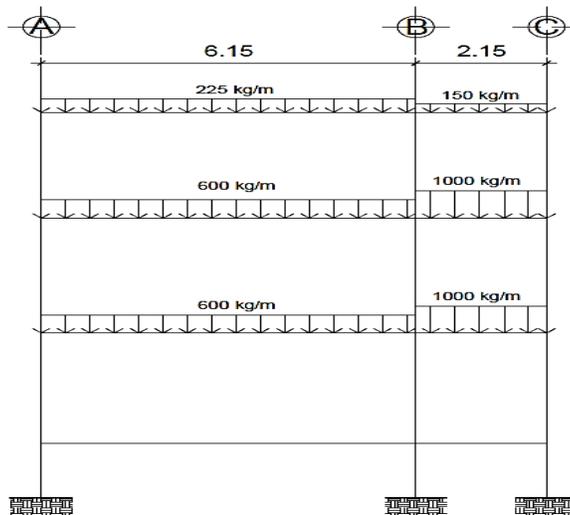
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 9. **Carga muerta distribuida marco 2**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 10. **Carga viva distribuida marco 2**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.3.2.3. Cargas horizontales

Las cargas horizontales en una estructura pueden ser producidas por las fuerzas laterales que provocan los fenómenos naturales como el viento, un sismo o la presión que genera el agua o el suelo. La dirección de estas fuerzas se asume perpendicular a la fuerza de gravedad.

Para este proyecto se tomará en cuenta únicamente la fuerza provocada por un sismo. Esto debido a que Guatemala está clasificada como zona de alto riesgo sísmico.

Un sismo produce fuerzas dinámicas sobre una estructura, las cuales no pueden ser determinadas con exactitud en magnitud ni dirección. Para esto existen métodos aproximados que calculan el esfuerzo cortante que el sismo pueda producir en la base de la estructura y luego lo distribuye como fuerzas laterales estáticas en todos los niveles. A este esfuerzo se le conoce como cortante basal y a continuación será calculado por el método de: esfuerzo de corte basal para diseño, del código uniforme de la edificación (UBC).

- Esfuerzo de corte basal para diseño (sección 1630.2.1. UBC-97)

El esfuerzo de corte basal total de diseño en una dirección debe calcularse por lo establecido en la siguiente fórmula (30-4 UBC-97):

$$V = \frac{C_v I}{R T} W$$

Dicho esfuerzo de corte basal total de diseño no debe exceder lo dispuesto en la siguiente fórmula (30-5 UBC-97):

$$V = \frac{2,5 C_a I}{R} W$$

Ni debe ser menor al cálculo de la siguiente fórmula (30-6 UBC-97):

$$V = 0,11 C_a I W$$

Además, para edificaciones ubicadas en la zona sísmica 4, el esfuerzo de corte basal total de diseño no debe ser menor a lo dispuesto en la siguiente fórmula (30-7 UBC-97):

$$V = \frac{0,8 Z N_v I}{R} W$$

En donde:

V = esfuerzo de corte basal total de diseño en una dirección.

C_v = coeficiente de sismicidad: debe determinarse con base en a la tabla (16-R UBC-97). En dicha tabla este valor depende del tipo de perfil del suelo en donde se cimentará la edificación, el perfil del suelo para este proyecto es S_D de acuerdo a lo establecido en la sección (1632.2 UBC-97). El coeficiente también depende del factor de zona sísmica Z .

$$C_v = 0,64 N_v$$

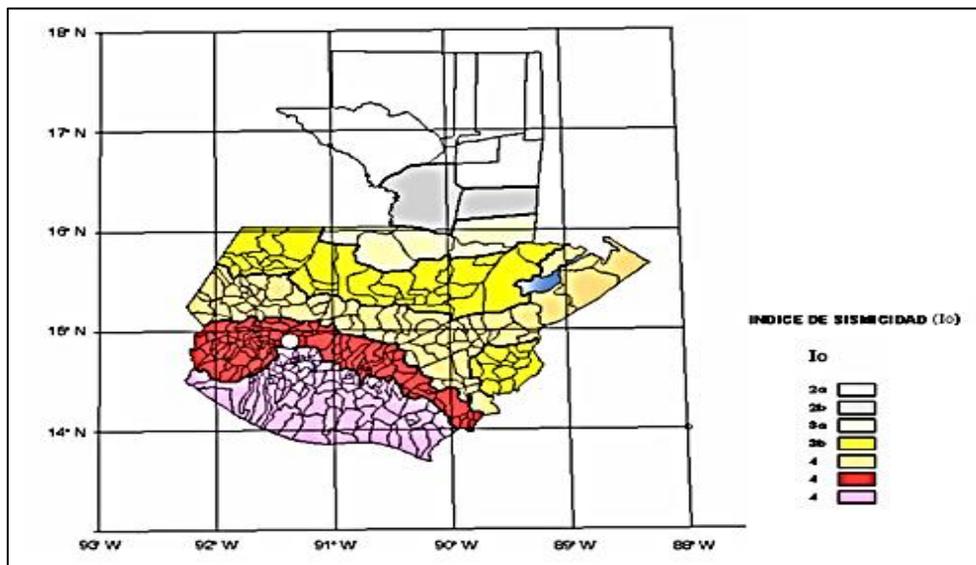
$$C_v = 0,64 (1) = 0,64$$

N_v = factor de cercanía a la fuente: se obtiene de la tablas (16-T y 16-U UBC-97), determinando que tan cercanas son las fallas sísmicas a la ubicación donde se construirá la estructura. Para este proyecto se estableció que en

el lugar existe una relación baja de actividad sísmica constante. Por lo tanto para cualquier distancia próxima al lugar de origen conocido del sismo el factor de cercanía a la fuente es $N_v=1$.

Z = factor de zona sísmica: se determina ubicando la zona en donde se construirá la edificación. Esta también es conocida como índice de sismicidad (I_o). La ubicación de este proyecto es en la Aldea Barraneché, Totonicapán. Por lo tanto, la zona sísmica es la número 4 según el mapa de zonificación sísmica siguiente. De la figura 11 se determina que el factor de zona sísmica es $Z = 0,40$.

Figura 11. **Zonificación sísmica para la República de Guatemala**



Fuente: Agies. *Normas de Seguridad Estructural (NSE) 2-10. Figura 4-1. p.14.*

I = factor de importancia sísmica: dependerá del uso que se le dará a la estructura, este valor se determina mediante la tabla (16-K UBC-97). En

dicha tabla se escoge la categoría de estructuras para destinos estándar y el factor de importancia sísmica es $I=1$.

R = coeficiente numérico representativo de la sobre resistencia inherente y capacidad de ductilidad global de los sistemas estructurales resistentes a fuerzas laterales: se determina mediante la tabla (16-N UBC-97) eligiendo el sistema estructural a utilizar. Para este proyecto el sistema estructural básico es: sistema de estructuras resistentes a momentos, y la descripción es: estructuras especiales de marcos rígidos de hormigón resistentes a momentos. Por lo tanto $R= 8,5$.

T = período de vibración elástico fundamental: este valor depende de la altura de la edificación y del sistema estructural a utilizar. Se calculará con lo dispuesto por el método A en la sección (1630.2.2. UBC-97) y mediante la siguiente fórmula (30-8).

$$T = C_t(h_n)^{3/4}$$
$$T = 0,0731 (8,5)^{3/4} = 0,3638996 \text{ segundos}$$

$C_t = 0,0731$, para pórticos de hormigón reforzado resistente a momentos
 $h_n = 8,5$ m, altura total de la edificación

C_a = coeficiente sísmico: está en función del tipo de suelo (S_D) y del factor de zona sísmica ($Z=0,40$), y se determina mediante la tabla (16-Q UBC-97).

$$C_a = 0,44N_a$$
$$C_a = 0,44 (1) = 0,44$$

N_a = factor de cercanía a la fuente de origen: se obtiene de las tablas (16-S y 16-U UBC-97). Para este proyecto se estableció que en el lugar existe una relación baja de actividad sísmica constante. Por lo tanto, para cualquier distancia próxima a la fuente del sismo conocida el factor de cercanía a la fuente de origen es $N_a=1$.

W = carga muerta sísmica total: es el peso del edificio total y se calcula a continuación:

- Peso total del tercer nivel (W_{N3})

$$W_{\text{losa}} = 0,14 \text{ m} * 25,75 \text{ m} * 8,45 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 73\,109,40 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = 0,40 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * 1,53 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 * 15 = 8\,784,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = 0,45 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 115 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 43\,470,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros y ventanas}} = 200 \text{ kg/m}^2 * 1,30 \text{ m} * 50 \text{ m} = 13\,000,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros y ventanas}} = 200 \text{ kg/m}^2 * 1,30 \text{ m} * 30 \text{ m} = 7\,800,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{acabados e instalaciones}} = 50 \text{ kg/m}^2 * 217,58 \text{ m}^2 = 10\,879,38 \text{ kg}$$

$$W_{N3} = 157\,042,78 \text{ kg}$$

- Peso total del segundo nivel = (W_{N2})

$$W_{\text{losa}} = 0,14 \text{ m} * 25,75 \text{ m} * 8,45 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 73\,109,40 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = 0,40 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * 3,40 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 * 15 = 19\,584,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = 0,45 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 115 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 43\,470,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros y ventanas}} = 200 \text{ kg/m}^2 * 1,30 \text{ m} * 50 \text{ m} = 13\,000,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros y ventanas}} = 200 \text{ kg/m}^2 * 2,60 \text{ m} * 30 \text{ m} = 15\,600,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{acabados e instalaciones}} = 50 \text{ kg/m}^2 * 217,58 \text{ m}^2 = 10\,879,38 \text{ kg}$$

$$W_{N2} = 175\,642,78 \text{ kg}$$

- Peso total del segundo nivel = (W_{N2})

$$W_{losa} = 0,14 \text{ m} * 25,75 \text{ m} * 8,45 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 73\,109,40 \text{ kg}$$

$$W_{columnas} = 0,40 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * 3,40 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 15 = 19\,584,00 \text{ kg}$$

$$W_{vigas} = 0,45 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 115 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 43\,470,00 \text{ kg}$$

$$W_{muros\ y\ ventanas} = 200 \text{ kg/m}^2 * 1,30 \text{ m} * 50 \text{ m} = 13\,000,00 \text{ kg}$$

$$W_{muros\ y\ ventanas} = 200 \text{ kg/m}^2 * 2,60 \text{ m} * 30 \text{ m} = 15\,600,00 \text{ kg}$$

$$W_{acabados\ e\ instalaciones} = 50 \text{ kg/m}^2 * 217,58 \text{ m}^2 = 10\,879,38 \text{ kg}$$

$$W_{N2} = 175\,642,78 \text{ kg}$$

- Peso total del edificio

$$W = W_{N3} + W_{N2} + W_{N1}$$

$$W = 157\,042,78 \text{ kg} + 175\,642,78 \text{ kg} + 175\,642,78 \text{ kg}$$

$$W = 508\,328,33 \text{ kg}$$

- Cálculo del esfuerzo de corte basal para diseño

El esfuerzo de corte basal total de diseño es:

$$V = \frac{C_v I}{R T} W$$

$$V = \frac{0,64 * 1}{8,5 * 0,3638996} * 508\,328,33 = 105\,177,73 \text{ kg}$$

El cálculo anterior del corte basal total de diseño no debe exceder:

$$V = \frac{2,5 C_a I}{R} W$$

$$V = \frac{2,5 * 0,44 * 1}{8,5} * 508\ 328,33 = 65\ 783,67 \text{ kg}$$

Ni debe ser menor a:

$$V = 0,11 C_a I W$$

$$V = 0,11 * 0,44 * 1 * 508\ 328,33 = 24\ 603,09 \text{ kg}$$

Además, para edificaciones ubicadas en la zona sísmica 4, el esfuerzo de corte basal total de diseño no debe ser menor a:

$$V = \frac{0,8 Z N_v I}{R} W$$

$$V = \frac{0,8 * 0,40 * 1 * 1}{8,5} * 508\ 328,33 = 19\ 137,07 \text{ kg}$$

En conclusión, el esfuerzo de corte basal total de diseño es: $V = 65\ 783,76 \text{ kg}$.

- Repartición del esfuerzo de corte basal total de diseño por nivel

El esfuerzo cortante basal total de diseño debe distribuirse sobre la altura de la edificación. Este debe corresponderle un porcentaje, de dicho cortante, a cada nivel de la estructura. Lo anterior de acuerdo a la siguiente fórmula (30-13 UBC-97):

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

La fuerza concentrada (F_t) en la parte superior de la estructura debe determinarse con la fórmula (30-14 UBC-97):

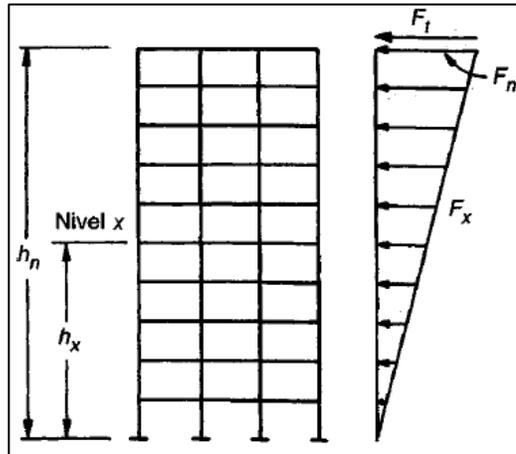
$$F_t = 0,07 T V$$

El valor de T utilizado con el propósito de calcular la fuerza F_t debe ser el período que corresponde al esfuerzo de corte basal de diseño calculado utilizando la fórmula (30-4 UBC-97). La fuerza concentrada (F_t) no debe exceder de $0,25 V$ y puede considerarse cero cuando T sea $0,7$ segundos o menor.

La parte restante del esfuerzo cortante basal debe distribuirse sobre la altura de la estructura incluyendo el nivel n , de acuerdo a la siguiente fórmula (30-15 UBC-97):

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

Figura 12. Fuerzas de carga lateral mínima de diseño



Fuente: NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 654.

Al final el esfuerzo cortante de diseño por nivel V_x , en cualquier nivel es la suma de las fuerzas F_t y F_x sobre ese piso.

$$V_x = F_t + F_x$$

Como $T = 0,3638996$ segundos $< 0,7$ segundos; entonces $F_t = 0$, por lo que el cálculo para el esfuerzo cortante total por nivel es:

$$V_x = F_x$$

Por lo que el esfuerzo cortante de diseño por nivel se calcula con:

$$V_x = \frac{V w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

En donde:

V = esfuerzo de corte basal total de diseño

w_x = peso del nivel en análisis

h_x = altura del nivel en análisis

- Esfuerzo cortante de diseño en el tercer nivel

$$V = 65\,783,76 \text{ kg}$$

$$W_{3N} = 157\,642,78 \text{ kg}$$

$$H_{3N} = 10,65 \text{ m}$$

$$V_{3N} = \frac{65\,783,67 \text{ kg} * 157\,042,78 \text{ kg} * 10,65 \text{ m}}{(157\,642,78 \text{ kg} * 10,65 \text{ m} + 175\,642,78 \text{ kg} * 7,60 \text{ m} + 175\,642,78 \text{ kg} * 4,55 \text{ m})}$$

$$V_{3N} = 28\,903,63 \text{ kg}$$

- Esfuerzo cortante de diseño en el segundo nivel

$$V = 65\,783,76 \text{ kg}$$

$$W_{2N} = 175\,642,78 \text{ kg}$$

$$H_{2N} = 7,60 \text{ m}$$

$$V_{2N} = \frac{65\,783,67 \text{ kg} * 175\,642,78 \text{ kg} * 7,60 \text{ m}}{(157\,642,78 \text{ kg} * 10,65 \text{ m} + 175\,642,78 \text{ kg} * 7,60 \text{ m} + 175\,642,78 \text{ kg} * 4,55 \text{ m})}$$

$$V_{2N} = 23\,068,99 \text{ kg}$$

- Esfuerzo cortante de diseño en el primer nivel

$$V = 65\,783,76 \text{ kg}$$

$$W_{1N} = 175\,642,78 \text{ kg}$$

$$H_{1N} = 7,60 \text{ m}$$

$$V_{1N} = \frac{65\,783,67 \text{ kg} * 175\,642,78 \text{ kg} * 4,55 \text{ m}}{(157\,642,78 \text{ kg} * 10,65 \text{ m} + 175\,642,78 \text{ kg} * 7,60 \text{ m} + 175\,642,78 \text{ kg} * 4,55 \text{ m})}$$

$$V_{1N} = 13\,811,04 \text{ kg}$$

- Repartición del esfuerzo cortante de diseño de cada nivel dentro del total de marcos

El esfuerzo cortante de diseño de cada nivel debe distribuirse dentro del total de marcos. Esto dependiendo de la distribución de la rigidez de cada elemento vertical que componga el marco y de la existencia, o no, de simetría en la estructura.

Si no existe simetría en la estructura es muy probable que existan excentricidades dentro del centro de rigidez y el centro de masa. Esto provocará que existan fuerzas torsionales en los marcos que tengan mayor excentricidad. Por lo tanto, estos marcos experimentarán una fuerza de marco (F_m) mayor y serán diseñados para soportar mayores cargas.

La excentricidad (e) está dada por la diferencia entre el centro de masa y el centro de rigidez:

$$e = | \text{CM} - \text{CR} |$$

En donde:

e = excentricidad

CM = centro de masa

CR = centro de rigidez

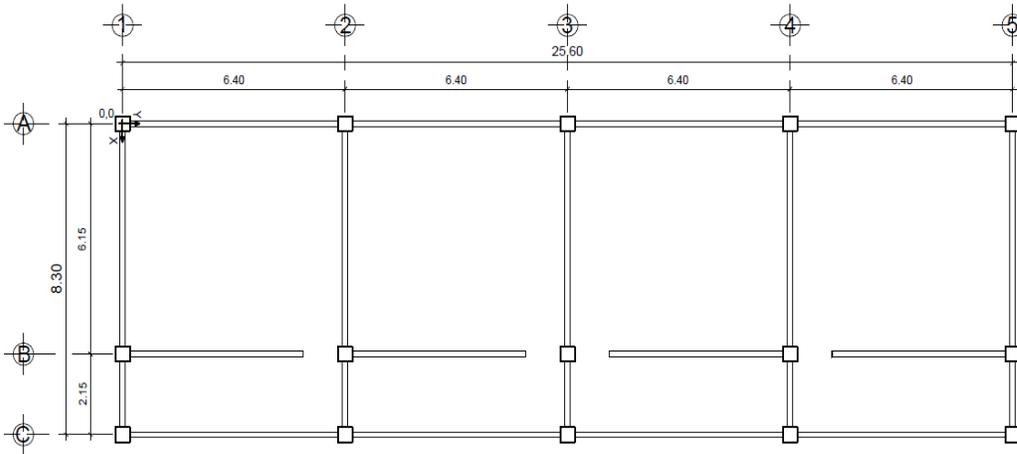
La excentricidad mínima (e_{\min}) está dada por:

$e_{\min} = 0,05B$ donde B es la base perpendicular al sentido donde se está analizando la estructura:

Para determinar si existe excentricidad, a continuación se calcularán los centros de masa y rigidez respectivamente. Esto utilizando como punto de referencia u origen el centro de la columna A1.

Se muestra en la figura 12, la ubicación de los elementos estructurales principales de los dos niveles: columnas, vigas y losas. Estos son necesarios para el cálculo de los centros de masa y rigidez.

Figura 13. **Distribución de columnas, vigas y losas**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Centro de masa (CM)

Se considera el peso de cada elemento actuando directamente en su centroide. En este caso solo se utilizará el área de cada elemento, ya que todos los elementos son de concreto y el peso específico puede considerarse como 1.

La sumatoria de los productos del área del elemento por la distancia del origen (0,0) a su centroide, dividido dentro de la suma de todas las áreas calculadas en el respectivo nivel, dan como resultado la posición del centro de masa. A continuación se presentan las tablas en donde se calcularon los centros de masa del tercer, segundo y primer nivel.

Tabla III. Centro de masa

Elemento	\dot{X}	\dot{Y}	Área (A)	$\dot{X} * A$	$\dot{Y} * A$
Losa	4,150	12,800	212,480	881,792	2 719.744
Columna 1	0,000	0,000	0,160	0,000	0,000
Columna 2	6,150	0,000	0,160	0,984	0,000
Columna 3	8,300	0,000	0,160	1,328	0,000
Columna 4	0,000	6,400	0,160	0,000	1,024
Columna 5	6,150	6,400	0,160	0,984	1,024
Columna 6	8,300	6,400	0,160	1,328	1,024
Columna 7	0,000	12,800	0,160	0,000	2,048
Columna 8	6,150	12,800	0,160	0,984	2,048
Columna 9	8,300	12,800	0,160	1,328	2,048
Columna 10	0,000	19,200	0,160	0,000	3,072
Columna 11	6,150	19,200	0,160	0,984	3,072
Columna 12	8,300	19,200	0,160	1,328	3,072
Columna 13	0,000	25,600	0,160	0,000	4,096
Columna 14	6,150	25,600	0,160	0,984	4,096
Columna 15	8,300	25,600	0,160	1,328	4,096
Viga 1	4,150	0,000	1,453	6,028	0,000
Viga 2	4,150	6,400	1,453	6,028	9,296
Viga 3	4,150	12,800	1,453	6,028	18,592
Viga 4	4,150	19,200	1,453	6,028	27,888
Viga 5	4,150	25,600	1,453	6,028	37,184
Viga 6	0,000	12,800	4,480	0,000	57,344
Viga 7	6,150	12,800	4,480	27,552	57,344
Viga 8	8,300	12,800	4,480	37,184	57,344
			235,583	988,227	3 015,456

Fuente: elaboración propia.

$$CM_{x_{1N}} = \frac{\sum \dot{x} * A}{\sum A} = \frac{988,227 \text{ m}^3}{235,583 \text{ m}^2} = 4,19 \text{ m}$$

$$CM_{y_{1N}} = \frac{\sum \dot{y} * A}{\sum A} = \frac{3 015,456 \text{ m}^3}{235,583 \text{ m}^2} = 12,80 \text{ m}$$

- Centro de rigidez (CR)

Se considera la rigidez (K) de cada columna como 1. Esto porque todas poseen la misma sección y serán construidas con el mismo material.

Se calculará la rigidez de cada marco dependiendo del número de columnas que existan en el mismo. La sumatoria de los productos de la rigidez de cada marco por la distancia perpendicular al marco en análisis desde el origen (0,0) al marco, dividido dentro de la sumatoria de las rigideces de los marcos en análisis, dan como resultado la posición del centro de rigidez. A continuación se presentan las tablas en donde se calcularon los centros de rigidez del segundo y primer nivel.

Tabla IV. **Centro de rigidez eje x**

Marco	Columna (C)	K	C*K	L(m)	C*K*L
C	3	1	3	8,30	24,90
B	3	1	3	6,15	18,45
A	3	1	3	0,00	0,00
			9		43,35

Fuente: elaboración propia.

$$CR_{x1N} = \frac{\sum C \cdot K \cdot L}{\sum C \cdot K}$$

$$CR_{x2N} = \frac{43,35 \text{ m}^3}{9,00} = 4,82 \text{ M}$$

Tabla V. Centro de rigidez eje y

Marco	Columnas (C)	K	C*K	L(m)	C*K*L
1	5	1	5	25,60	128,00
2	5	1	5	19,20	96,00
3	5	1	5	12,80	64,00
4	5	1	5	6,40	32,00
5	5	1	5	0,00	0,00
			25		320,00

Fuente: elaboración propia.

$$CR_{y_{2N}} = \frac{\sum C*K*L}{\sum C*K}$$

$$CR_{y_{1N}} = \frac{320,00 \text{ m}^3}{25,00} = 12,80 \text{ m}$$

- Excentricidad (e)

Se calcularán las excentricidades directas para cada nivel y para cada eje coordinado con la expresión: $e = | CM - CR |$ y al mismo tiempo se determinará la excentricidad mínima $e_{\min} = 0,05B$. En el caso de que la excentricidad directa sea igual a cero, se tomará la excentricidad mínima como la excentricidad de diseño e_d . En el caso que la excentricidad directa sea diferente de cero, se comparará con la excentricidad mínima y se tomará como la excentricidad de diseño e_d la mayor entre las dos.

$$e_{x1N} = | 4,19 \text{ m} - 4,82 \text{ m} | = 0,62 \text{ m} \quad e_{\min} = 0,05(25,60 \text{ m}) = 1,28 \text{ m}$$

$$e_{y1N} = | 12,80 \text{ m} - 12,80 \text{ m} | = 0,00 \text{ m} \quad e_{\min} = 0,05(8,30 \text{ m}) = 0,415 \text{ m}$$

El cálculo de la fuerza horizontal que llega a cada marco en la fuerza por marco (F_m) cuando se obtiene una excentricidad directa igual a cero se realiza por medio de la suma algebraica de la fuerza por torsión fuerza rotacional (F_i'') y la fuerza directamente proporcional a la rigidez de los marcos fuerza traslacional (F_i'). Si existe excentricidad directa diferente de cero y $F_m < F_i'$, se debe tomar fuerza traslacional (F_i') como la fuerza del marco, si el valor de $F_m > F_i'$, la fuerza por marco será el valor de fuerza del marco analizado. Se utilizarán las siguientes fórmulas para determinar las fuerzas horizontales:

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

$$F_i' = \frac{K_m * F_n}{\sum K_m}$$

$$F_i'' = \frac{e_d * F_n}{E_i}$$

$$E_i = \frac{\sum (K_m * d_i^2)}{K_m * d_i}$$

En donde:

F_m = fuerza por marco

F_i' = fuerza traslacional

F_i'' = fuerza rotacional

K_m = rigidez del marco en análisis

F_n = fuerza por nivel

e_d = excentricidad

E_i = relación entre rigideces y brazo de cada marco

d_i = distancia entre el CR y el eje de cada marco considerado

A continuación se calculará la fuerza horizontal para cada marco del segundo y primer nivel respectivamente:

- Fuerzas por marco tercer nivel

$F_n = 28\,903,63 \text{ kg}$

$e_d = 1,28 \text{ m}$

Tabla VI. **Fuerzas por marco tercer nivel sentido x**

Marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	5	-4,82	-24,08	116,00	-7,70	9 634,54	-4 801,74	4 832,80
B	5	1,33	6,67	8,89	27,83	9 634,54	1 329,20	10 963,74
C	5	3,48	17,42	60,67	10,65	9 634,54	3 472,54	13 107,08
	15			185,56				

Fuente: elaboración propia.

$F_n = 28\,903,63 \text{ kg}$

$e_d = 1,28 \text{ m}$

Tabla VII. **Fuerzas por marco tercer nivel sentido y**

Marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	3	12,80	38,40	491,52	16,00	5 780,73	749,69	6 530,41
2	3	6,40	19,20	122,88	32,00	5 780,73	374,84	6 155,57
3	3	0,00	0,00	0,00	0,00	5 780,73	0,00	5 780,73
4	3	-6,40	-19,20	122,88	-32,00	5 780,73	-374,84	5 405,88
5	3	-12,80	-38,40	491,52	-16,00	5 780,73	-749,69	5 031,04
	15			614,40				

Fuente: elaboración propia.

- Fuerzas por marco segundo nivel

$$F_n = 23\,068,99 \text{ kg}$$

$$e_d = 1,28 \text{ m}$$

Tabla VIII. **Fuerzas por marco segundo nivel sentido x**

Marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	5	-4,82	-24,08	116,00	-7,70	7 689,66	-3 832,43	3 857,23
B	5	1,33	6,67	8,89	27,83	7 689,66	1 060,88	8 750,55
C	5	3,48	17,42	60,67	10,65	7 689,66	2 771,55	10 461,22
	15			185,56				

Fuente: elaboración propia.

Tabla IX. **Fuerzas por marco segundo nivel sentido y**

Marco	Km	Di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	3	12,80	38,40	491,52	16,00	4 613,80	598,35	5 212,15
2	3	6,40	19,20	122,88	32,00	4 613,80	299,18	4 912,97
3	3	0,00	0,00	0,00	0,00	4 613,80	0,00	4 613,80
4	3	-6,40	-19,20	122,88	-32,00	4 613,80	-299,18	4 314,62
5	3	-12,80	-38,40	491,52	-16,00	4 613,80	-598,35	4 015,45
	15			614,40				

Fuente: elaboración propia.

- Fuerzas por marco primer nivel

$$F_n = 13\,811,04 \text{ kg}$$

$$e_d = 1,28 \text{ m}$$

Tabla X. **Fuerzas por marco primer nivel sentido x**

Marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	5	-4,817	-24,1	116	-7,705	4 603,7	-2 294,42	2 309,26
B	5	1,333	6,667	8,888	27,834	4 603,7	635,133	5 238,81
C	5	3,483	17,42	60,668	10,654	4 603,7	1 659,285	6 262,97
	15			185,56				

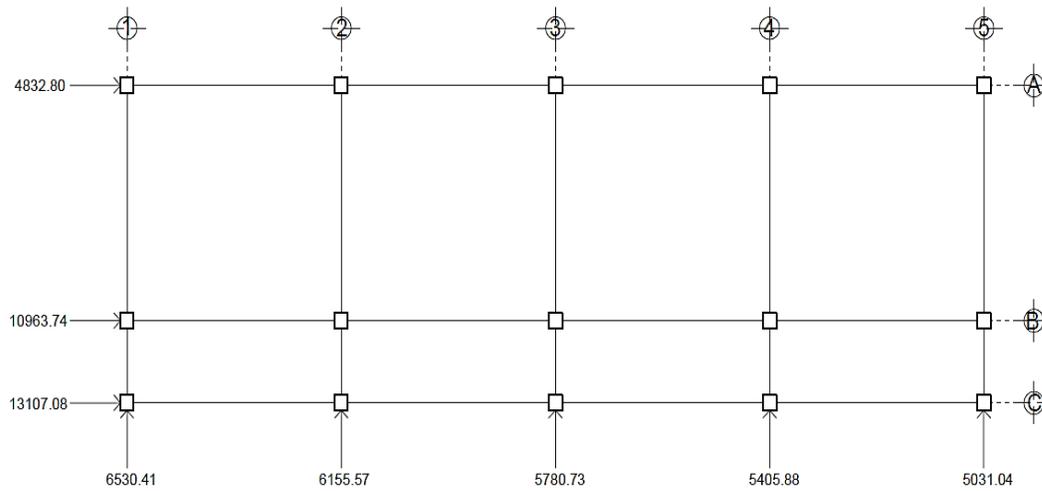
Fuente: elaboración propia.

Tabla XI. **Fuerzas por marco primer nivel sentido y**

Marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	3	12,80	38,40	491,52	16,00	2 762,21	358,22	3 120,43
2	3	6,40	19,20	122,88	32,00	2 762,21	179,11	2 941,32
3	3	0,00	0,00	0,00	0,00	2 762,21	0,00	2 762,21
4	3	-6,40	-19,20	122,88	-32,00	2 762,21	-179,11	2 583,10
5	3	-12,80	-38,40	491,52	-16,00	2 762,21	-358,22	2 403,98
	15			614,40				

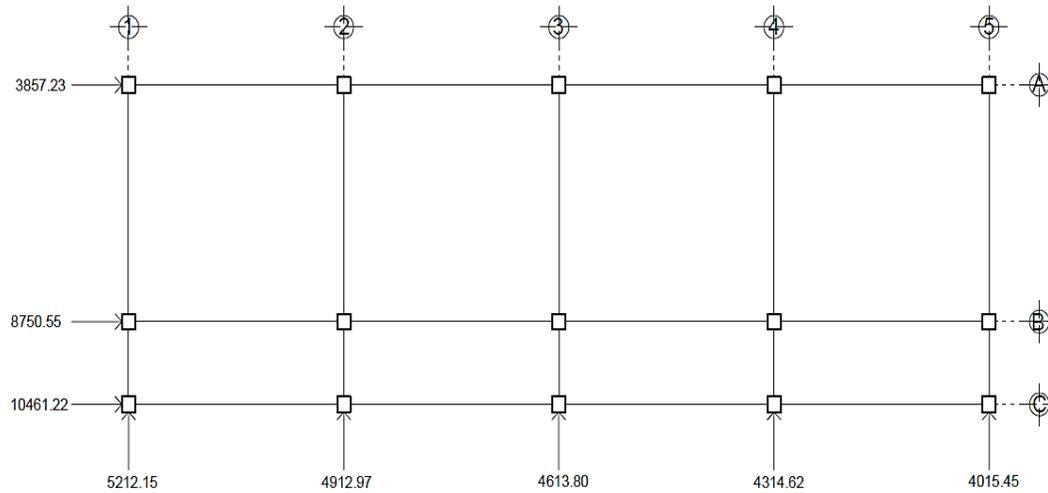
Fuente: elaboración propia.

Figura 14. **Distribución de fuerzas por marco (Fm) del tercer nivel**



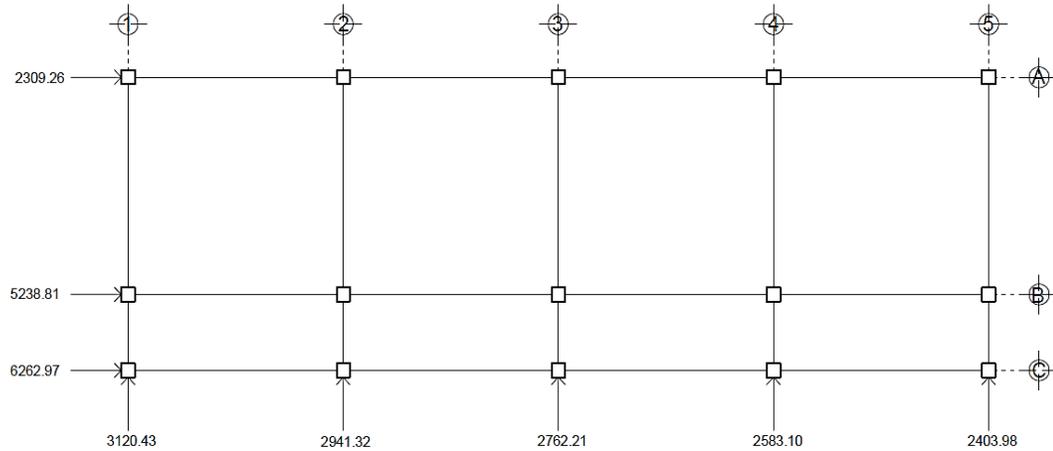
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 15. **Distribución de fuerzas por marco (Fm) del segundo nivel**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 16. **Distribución de fuerzas por marco (Fm) del primer nivel**

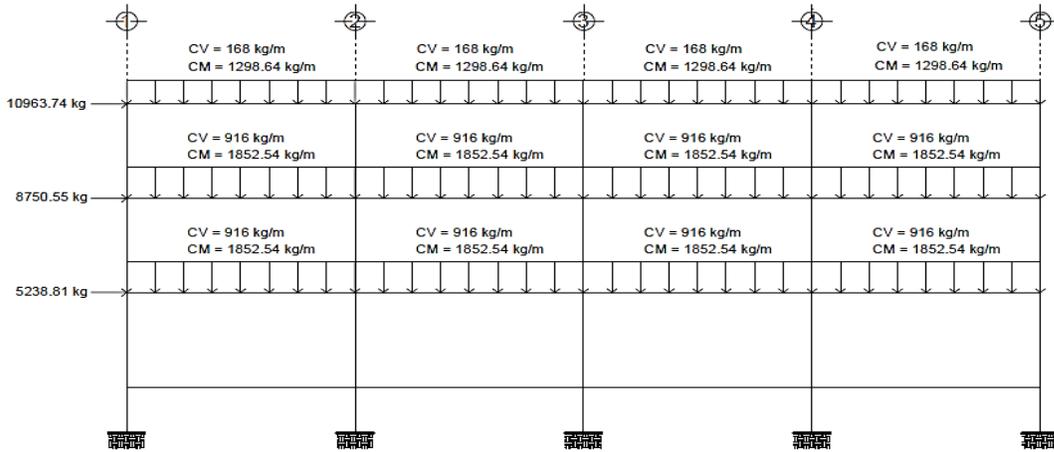


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.3.3. Análisis de marcos dúctiles utilizando software y comprobación por medio de un método numérico

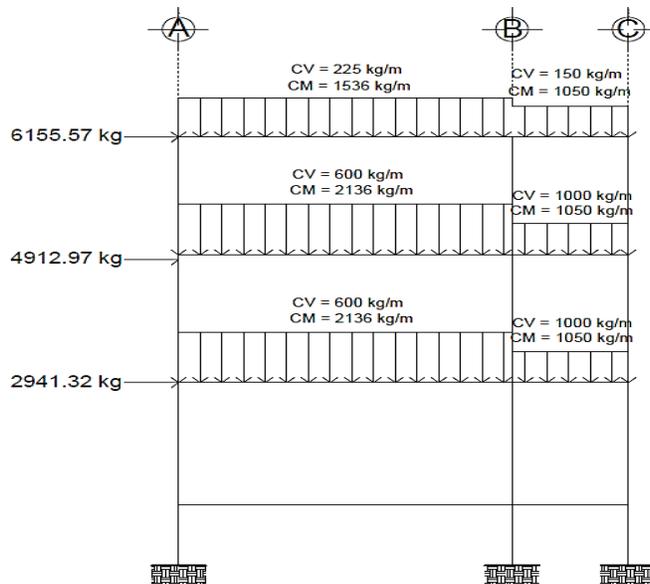
El método que es utilizado para realizar el análisis estructural es Kani. Este tiene la finalidad principal de obtener las fuerzas internas que se producen en los elementos estructurales, debido a las cargas externas. Luego se realiza una comprobación entre los resultados del método de Kani y del software ETABS.

Figura 17. Cargas verticales y horizontales marco B



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 18. Cargas verticales y horizontales marco 2



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.3.3.1. Análisis estructural por medio del método de Kani

A continuación se presentan los pasos a seguir para realizar el análisis estructural por medio del método de Kani. Esto para los marcos que componen una estructura.

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

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

- Determinación de fuerzas de sujeción (H): estas se toman del análisis de las fuerzas horizontales aplicadas al marco. ($H = F_{mn}$) Fuerza por marco del nivel n , se calculan cuando se hace el análisis por carga sísmica.
- Cálculo de la fuerza cortante en el piso (Q_n): se calculan acumulando las fuerzas de sujeción conforme se van tomando los pisos inferiores. Se cuenta únicamente cuando se hace el análisis por carga sísmica.

$$Q_n = \sum H$$

- Cálculo de momentos de piso (M_n): se evalúa cuando se hace el análisis por carga sísmica.

$$M_n = \frac{Q_n^* h_n}{3}; \quad h_n = \text{altura del piso } n$$

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

$$K_{ik} = \frac{I}{L_{ik}^3}; \quad I = \text{inercia del elemento}$$

$$L_{ik} = \text{longitud del elemento}$$

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

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

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

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

- Cálculo de factores de corrimiento (v_{ik}): estos se calculan cuando existe ladeo en la estructura, causado por asimetría, o cuando se hace el análisis por carga sísmica.

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

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

$$M'_{ik} = \mu_{ik} \left(M_s + \sum M'_{ni} \right); \quad \text{sin ladeo}$$

$$M'_{ik} = \mu_{ik} \left(M_s + \sum (M'_{ni} + M''_{in}) \right); \quad \text{con ladeo}$$

- Cálculo de iteraciones, influencias de desplazamiento (M''_{ik}): se calculan cuando se realiza el análisis por carga sísmica.

$$M''_{ik} = v_{ik} \left(\sum (M'_{ik} + M'_{ki}) \right); \quad \text{ladeo por asimetría}$$

$$M''_{ik} = v_{ik} \left(M_n + \sum (M'_{ik} + M'_{ki}) \right); \quad \text{ladeo por carga sísmica}$$

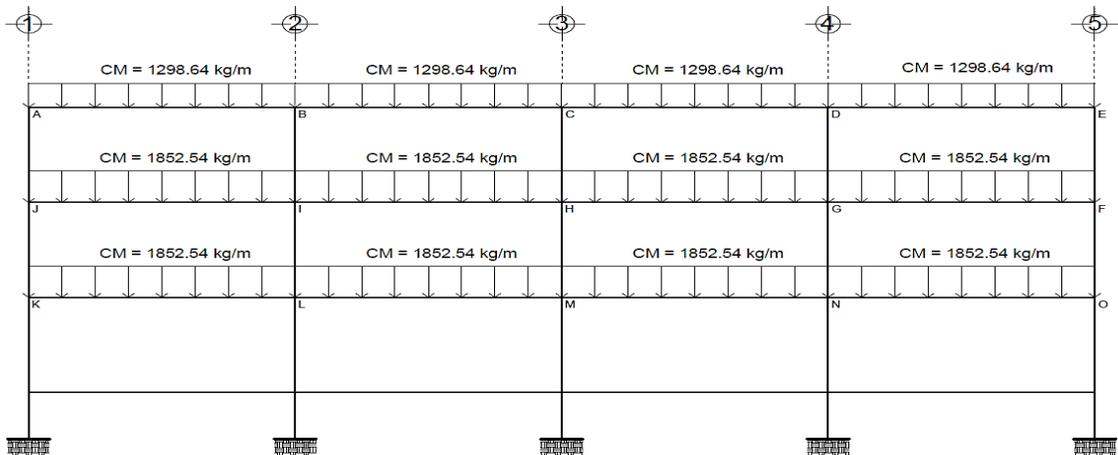
- Cálculo de momentos finales en el extremo de cada barra (M_{ik})

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} \quad \text{sin ladeo}$$

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik} \quad \text{con ladeo}$$

- Análisis por medio del método de Kani para el marco B-carga muerta

Figura 19. Marco B-carga muerta



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Cálculo de momentos fijos (MF_{ik})

$$MF_{ik} = \pm \frac{WL^2}{12}$$

$$MF_{AB} = -\frac{(1\,298,64)(6,25)^2}{12} = -4\,227,34 \text{ kg-m}$$

$$MF_{BA} = \frac{(1\,298,64)(6,25)^2}{12} = 4\,227,34 \text{ kg-m}$$

$$MF_{BC} = -\frac{(1\,298,64)(6,25)^2}{12} = -4\,227,34 \text{ kg-m}$$

$$MF_{CB} = \frac{(1\,298,64)(6,25)^2}{12} = 4\,227,34 \text{ kg-m}$$

$$MF_{CD} = -\frac{(1\,298,64)(6,25)^2}{12} = -4\,227,34 \text{ kg-m}$$

$$MF_{DC} = \frac{(1\,298,64)(6,25)^2}{12} = 4\,227,34 \text{ kg-m}$$

$$MF_{DE} = -\frac{(1\,298,64)(6,25)^2}{12} = -4\,227,34 \text{ kg-m}$$

$$MF_{ED} = \frac{(1\,298,64)(6,25)^2}{12} = 4\,227,34 \text{ kg-m}$$

$$MF_{FG} = \frac{(1\,852,64)(6,25)^2}{12} = 6\,030,73 \text{ kg-m}$$

$$MF_{GF} = -\frac{(1\,852,64)(6,25)^2}{12} = -6\,030,73 \text{ kg-m}$$

$$MF_{GH} = \frac{(1\,852,64)(6,25)^2}{12} = 6\,030,73 \text{ kg-m}$$

$$MF_{HG} = -\frac{(1\,852,64)(6,25)^2}{12} = -6\,030,73 \text{ kg-m}$$

$$MF_{HI} = \frac{(1\,852,64)(6,25)^2}{12} = 6\,030,73 \text{ kg-m}$$

$$MF_{IH} = -\frac{(1\,852,64)(6,25)^2}{12} = -6\,030,73 \text{ kg-m}$$

$$MF_{IJ} = \frac{(1\,852,64)(6,25)^2}{12} = 6\,030,73 \text{ kg-m}$$

$$MF_{JI} = -\frac{(1\,852,64)(6,25)^2}{12} = -6\,030,73 \text{ kg-m}$$

$$MF_{KL} = -\frac{(1\,852,64)(6,25)^2}{12} = -6\,030,73 \text{ kg-m}$$

$$MF_{LK} = \frac{(1\,852,64)(6,25)^2}{12} = 6\,030,73 \text{ kg-m}$$

$$MF_{LM} = -\frac{(1\,852,64)(6,25)^2}{12} = -6\,030,73 \text{ kg-m}$$

$$MF_{ML} = \frac{(1\,852,64)(6,25)^2}{12} = 6\,030,73 \text{ kg-m}$$

$$MF_{MN} = -\frac{(1\,852,64)(6,25)^2}{12} = -6\,030,73 \text{ kg-m}$$

$$MF_{NM} = \frac{(1\,852,64)(6,25)^2}{12} = 6\,030,73 \text{ kg-m}$$

$$MF_{NO} = -\frac{(1\,852,64)(6,25)^2}{12} = -6\,030,73 \text{ kg-m}$$

$$MF_{ON} = \frac{(1\,852,64)(6,25)^2}{12} = 6\,030,73 \text{ kg-m}$$

- Cálculo de momentos de sujeción (Ms)

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

$$Ms_A = 0 + (-4\,227,34) = -4\,227,34 \text{ kg-m}$$

$$Ms_B = 4\,227,34 + (-4\,227,34) = 0 \text{ kg-m}$$

$$Ms_C = 4\,227,34 + (-4\,227,34) = 0 \text{ kg-m}$$

$$Ms_D = 4\,227,34 + (-4\,227,34) = 0 \text{ kg-m}$$

$$Ms_E = 4\,227,34 + (-0) = 4\,227,34 \text{ kg-m}$$

$$Ms_F = 6\,030,73 + (-0) = 6\,030,73 \text{ kg-m}$$

$$Ms_G = 6\,030,73 + (-6\,030,73) = 0 \text{ kg-m}$$

$$Ms_H = 6\,030,73 + (-6\,030,73) = 0 \text{ kg-m}$$

$$Ms_I = 6\,030,73 + (-6\,030,73) = 0 \text{ kg-m}$$

$$Ms_J = 0 + (-6\,030,73) = -6\,030,73 \text{ kg-m}$$

$$Ms_K = 0 + (-6\,030,73) = -6\,030,73 \text{ kg-m}$$

$$Ms_L = 6\,030,73 + (-6\,030,73) = 0 \text{ kg-m}$$

$$Ms_M = 6\,030,73 + (-6\,030,73) = 0 \text{ kg-m}$$

$$Ms_N = 6\,030,73 + (-6\,030,73) = 0 \text{ kg-m}$$

$$M_{sO} = 6\,030,73 + (-0) = 6\,030,73 \text{ kg-m}$$

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

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

- Inercia de los elementos rectangulares

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

En donde:

I = inercia

b = base del elemento

h = altura del elemento

$$I_{\text{viga}} = \frac{(0,35\text{m})(0,45 \text{ m})^3}{12} = 0,002657812 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{columna}} = \frac{(0,40\text{m})(0,40 \text{ m})^3}{12} = 0,002133333 \text{ m}^4$$

- Rigideces en vigas

$$K_{AB} = K_{BA} = K_{BC} = K_{CB} = K_{CD} = K_{DC} = K_{DE} = K_{ED} = \frac{0,002657812}{6,25} = 0,00042525$$

$$K_{FG} = K_{GF} = K_{HG} = K_{GH} = K_{HI} = K_{IH} = K_{IJ} = K_{JI} = \frac{0,002657812}{6,25} = 0,00042525$$

$$K_{KL} = K_{LK} = K_{LM} = K_{ML} = K_{MN} = K_{NM} = K_{NO} = K_{ON} = \frac{0,002657812}{6,25} = 0,00042525$$

- Rigideces en columnas tercer y segundo nivel

$$K_{AJ} = K_{JA} = K_{BI} = K_{IB} = K_{CH} = K_{HC} = K_{DG} = K_{GD} = K_{EF} = K_{FE} = \frac{0,002133333}{3,05} = 0,00069945$$

$$K_{JK} = K_{KJ} = K_{IL} = K_{LI} = K_{HM} = K_{MH} = K_{GN} = K_{NG} = K_{FO} = K_{OF} = \frac{0,002133333}{3,05} = 0,00069945$$

- Rigideces en columnas primer nivel

$$K_{KT} = K_{TK} = K_{LS} = K_{SL} = K_{MR} = K_{RM} = K_{NQ} = K_{QN} = K_{OP} = K_{PO} = \frac{0,002133333}{4,55} = 0,00046886$$

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

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

$$\mu_{AB} = \mu_{ED} = - 1/2 \left(\frac{0,00042525}{0,00042525 + 0,00069945} \right) = - 0,189050$$

$$\mu_{BA} = \mu_{BC} = \mu_{CB} = \mu_{CD} = \mu_{DC} = \mu_{DE} = - 1/2 \left(\frac{0,00042525}{2*0,00042525 + 0,00042525} \right)$$

$$= - 0,137182$$

$$\mu_{JI} = \mu_{FG} = - 1/2 \left(\frac{0,00042525}{0,00042525 + 2*0,00069945} \right) = - 0,116561$$

$$\mu_{IJ} = \mu_{IH} = \mu_{HI} = \mu_{HG} = \mu_{GH} = \mu_{GF} = -1/2 \left(\frac{0,00042525}{2*0,00042525+2*0,00069945} \right)$$

$$= -0,094525$$

$$\mu_{KL} = \mu_{ON} = -1/2 \left(\frac{0,00042525}{0,00042525+0,00069945+0,00046886} \right) = -0,133427$$

$$\mu_{LK} = \mu_{LM} = \mu_{ML} = \mu_{MN} = \mu_{NM} = \mu_{NO} =$$

$$-1/2 \left(\frac{0,00042525}{2*0,00042525+0,00069945+0,00046886} \right) = -0,105322$$

$$\mu_{AJ} = \mu_{EF} = -1/2 \left(\frac{0,00069945}{0,00042525+0,00069945} \right) = -0,31095$$

$$\mu_{BI} = \mu_{CH} = \mu_{DG} = -1/2 \left(\frac{0,00069945}{0,00069945+2*0,00042525} \right) = -0,225636$$

$$\mu_{IB} = \mu_{HC} = \mu_{GD} = -1/2 \left(\frac{0,00069945}{2*0,00069945+2*0,00042525} \right) = -0,155447$$

$$\mu_{JA} = \mu_{FE} = -1/2 \left(\frac{0,00069945}{2*0,00069945+0,00042525} \right) = -0,191719$$

$$\mu_{JK} = \mu_{FO} = -1/2 \left(\frac{0,00069945}{2*0,00069945+0,00042525} \right) = -0,191719$$

$$\mu_{IL} = \mu_{HM} = \mu_{GN} = -1/2 \left(\frac{0,00069945}{2*0,00069945+2*0,00042525} \right) = -0,155447$$

$$\mu_{LI} = \mu_{MH} = \mu_{NG} = -1/2 \left(\frac{0,00069945}{0,00069945+2*0,00042525+0,00046886} \right) = -0,173233$$

$$\mu_{KJ} = \mu_{OF} = -1/2 \left(\frac{0,00069945}{0,00069945+0,00042525+0,00046886} \right) = -0,219461$$

$$\mu_{KT} = \mu_{OP} = -1/2 \left(\frac{0,00046886}{0,00069945+0,00042525+0,00046886} \right) = -0,147110$$

$$\mu_{LS} = \mu_{MR} = \mu_{NQ} = -1/2 \left(\frac{0,00046886}{0,00069945+2*0,00042525+0,00046886} \right) = -0,116123$$

$$\mu_{TK} = \mu_{LS} = \mu_{RM} = \mu_{QN} = \mu_{PO} = 0$$

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

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

Para la primera iteración los valores de M'_{ik} se tomarán igual a cero. La ruta a seguir para realizar el análisis será: ABCDEFGHIJKLMNOPKRST.

Nudo A

$$M'_{AB} = -0,189050 * (-4\ 227,34 + 0 + 0) = 799,179 \text{ kg-m}$$

$$M'_{AJ} = -0,310950 * (-4\ 227,34 + 0 + 0) = 1\ 314,50 \text{ kg-m}$$

Nudo B

$$M'_{BA} = -0,137182 * (0 + 799,179) = -109,633 \text{ kg-m}$$

$$M'_{BC} = -0,137182 * (0 + 799,179) = -109,633 \text{ kg-m}$$

$$M'_{BI} = -0,225637 * (0 + 799,179) = -180,324 \text{ kg-m}$$

Nudo C

$$M'_{CB} = -0,137182 * (0 + (-109,633)) = 15,040 \text{ kg-m}$$

$$M'_{CD} = -0,137182 * (0 + (-109,633)) = 15,040 \text{ kg-m}$$

$$M'_{CG} = -0,225637*(0 + (-109,633)) = 24,737 \text{ kg-m}$$

Nudo D

$$M'_{DC} = -0,137182*(0 + 15,040) = -2,063 \text{ kg-m}$$

$$M'_{DE} = -0,137182*(0 + 15,040) = -2,063 \text{ kg-m}$$

$$M'_{DG} = -0,225637*(0 + 15,040) = -3,393 \text{ kg-m}$$

Nudo E

$$M'_{ED} = -0,189050*(4\ 227,34375 + (-2,063)) = -798,789 \text{ kg-m}$$

$$M'_{DF} = -0,310950*(4\ 227,34375 + (-2,063)) = -1\ 13,852 \text{ kg-m}$$

Nudo F

$$M'_{FE} = -0,191720*(6\ 030,729 + ((-3,393))) = 904,318 \text{ kg-m}$$

$$M'_{FG} = -0,116561*(6\ 030,729 + ((-3,393))) = -549,802 \text{ kg-m}$$

$$M'_{FO} = -0,191720*(6\ 030,729 + ((-3,393))) = 904,318 \text{ kg-m}$$

Nudo G

$$M'_{GF} = -0,094525*(0 + (-549,802) + 11,380) = 52,291 \text{ kg-m}$$

$$M'_{GH} = -0,094525*(0 + (-549,802) + 11,380) = 52,291 \text{ kg-m}$$

$$M'_{GD} = -0,155475*(0 + (-549,802) + 11,380) = 86,008 \text{ kg-m}$$

$$M'_{GN} = -0,155475*(0 + (-549,802) + 11,380) = 86,008 \text{ kg-m}$$

Nudo H

$$M'_{HG} = -0,094525*(0 + 52,291 + 24,737) = -7,281 \text{ kg-m}$$

$$M'_{HI} = -0,094525*(0 + 52,291 + 24,737) = -7,281 \text{ kg-m}$$

$$M'_{HC} = -0,155475*(0 + 52,291 + 24,737) = -11,976 \text{ kg-m}$$

$$M'_{HM} = -0,155475*(0 + 52,291 + 24,737) = -11,976 \text{ kg-m}$$

Nudo I

$$M'_{IH} = -0,094525*(0 + (-7,281) + (-180,324)) = 17,733 \text{ kg-m}$$

$$M'_{IJ} = -0,094525*(0 + (-7,281) + (-180,324)) = 17,733 \text{ kg-m}$$

$$M'_{IB} = -0,155475*(0 + (-7,281) + (-180,324)) = 29,168 \text{ kg-m}$$

$$M'_{IL} = -0,155475*(0 + (-7,281) + (-180,324)) = 29,168 \text{ kg-m}$$

Nudo J

$$M'_{JI} = -0,116561*(6\ 030,729 + 17,733 + 1\ 314,493) = 547,661 \text{ kg-m}$$

$$M'_{JA} = -0,191720*(6\ 030,729 + 17,733 + 1\ 314,493) = 900,795 \text{ kg-m}$$

$$M'_{JK} = -0,191720*(6\ 030,729 + 17,733 + 1\ 314,493) = 900,795 \text{ kg-m}$$

Nudo K

$$M'_{KJ} = -0,219461*(6\ 030,729 + 900,795) = 1\ 125,823 \text{ kg-m}$$

$$M'_{KT} = -0,147112*(6\ 030,729 + 900,795) = 754,672 \text{ kg-m}$$

$$M'_{KL} = -0,133427*(6\ 030,729 + 900,795) = 684,472 \text{ kg-m}$$

Nudo L

$$M'_{LK} = -0,105322*(0 + 684,472 + 29,168) = -75,162 \text{ kg-m}$$

$$M'_{LM} = -0,105322*(0 + 684,472 + 29,168) = -75,162 \text{ kg-m}$$

$$M'_{LI} = -0,173233*(0 + 684,472 + 29,168) = -123,626 \text{ kg-m}$$

$$M'_{LS} = -0,116124*(0 + 684,472 + 29,168) = -82,870 \text{ kg-m}$$

Nudo M

$$M'_{ML} = -0,105322*(0 + (-75,162) + 11,976) = 9,177 \text{ kg-m}$$

$$M'_{MN} = -0,105322*(0 + (-75,162) + 11,976) = 9,177 \text{ kg-m}$$

$$M'_{MH} = -0,173233*(0 + (-75,162) + 11,976) = 15,095 \text{ kg-m}$$

$$M'_{MR} = -0,116124*(0 + (-75,162) + 11,976) = 10,119 \text{ kg-m}$$

Nudo N

$$M'_{NM} = -0,105322*(0 + 9,177 + 86,008) = -10,025 \text{ kg-m}$$

$$M'_{NO} = -0,105322*(0 + 9,177 + 86,008) = -10,025 \text{ kg-m}$$

$$M'_{NG} = -0,173233*(0 + 9,177 + 86,008) = -16,489 \text{ kg-m}$$

$$M'_{NQ} = -0,173233*(0 + 9,177 + 86,008) = -11,053 \text{ kg-m}$$

Nudo O

$$M'_{ON} = -0,133427*(6\ 030,729 + (-10,025) + (-904,318)) = -682,664 \text{ kg-m}$$

$$M'_{OF} = -0,219461*(6\ 030,729 + (-10,025) + (-904,318)) = -1\ 122,850 \text{ kg-m}$$

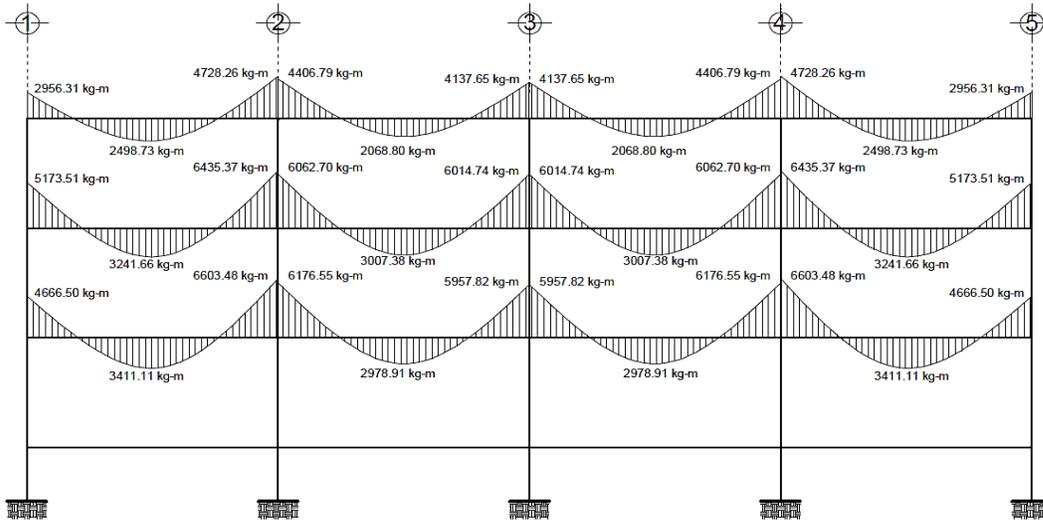
$$M'_{OP} = -0,147112*(6\ 030,729 + (-10,025) + (-904,318)) = -752,679 \text{ kg-m}$$

Las iteraciones continúan hasta que los valores de momentos comienzan a ser repetitivos o cuando existan variaciones mínimas. Luego se obtienen los momentos finales, estos se muestran en las figuras 19 y 20.

2.1.3.3.2. Diagramas de momentos en los marcos dúctiles

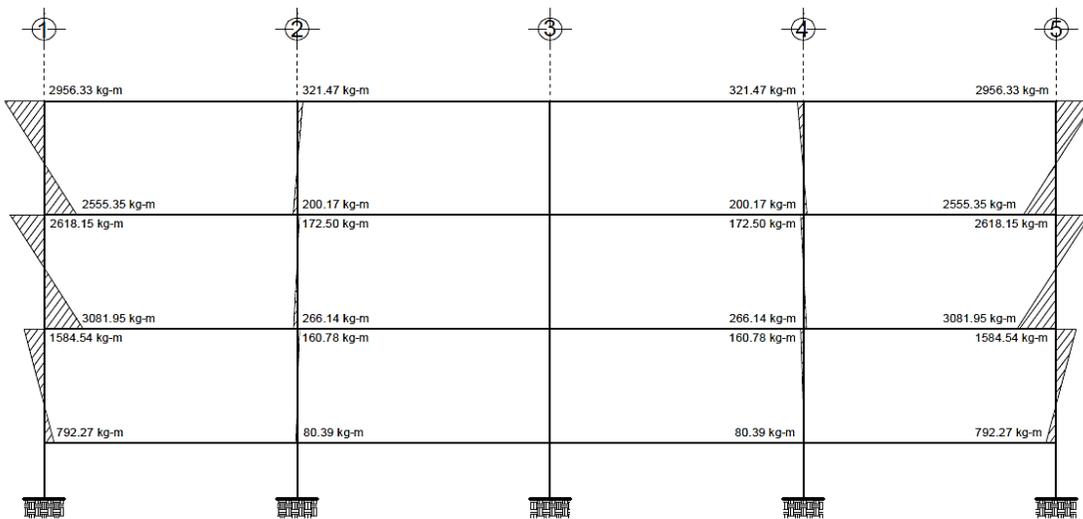
A continuación se presentan los diagramas de momentos de carga muerta, carga viva y carga de sismo para los marcos A y 2. Esto tomando en cuenta que el análisis estructural se realizó por separado para cada carga.

Figura 20. Diagrama de momentos en vigas carga muerta marco B



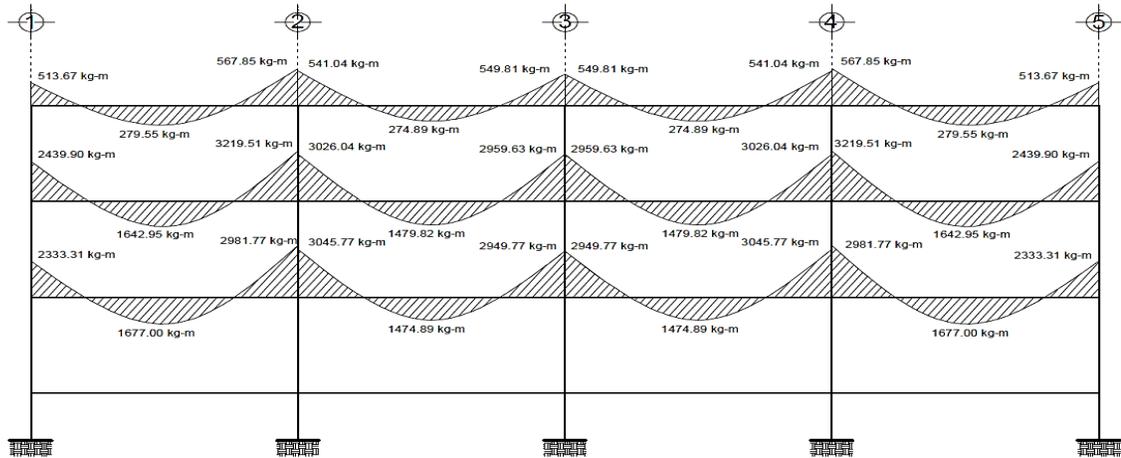
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 21. Diagrama de momentos en columnas carga muerta marco B



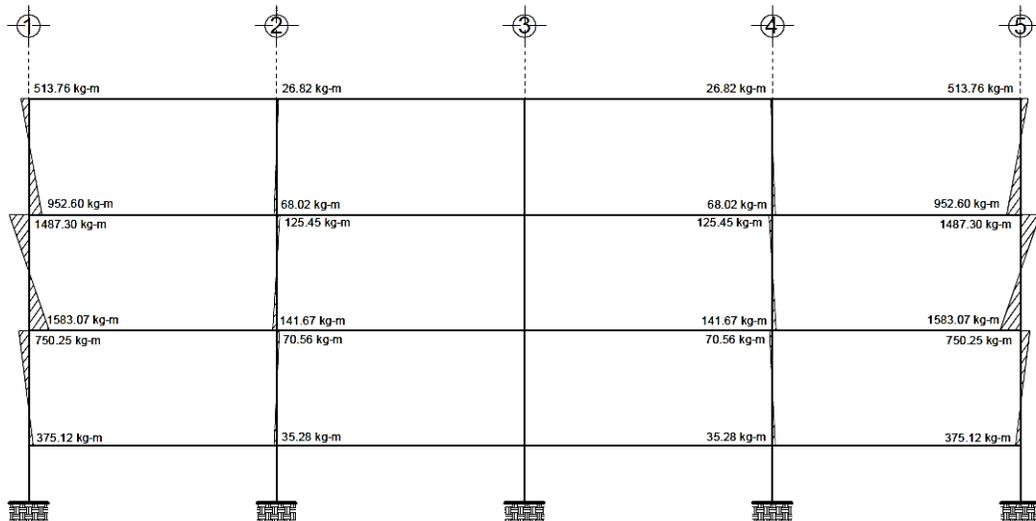
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 22. Diagrama de momentos en vigas carga viva marco B



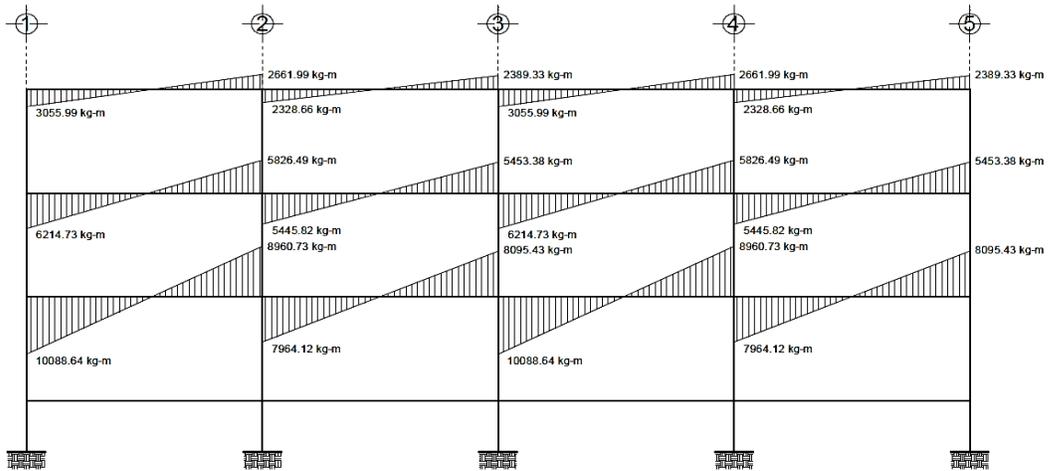
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 23. Diagrama de momentos en columnas carga viva marco B



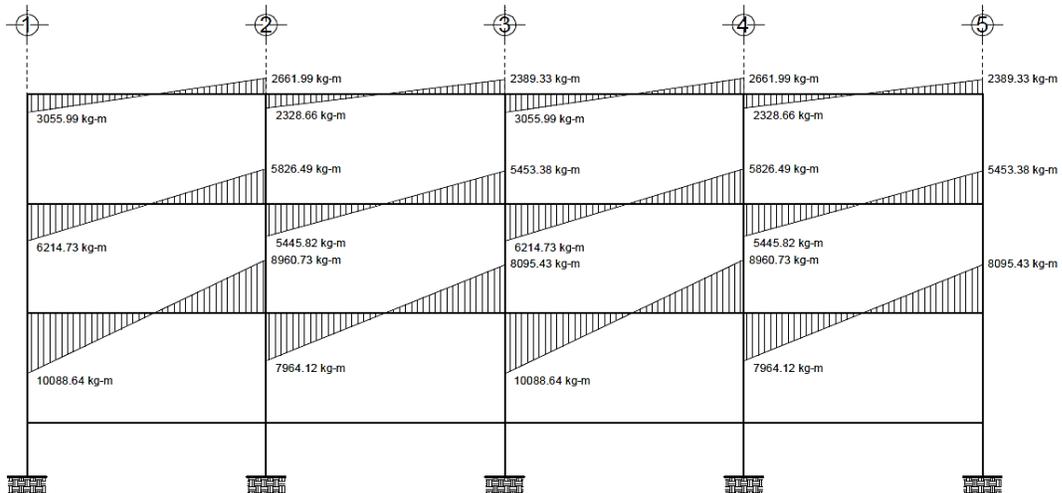
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 24. Diagrama de momentos en vigas carga sísmica marco B



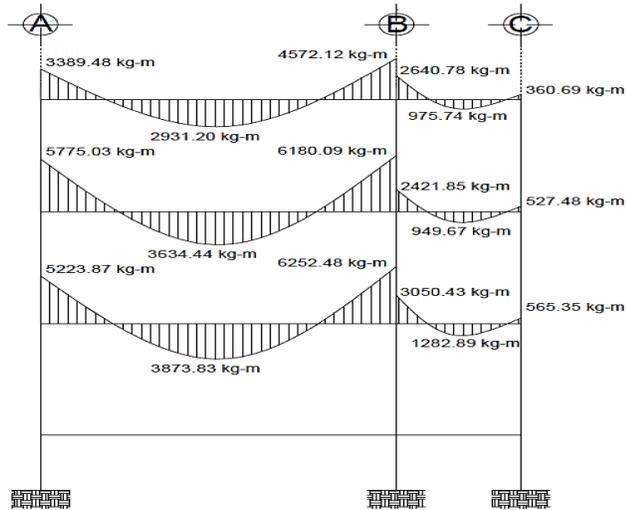
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 25. Diagrama de momentos en columnas carga sísmica marco B



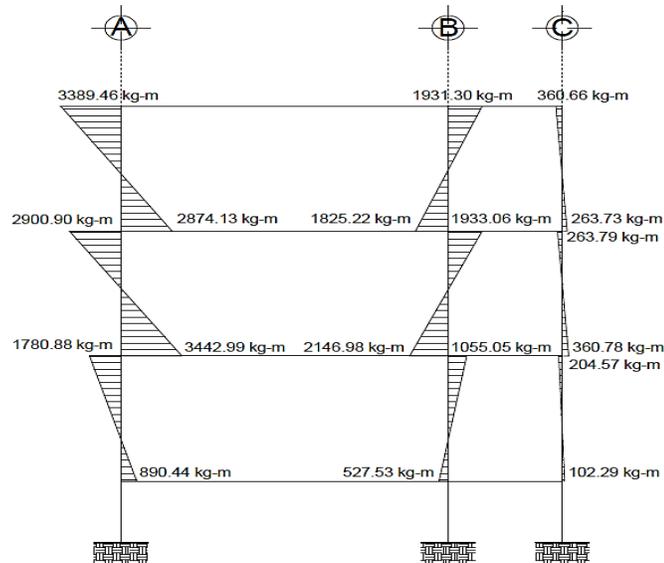
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 26. Diagrama de momentos en vigas carga muerta marco 2



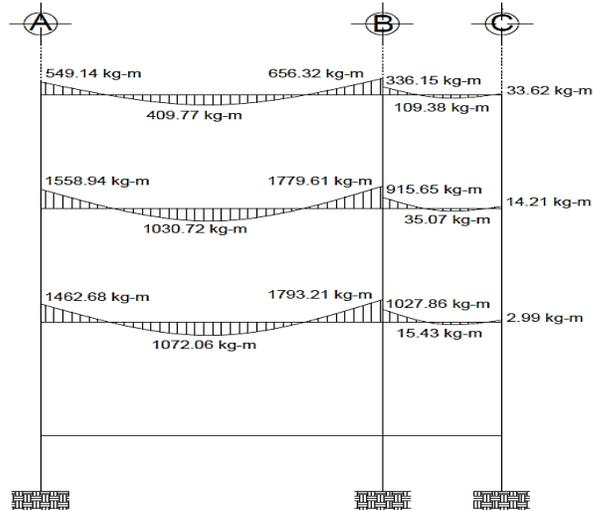
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 27. Diagrama de momentos en columnas carga muerta marco 2



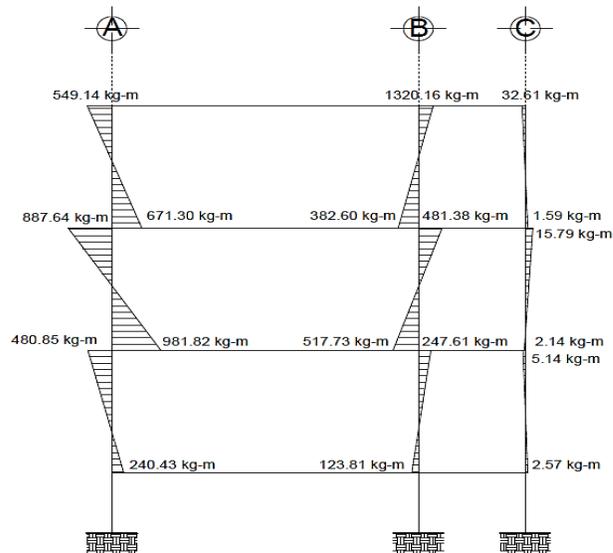
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 28. Diagrama de momentos en vigas carga viva marco 2



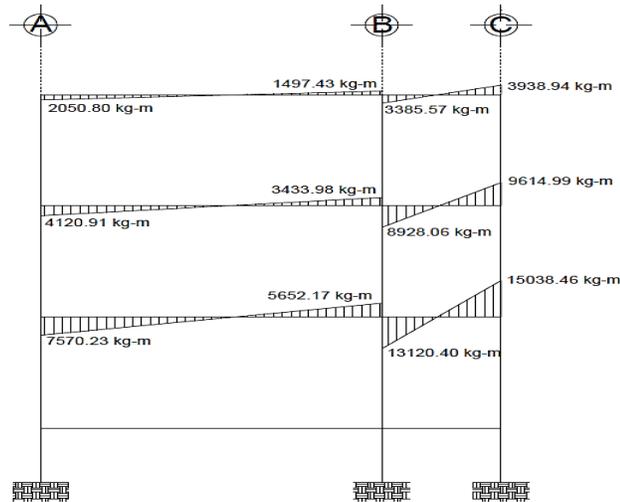
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 29. Diagrama de momentos en columnas carga viva marco 2



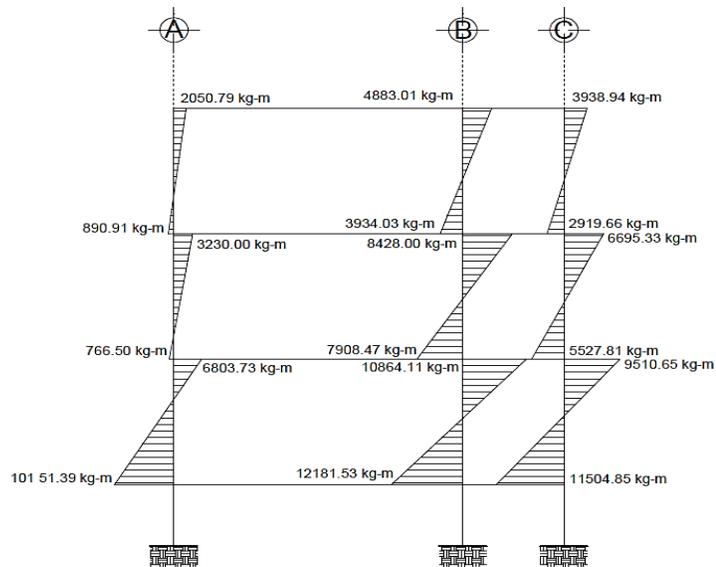
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 30. Diagrama de momentos en vigas carga sísmica marco 2



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 31. Diagrama de momentos en columnas carga sísmica marco 2



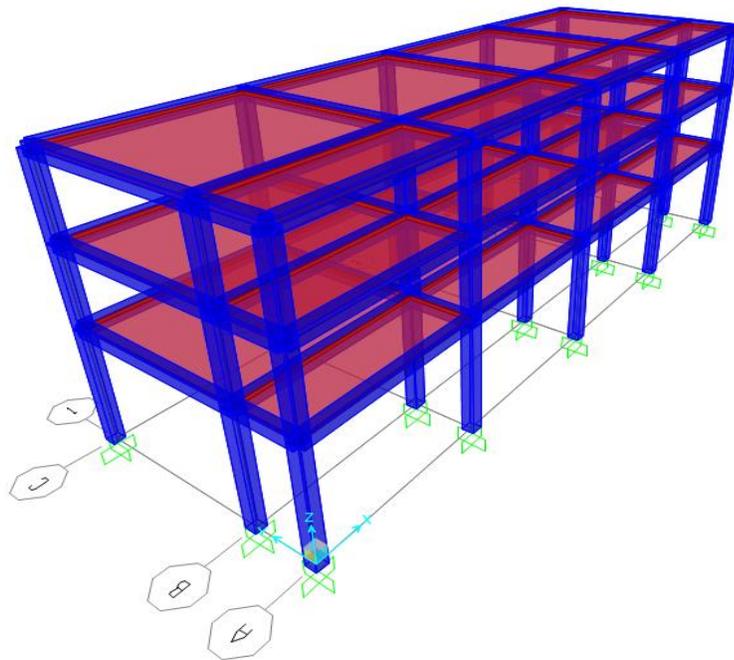
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.4. Comparación de resultados entre el método numérico de Kani y el software ETABS

Para efecto de análisis estructural se utilizó el software ETABS para la obtención y comparación de los momentos en cada uno de los elementos estructurales. Luego, se realizó una comprobación a través del método numérico de Kani, concluyendo que los resultados variaron en un porcentaje entre 5 y 8 %.

El análisis se realizó para cada una de las cargas, siendo estas: carga muerta, carga viva y sismo. Los datos se ingresaron al software, de acuerdo a los modelos resultantes de las cargas en el edificio.

Figura 32. **Modelo estructural en el software ETABS**



Fuente: elaboración propia, empleando el software ETABS.

2.1.4.1. Envolvente de momentos

La gráfica envolvente de momentos es la combinación de los resultados del análisis estructural para carga muerta, viva y de sismo. Para dicha combinación se utilizan las ecuaciones dispuestas por el Código ACI-05 en el apéndice C.2, las cuales se presentan a continuación:

- $M = 1,4 M_{CM} + 1,7 M_{CV}$
- $M = 0,75 (1,4 M_{CM} + 1,7 M_{CV}) + 1,0 M_{CS}$
- $M = 0,75 (1,4 M_{CM} + 1,7 M_{CV}) - 1,0 M_{CS}$
- $M = 0,9 M_{CM} + 1,0 M_{CS}$
- $M = 0,9 M_{CM} - 1,0 M_{CS}$

En donde:

M = momento último

M_{CM} = momento debido a carga muerta

M_{CV} = momento debido a carga viva

M_{CS} = momento debido a carga de sismo

De estas cinco combinaciones debe seleccionarse el resultado del valor mayor. Con ello, se procede a diseñar los elementos estructurales.

Se realiza el procedimiento para calcular la envolvente de momentos para el tramo 1-2 del marco B del tercer nivel y se colocarán las gráficas de los resultados de la envolvente de los marcos B y 2. Es importante resaltar que el procedimiento para determinar la envolvente en todos los marcos tanto en vigas como en columnas es el mismo que se describe a continuación.

Tramo 1-2 tercer nivel

Momento al lado izquierdo

- $M = 1,4(-2\ 956,31) + 1,7(-513,67) = -5\ 012,06\ \text{kg-m}$
- $M = 0,75(1,4(-2\ 956,31) + 1,7(-513,67)) + 1,0(3\ 055,99) = -703,05\ \text{kg-m}$
- $M = 0,75(1,4(-2\ 956,31) + 1,7(-513,67)) - 1,0(3\ 055,99) = -6\ 815,04\ \text{kg-m}$
- $M = 0,9(-2\ 956,31) + 1,0(3\ 055,99) = 395,32\ \text{kg-m}$
- $M = 0,9(-2\ 956,31) - 1,0(3\ 055,99) = -5716,67\ \text{kg-m}$

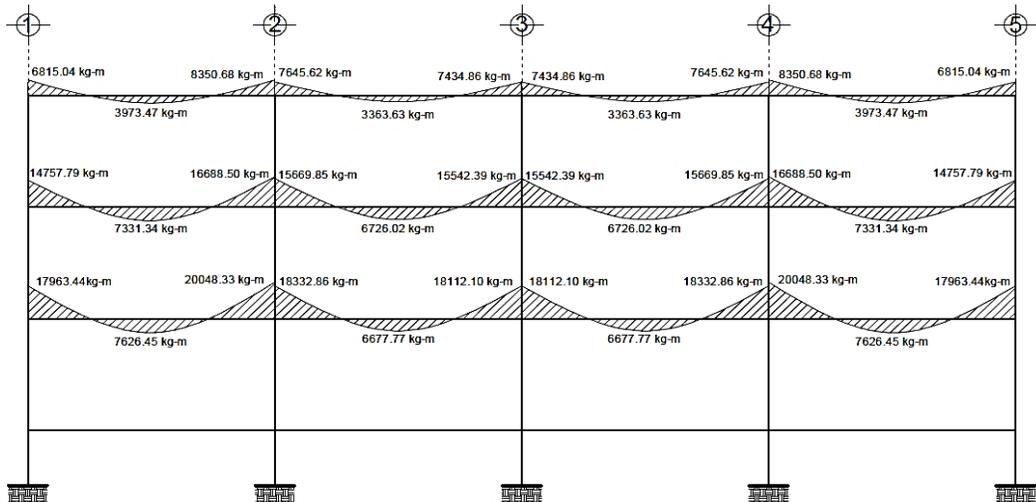
Momento al centro

- $M = 1,4(2\ 498,73) + 1,7(279,55) = 3\ 973,47\ \text{kg-m}$
- $M = 0,75(1,4(2\ 498,73) + 1,7(279,55)) + 1,0(0) = 2\ 980,10\ \text{kg-m}$
- $M = 0,75(1,4(2\ 498,73) + 1,7(279,55)) - 1,0(0) = 2\ 980,10\ \text{kg-m}$
- $M = 0,9(2\ 498,73) + 1,0(0) = 2\ 248,86\ \text{kg-m}$
- $M = 0,9(2\ 498,73) - 1,0(0) = 4\ 255,44\ \text{kg-m}$

Momento al lado derecho

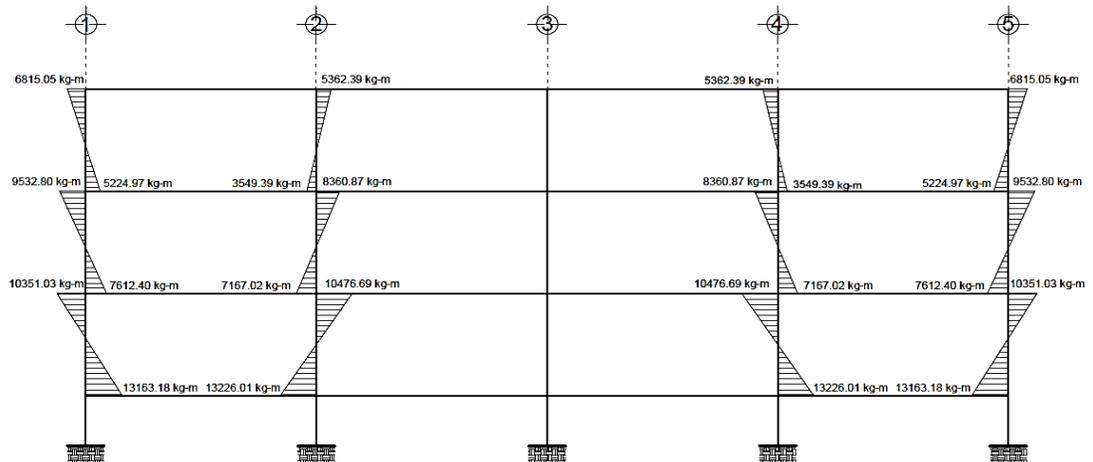
- $M = 1,4(4\ 728,26) + 1,7(567,85) = 7\ 584,92\ \text{kg-m}$
- $M = 0,75(4\ 728,26) + 1,7(567,85)) + 1,0(2\ 662,00) = 8\ 350,68\ \text{kg-m}$
- $M = 0,75(1,4(4\ 728,26) + 1,7(567,85)) - 1,0(2\ 662,00) = 3\ 026,69\ \text{kg-m}$
- $M = 0,9(4\ 728,26) + 1,0(2\ 662,00) = 6\ 917,43\ \text{kg-m}$
- $M = 0,9(4\ 728,26) - 1,0(2\ 662,00) = 1\ 593,44\ \text{kg-m}$

Figura 33. **Envolvente de momentos en vigas marco B**



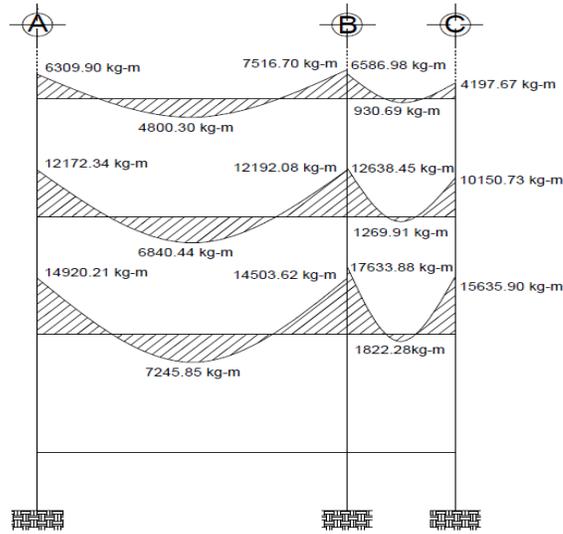
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 34. **Envolvente de momentos en columnas marco B**



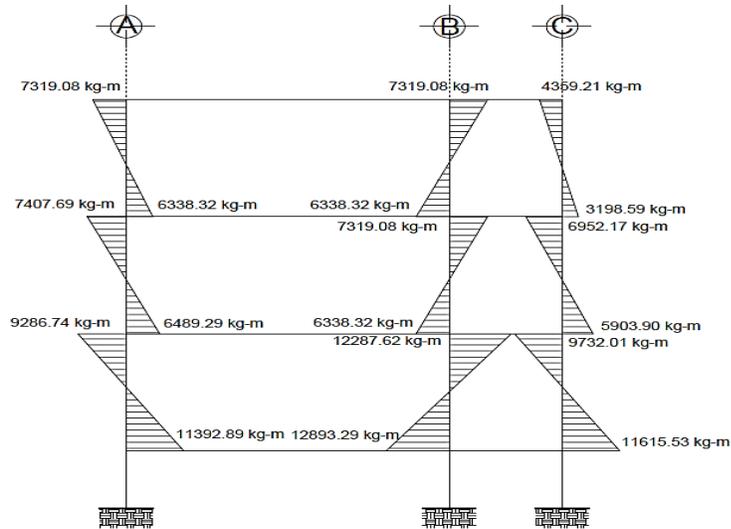
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 35. **Envolvente de momentos en vigas marco 2**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 36. **Envolvente de momentos en columnas marco 2**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.4.2. Diagramas de corte

Los esfuerzos cortantes en las vigas se obtienen aplicando los factores de resistencia de las cinco ecuaciones dispuestas por el Código ACI-05 en el apéndice C.2. Las ecuaciones a utilizar se muestran a continuación y para el valor de corte último deberá seleccionarse el valor mayor de los cinco obtenidos:

$$V_V = 1,4 \left(\frac{W_{CM} * L}{2} \right) + 1,7 \left(\frac{W_{CV} * L}{2} \right)$$

$$V_V = 0,75 * \left[1,4 \left(\frac{W_{CM} * L}{2} \right) + 1,7 \left(\frac{W_{CV} * L}{2} \right) \right] + 1,0 * \left(\frac{M_{CS \text{ izq}} + M_{CS \text{ der}}}{L} \right)$$

$$V_V = 0,75 * \left[1,4 \left(\frac{W_{CM} * L}{2} \right) + 1,7 \left(\frac{W_{CV} * L}{2} \right) \right] - 1,0 * \left(\frac{M_{CS \text{ izq}} + M_{CS \text{ der}}}{L} \right)$$

$$V_V = 0,9 * \left(\frac{W_{CM} * L}{2} \right) + 1,0 * \left(\frac{M_{CS \text{ izq}} + M_{CS \text{ der}}}{L} \right)$$

$$V_V = 0,9 * \left(\frac{W_{CM} * L}{2} \right) - 1,0 * \left(\frac{M_{CS \text{ izq}} + M_{CS \text{ der}}}{L} \right)$$

En donde:

V_V = corte último en viga

W_{CM} = carga distribuida debido a carga muerta

W_{CV} = carga distribuida debido a carga viva

L = longitud a rostros interiores de la viga

$M_{CS \text{ izq}}$ = momento del lado izquierdo de la viga debido a carga de sismo

$M_{CS \text{ der}}$ = momento del lado derecho de la viga debido a carga de sismo

Los esfuerzos cortantes en las columnas se obtienen aplicando la siguiente ecuación:

$$V_C = \frac{M_{e\ sup} + M_{e\ inf}}{L}$$

En donde:

V_C = corte último en columna

$M_{e\ sup}$ = momento superior de la columna obtenido de la envolvente de momentos

$M_{e\ inf}$ = momento inferior de la columna obtenido de la envolvente de momentos

L = longitud total de la columna

Se realiza el cálculo de corte último para la viga del tramo 1-2 del marco B y para la columna 2 del tercer nivel y se colocarán las gráficas con los resultados finales de los marcos B y 2. Cabe resaltar que el procedimiento para determinar el corte último en todos los marcos tanto en vigas como en columnas es el mismo, el cual se describe a continuación.

- Viga tramo 1-2 marco A segundo nivel

Datos:

L = 6,25 m

W_{CM} = 1 298,64 kg/m

W_{CV} = 168,00 kg/m

M_{CSizq} = 3 055,99 kg-m

M_{CSder} = 2 662,00 kg-m

$$V_V = 1,4 \left(\frac{1\,298,64 \cdot 6,25}{2} \right) + 1,7 \left(\frac{168,00 \cdot 6,25}{2} \right) = 6\,574,05 \text{ kg}$$

$$V_V = 0,75 \cdot (6\,574,05) + 1,0 \cdot \left(\frac{3\,055,99 + 2\,662,00}{6,25} \right) = 5\,845,42 \text{ kg}$$

$$V_V = 0,75 \cdot (6\,574,05) - 1,0 \cdot \left(\frac{3\,055,99 + 2\,662,00}{6,25} \right) = 4\,015,66 \text{ kg}$$

$$V_V = 0,9 \cdot \left(\frac{1\,298,64 \cdot 6,25}{2} \right) + 1,0 \cdot \left(\frac{3\,055,99 + 2\,662,00}{6,25} \right) = 4\,567,30 \text{ kg}$$

$$V_V = 0,9 \cdot \left(\frac{1\,298,64 \cdot 6,25}{2} \right) - 1,0 \cdot \left(\frac{3\,055,99 + 2\,662,00}{4,60} \right) = 2\,737,55 \text{ kg}$$

- Columna 2 marco B tercer nivel

Datos:

$L = 3,05 \text{ m}$

M_{esup} y M_{einf} se obtienen de los cálculos de las 5 combinaciones de carga para la envolvente de momentos en la columna 2 marco B.

$$V_C = \frac{5\,012,10 + 5\,196,90}{3,05} = 3\,347,21 \text{ kg}$$

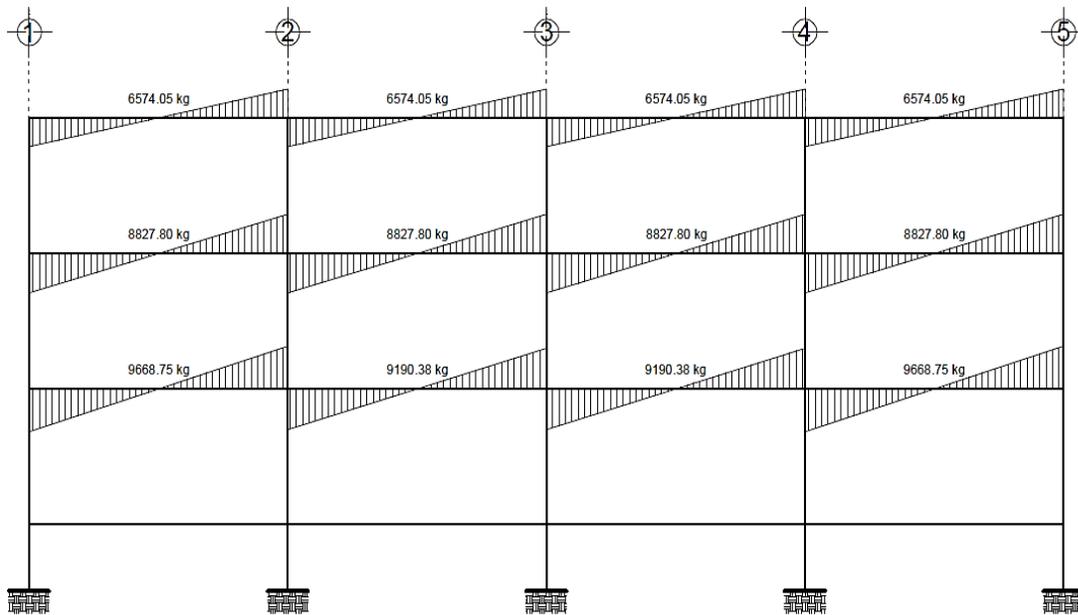
$$V_C = \frac{703,10 + 2\,570,39}{3,05} = 1\,073,27 \text{ kg}$$

$$V_C = \frac{6\,815,05 + 5\,224,97}{3,05} = 3\,947,55 \text{ kg}$$

$$V_C = \frac{-395,28 + 972,52}{3,05} = 189,26 \text{ kg}$$

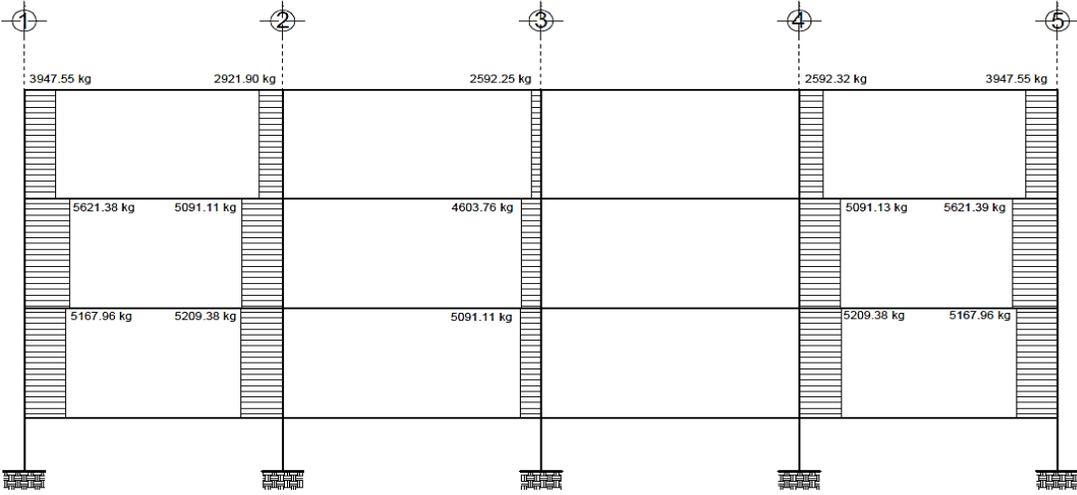
$$V_C = \frac{5\,716,67 + 3\,627,10}{3,05} = 3\,063,53 \text{ kg}$$

Figura 37. Diagramas de cortes últimos en vigas marco B



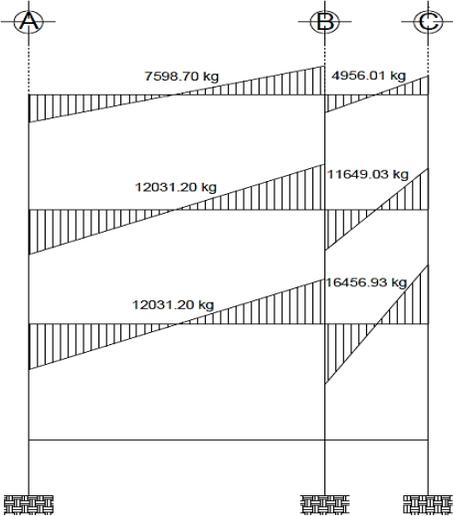
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 38. Diagramas de cortes últimos en columnas marco B



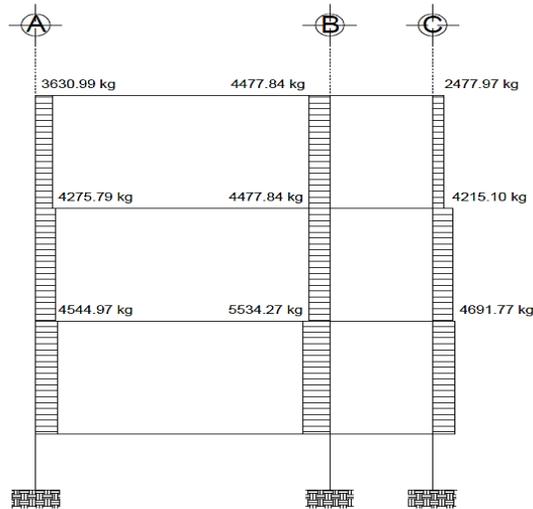
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 39. Diagramas de cortes últimos en vigas marco 2



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 40. **Diagramas de cortes últimos en columnas marco 2**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.5. **Diseño estructural**

Este consiste en determinar las características principales de los elementos estructurales, tales como; dimensiones, tipo y cantidad de acero de refuerzo, forma, y otros. Dichas características deben ser las adecuadas y necesarias para que todos los elementos sean resistentes a las cargas analizadas y en conjunto formen una estructura que proporcione seguridad y una vida útil considerable.

2.1.5.1. **Losas del primer nivel**

El diseño de las losas se diseñarán como losas tradicionales por medio del método 3 del Código ACI de 1963, también conocido como el método de los coeficientes y se tomará como base el predimensionamiento realizado en el capítulo 2.1.3.1.1

Datos:

Espesor de losa $t = 0,14$ m en aulas

Espesor de losa $t = 0,09$ m en pasillos

Peso específico del concreto $\gamma_c = 2\,400$ kg/m³

Resistencia del concreto a la compresión $f'_c = 280$ kg/cm²

Esfuerzo de fluencia del acero $f_y = 2\,810$ kg/cm² (grado 40)

Carga muerta (muros+acabados) $CM = 250$ kg/m²

Carga viva en aulas= 200 kg/m²

Carga viva en pasillos= 500 kg/m²

Altura de muro = $3,05$ m

- Integración de cargas

- Carga muerta última

$$C_{MU} = 1,4(CM + \gamma_c * t)$$

$$C_{MU} = 1,4(250 \text{ kg/m}^2 + 2\,400,00 \text{ kg/m}^3 * 0,14 \text{ m})$$

$$C_{MU} = 820,40 \text{ kg/m}^2$$

- Carga viva última

$$C_{VU} = 1,7(CV)$$

$$C_{VU\text{aula}} = 1,7(200 \text{ kg/m}^2) = 340,00 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{VU\text{pasillo}} = 1,7(500 \text{ kg/m}^2) = 850,00 \text{ kg/m}^2$$

- Carga total última

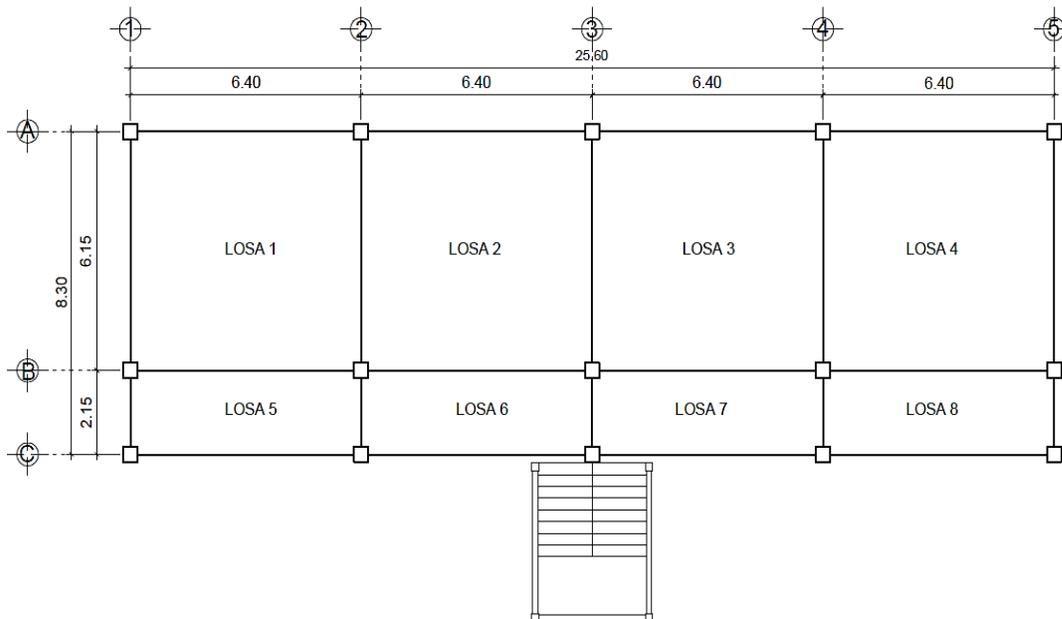
$$C_{TU} = C_{MU} + C_{VU}$$

$$C_{TU\text{aula}} = 820,40 \text{ kg/m}^2 + 340,00 \text{ kg/m}^2 = 1\,160,40 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{TU\text{pasillo}} = 820,40 \text{ kg/m}^2 + 850,00 \text{ kg/m}^2 = 1\,670,40 \text{ kg/m}^2$$

El método 3 del ACI permite calcular los momentos que se producen en las franjas centrales de las losas debido a las cargas aplicadas. Esto por medio de tablas de coeficientes de momentos, las cuales se encuentran en los anexos. Dependiendo de estos coeficientes de la relación (m) que exista dentro de las longitudes de los lados de la losa y de la continuidad que exista entre las mismas.

Figura 41. Losas del primer y segundo nivel



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Existen losas que son iguales en dimensiones y continuidad. Por ello se determinarán los momentos solo para una y serán los mismos para las demás.

Las losas iguales son:

Losa 1 = losa 4

Losa 2 = losa 3

Losa 5 = losa 8

Losa 6 = losa 7

- Cálculo de momentos actuantes $M (\pm)$

Para el cálculo de los momentos actuantes se utilizan las siguientes fórmulas:

- Momentos negativos

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

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

- Momentos positivos

$$M_{a(+)} = C_{am} * C_{MU} * a^2 + C_{av} * C_{VU} * a^2$$

$$M_{b(+)} = C_{bm} * C_{MU} * b^2 + C_{bv} * C_{VU} * b^2$$

- Momentos negativos en lados sin continuidad

$$M_{a(-)} = 1/3 * M_{a(+)}$$

$$M_{b(-)} = 1/3 * M_{b(+)}$$

En donde:

C_a, C_b = coeficientes para momentos negativos

C_{am}, C_{bm} = coeficientes para momentos positivos debido a carga muerta

C_{av}, C_{bv} = coeficientes para momentos positivos debido a carga viva

C_{MU} = carga muerta última

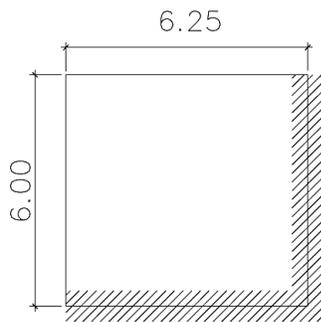
C_{MV} = carga viva última

a = longitud libre menor de la losa

b = longitud libre mayor de la losa

Se realizará el cálculo para tres losas: dos que trabajen en dos direcciones y que sean de diferentes casos de continuidad. La otra que trabaje en una sola dirección. Para las demás losas se debe realizar el mismo procedimiento descrito a continuación.

Losa 1 = losa 4



Caso 4

$$m = \frac{a}{b} = \frac{6,00}{6,25} = 0,96$$

Losa en 2 direcciones

$$M_{a(-)} = 0,055 * 1\ 160,40 * (6,00)^2 = 2\ 297,59 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 0,045 * 1\ 160,40 * (6,25)^2 = 2\ 039,77 \text{ kg-m}$$

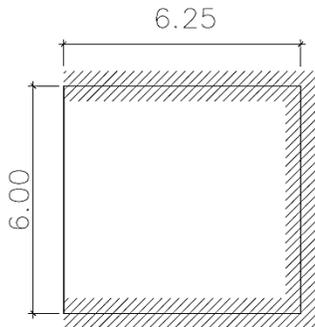
$$M_{a(+)} = 0,035 * 340 * (6,00)^2 + 0,03 * 820,40 * (6,00)^2 = 1\ 314,43 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(+)} = 0,029 * 340 * (6,25)^2 + 0,024 * 820,40 * (6,25)^2 = 1\ 154,28 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(-)} = 1/3(1\ 314,43) = 438,14 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 1/3(1\ 154,28) = 384,76 \text{ kg-m}$$

Losa 2 = losa 3



Caso 8

$$m = \frac{a}{b} = \frac{6,00}{6,25} = 0,96$$

Losa en 2 direcciones

$$M_{a(-)} = 0,038 * 1\ 160,40 * (6,00)^2 = 1\ 587,43 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 0,056 * 1\ 160,40 * (6,25)^2 = 2\ 538,38 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(+)} = 0,031 * 340 * (6,00)^2 + 0,022 * 820,40 * (6,00)^2 = 1\ 029,20 \text{ kg-m}$$

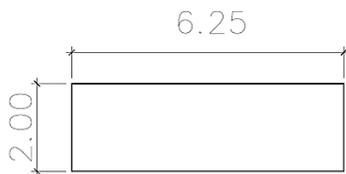
$$M_{b(+)} = 0,027 * 340 * (6,25)^2 + 0,021 * 820,40 * (6,25)^2 = 1\ 031,58 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(-)} = 1/3(1\ 029,20) = 343,07 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 1/3(1\ 031,58) = 343,86 \text{ kg-m}$$

Losas 5, 6, 7 y 8

Por ser losas que trabajan únicamente en una dirección se calculan los momentos solo en el lado corto y será en el mismo sentido en donde se coloque el acero de refuerzo.



$$m = \frac{a}{b} = \frac{2,00}{6,25} = 0,32$$

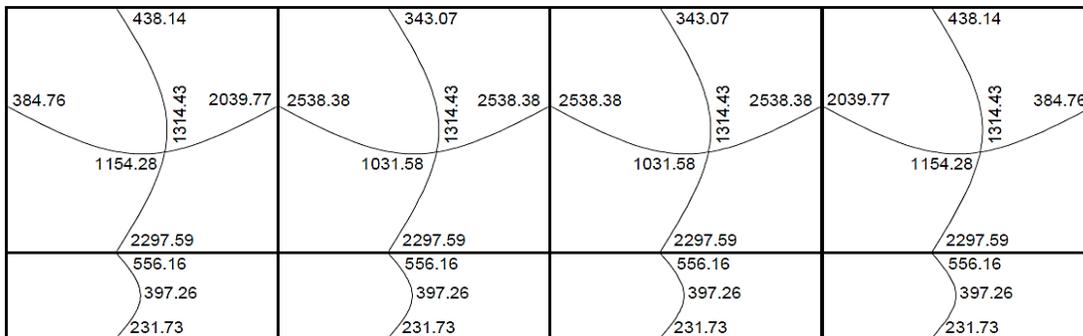
Losa en 1 dirección

$$M_{a(-)\text{lado continuo}} = \frac{C_{TU} * a^2}{10} = \frac{1\ 390,40 * 2,00^2}{10} = 556,16 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(+)} = \frac{C_{TU} \cdot a^2}{14} = \frac{1\,390,40 \cdot 2,00^2}{14} = 397,26 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(-)\text{lado discontinuo}} = \frac{C_{TU} \cdot a^2}{24} = \frac{1\,390,40 \cdot 2,00^2}{24} = 231,73 \text{ kg-m}$$

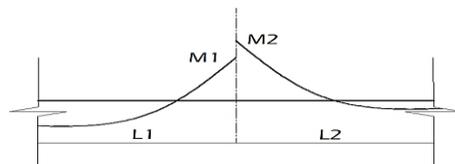
Figura 42. **Distribución de momentos en losas primer nivel**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Balance de momentos

Cuando las losas tienen un lado en común y cada una posee momentos negativos diferentes se deben balancear dichos momentos antes de proceder a diseñar los refuerzos que requiere. Los momentos se pueden balancear como se muestra a continuación:



$$M2 > M1$$

- Sí $M1 > 0,8 * M2$; entonces $MB = (M1 + M2) / 2$
- Sí $M1 < 0,8 * M2$; MB se distribuye proporcional a la rigidez de las losas, de la siguiente manera:

$$K_1 = \frac{1}{L_1} \qquad K_2 = \frac{1}{L_2}$$

En donde:

MB = momento balanceado

K1, K2 = rigideces de losas 1 y 2

L1, L2 = longitudes de losas 1 y 2

D1, D2 = factores de distribución de momentos en losas 1 y 2

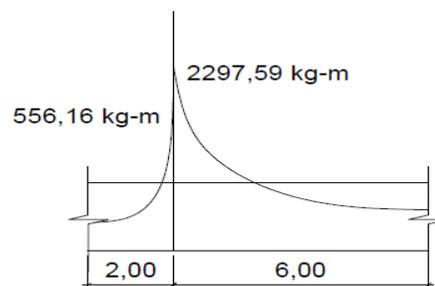
$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} \qquad D_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2}$$

Y los momentos balanceados se obtienen con las fórmulas:

$$MB_1 = M1 + (M2 - M1) * D1$$

$$MB_2 = M2 - (M2 - M1) * D2$$

- Balance de momentos entre losa 1 y losa 2



$$M1 = 556,16 \text{ kg-m}$$

$$M2 = 2\,297,59 \text{ kg-m}$$

$$M2 > M1$$

- Sí $M1 > 0,8 * M2$; entonces $MB = (M1 + M2) / 2$

$$556,16 > 0,8 * (2\,297,59)$$

$$556,16 \text{ v } 1\,838,07 \text{ (no aplica la ecuación 1)}$$

- Sí $M1 < 0,8 * M2$; MB se distribuye proporcional a la rigidez de las losas:

$$556,16 < 0,8 * (2\,297,59)$$

$$556,16 < 1\,838,07 \text{ (aplica la ecuación 2)}$$

$$K_1 = \frac{1}{L_1} = \frac{1}{2,00} = 0,50$$

$$K_2 = \frac{1}{L_2} = \frac{1}{6,00} = 0,17$$

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} = \frac{0,50}{0,50 + 0,17}$$

$$D_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} = \frac{0,17}{0,50 + 0,17}$$

$$D_1 = 0,75$$

$$D_2 = 0,25$$

Los momentos balanceados son:

$$MB_1 = M1 + (M2 - M1) * D1$$

$$MB_1 = 556,16 + (2\,297,59 - 556,16) * 0,75$$

$$MB_1 = 1\,862,23 \text{ kg-m}$$

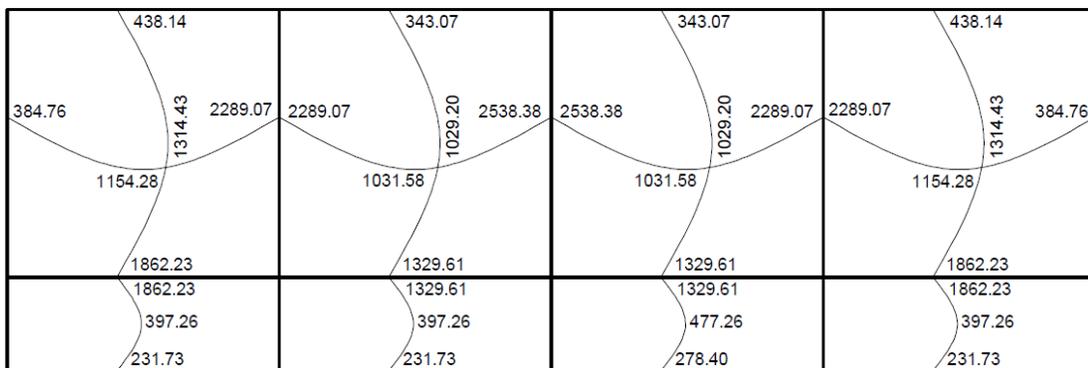
$$MB_2 = M_2 - (M_2 - M_1) \cdot D_2$$

$$MB_2 = 2\,297,59 - (2\,297,59 - 566,16) \cdot 0,25$$

$$MB_2 = 1\,862,23 \text{ kg-m}$$

Se aplicó el mismo procedimiento para realizar los balances de momentos en todas las losas. Los resultados de los momentos finales se observan en la siguiente figura.

Figura 43. **Distribución de momentos finales en losas primer nivel**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Diseño de armado de la losa: se realizará el diseño de armado para un ancho de 1 metro, debe definirse el área de acero mínimo y el momento que resiste. Luego se calcula el acero de refuerzo para los momentos mayores a los momentos que resiste el área de acero mínimo.

Datos:

Espesor de losa $t = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$

$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$ (grado 40)

Ancho unitario $b = 1,00 \text{ m} = 100 \text{ cm}$

Recubrimiento = $r = 2 \text{ cm}$ (ACI-05 7,7,1)

\emptyset refuerzo núm. 4 = $1/2'' = 1,27 \text{ cm}$

Cálculo del peralte efectivo

$$d = t - r - \frac{\emptyset}{2} = 14 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} - \frac{1,27 \text{ cm}}{2} = 10,865 \text{ cm}$$

El área de acero mínimo ($A_{s_{\min}}$) en una losa, se calcula como el 40 % del área de acero mínimo de una viga, usando un ancho unitario de 100 cm.

$A_{s_{\min}}$ en una viga, según el Código ACI-05 10.5.1 (10-3):

$$A_{s_{\min}} = \frac{14bd}{f_y}$$

$A_{s_{\min}}$ en una losa aplicándole el 40 % de reducción del acero mínimo de una viga:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,4 \cdot 14bd}{f_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,4(14)(100)(10,865)}{2810} = 2,165 \text{ cm}^2$$

Con el $A_{s_{\min}}$ se determina el espaciamiento (S) que requiere, usando varillas núm. 4 ($A=1,2668 \text{ cm}^2$):

$$2,165 \text{ cm}^2 - 100 \text{ cm}$$

$$1,2668 \text{ cm}^2 - S$$

$$S_{Asmin} = \frac{(1,2668 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{2,165 \text{ cm}^2} = 58,50 \text{ cm}$$

Según el Código ACI-05 7.6.5 en losas, exceptuando las losas nervadas, el espaciamiento del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor a 3 veces el espesor de la losa ni ser mayor a 45 cm.

$$S_{max} \leq 3t \leq 3(14 \text{ cm}) \leq 42 \text{ cm}$$

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

$$S_{Asmin} = 58,50 \text{ cm}$$

Como el S_{Asmin} es mayor al S_{max} , ahora el límite será este último y se procede a calcular el área de acero para cubrir dicho espaciamiento:

$$As_{min} \quad - \quad 100 \text{ cm}$$

$$1,2668 \text{ cm}^2 \quad - \quad 42 \text{ cm}$$

$$As_{min} = \frac{(1,2668 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{42 \text{ cm}} = 3,0161 \text{ cm}^2$$

Con el As_{min} calculado para el S_{max} , se procede a encontrar el momento (M_{Asmin}) que dicha área de acero resiste:

$$M_{Asmin} = \phi \left[As_{min} * fy * \left(d - \frac{As * fy}{1,7 * f'c * b} \right) \right]; \quad \phi = 0,9$$

$$M_{Asmin} = 0,9 \left[3,0161 * 2810 * \left(10,865 - \frac{3,0161 * 2810}{1,7 * 280 * 100} \right) \right] = 81\,517,631 \text{ kg-cm}$$

$$M_{Asmin} = 815,18 \text{ kg-m}$$

El momento que resiste el acero mínimo M_{Asmin} (815,17 kg-m), no cubre todos los momentos finales de las losas. Por ello debe calcularse el acero requerido para los momentos mayores y el espaciamiento necesario utilizando varillas núm. 4.

A modo de ejemplo se calculará el acero y el espaciamiento requerido para el momento 1 029,20 kg-m. Luego se muestra la tabla resumen de todos los momentos mayores con su respectivo A_s y espaciamiento.

$$M = 1\,029,20 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \frac{0,85f'c}{f_y} \left[b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M_u*b}{0,003825*f'c}} \right]$$

$$A_s = \frac{0,85(280)}{2\,810} \left[100*10,865 - \sqrt{(100*10,865)^2 - \frac{1\,029,20*100}{0,003825*280}} \right]$$

$$A_s = 3,82 \text{ cm}^2$$

$$3,82 \text{ cm}^2 \quad - \quad 100 \text{ cm}$$

$$1,2668 \text{ cm}^2 \quad - \quad S$$

$$S = \frac{(1,2668 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{3,82 \text{ cm}^2} = 33,12 \text{ cm}$$

Tabla XII. **Espaciamientos de refuerzo a flexión en losas del primer y segundo nivel para momentos a M_{Asmin}**

	Momento (kg-m)	As (cm ²)	As varilla cm ²	
			Núm. 3	S (cm)
Sentido X	1 029,20	3,7677	0,7126	18,91
	1 314,43	4,8402	0,7126	14,72
	1 329,61	4,8977	0,7126	14,55
	1 862,23	6,9374	0,7126	10,27
Sentido Y	1 031,58	3,7766	0,7126	18,87
	1 154,28	4,2364	0,7126	16,82
	2 289,07	8,6075	0,7126	8,28
	2 538,38	9,5983	0,7126	7,42

Fuente: elaboración propia.

Nota: ver separaciones finales del acero de refuerzo en las losas del primer nivel en los apéndices, plano núm. 8 del edificio comunal de dos niveles.

- Acero por temperatura: las losas 5, 6, 7 y 8 trabajan únicamente en un sentido, por lo que el refuerzo a flexión se ubicará en la dirección más corta.

El Código ACI-05 7.12.1 exige que en losas en donde el refuerzo a flexión se coloque en una sola dirección. Esto debe colocarse en el refuerzo perpendicular al refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos debido a retracción y temperatura.

Según el Código ACI-05 7.12.2.1 (a), en losas donde se empleen varillas de acero 40° (2 810 kg/cm²), la cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser: $\rho = 0,0020$.

Área de acero por temperatura:

$$A_{s_t} = \rho \cdot b \cdot t$$
$$A_{s_t} = (0,0020)(100 \text{ cm})(10 \text{ cm})$$
$$A_{s_t} = 2,00 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento utilizando varillas núm. 3 ($A = 0,7126 \text{ cm}^2$):

$$2,00 \text{ cm}^2 \quad - \quad 100 \text{ cm}$$
$$0,7126 \text{ cm}^2 \quad - \quad S$$

$$S = \frac{(0,7126 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{2,00 \text{ cm}^2} = 35,63 \text{ cm}$$

El Código ACI-05 capítulo 7.12.2.2 establece que en ningún caso debe colocarse el refuerzo de retracción y temperatura. Esto con una separación mayor de 5 veces el espesor de la losa ni debe exceder los 45 cm.

$$S_{\text{maxt}} = 5t$$
$$S_{\text{maxt}} = 5(10 \text{ cm})$$
$$S_{\text{maxt}} = 50 \text{ cm}$$

Como $S < S_{\text{maxt}}$ y también $S < 45 \text{ cm}$, el espaciamiento es correcto. Por lo tanto, colocar A_s núm. 3 @ 25 cm.

- Chequeo por corte: este se realiza en los dos sentidos de la losa, en el sentido largo y en el corto. Esto con la finalidad de determinar si el espesor t propuesto es el correcto. Esto se realiza verificando que el corte que resiste el concreto sea mayor al corte que producen las cargas actuantes.

Se verificarán los cortantes actuantes en la losa más crítica con medidas de 2,00 m x 6,25 m.

- Sentido corto

$$C_{TU\text{pasillo}} = 1\,390,40 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 2,00 \text{ m}$$

$$V_a = \frac{C_{TU}L}{2}$$

$$V_a = \frac{\left(1\,390,40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1,00 \text{ m}\right) (2,00 \text{ m})}{2} = 1\,390,40 \text{ kg}$$

- Sentido largo

$$C_{TU} = 1\,390,40 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 6,25 \text{ m}$$

$$V_a = \frac{\left(1\,390,40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1,00 \text{ m}\right) (6,25 \text{ m})}{2} = 4\,345,00 \text{ kg}$$

- Corte que resiste el concreto

$$V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f_c} * b * d ; \quad \phi = 0,85$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 100 * 10,865 = 8190,37 \text{ kg}$$

Como $V_c > V_a$ el espesor t propuesto para las losas es correcto.

2.1.5.2. Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales horizontales que trabajan fundamentalmente a flexión. Estos reciben las cargas de las losas y las transmiten a las columnas.

Serán diseñadas por el método de resistencia última, que se basa en la suposición de que los elementos fallan cuando alcanzan su resistencia última. Esto utilizando cargas factorizadas por medio de las ecuaciones descritas en el apéndice C.2 del Código ACI-05 y reduciendo la resistencia de los materiales. Esto por medio del factor de reducción (ϕ), dicho factor varía si el miembro estructural trabaja a flexión o a corte.

Los momentos necesarios para realizar el diseño de las vigas se toman de la envolvente de momentos. A manera de ejemplificar el diseño de vigas que será el mismo para todas, se diseñará la viga entre los ejes 1-2 del marco B del segundo nivel.

Viga 1-2, marco B segundo nivel

Datos:

$$\gamma_{\text{conc}} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$\text{rec.} = 4 \text{ cm}$$

$$d = h - \text{rec.} - \phi_{\text{estribo}} - \phi_{\text{varilla\#5}} / 2 = 45 - 4 - 0,9525 - 1,905/2 = 39,10 \text{ cm}$$

m(-)izq (kg-m)	m(+) (kg-m)	m(-)Der (kg.m)	Vu (kg)
6 815,04	3 973,47	8 350,68	6 574,05

- Acero mínimo

El Código ACI-05 capítulo 10.5.1 requiere que en todo elemento estructural sometido a flexión el $A_{s_{min}}$ debe ser por lo menos:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = \frac{0,8\sqrt{280}}{2 810} * 35 * 39,10 = 6,52 \text{ cm}^2$$

Pero no menor a:

$$A_{s_{min}} = \frac{14bd}{f_y} = \frac{(14)(35)(39,10)}{2 810} = 6,82 \text{ cm}^2$$

Por lo que se obtiene como $A_{s_{min}} = 6,82 \text{ cm}^2$.

- Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0,5 * \rho_b * b * d$$

Según el Código ACI-05 en el apéndice B.8.4.3 (B.8-1), la cuantía de acero balanceada (ρ_b) debe ser:

$$\rho_b = \frac{0,85 * \beta * f'_c * 6 120}{f_y(6 120 + f_y)}$$

Si $0 \text{ kg/cm}^2 < f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ entonces $\beta = 0,85$

$$\rho_b = \frac{0,85 * \beta * f'c * 6\ 120}{f_y(6\ 120 + f_y)} = \frac{0,85 * 0,85 * 280 * 6\ 120}{2\ 810(6\ 120 + 2\ 810)} = 0,0493$$

$$A_{s_{max}} = 0,5 * \rho_b * b * d$$

$$A_{s_{max}} = 0,5 * 0,0493 * 35 * 39,10 = 33,76 \text{ cm}^2$$

- Refuerzo que requiere cada momento

El refuerzo que requiere cada momento se calculará con la ecuación:

$$A_s = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0,003825 * f'c}} \right]$$

- $M(-)_{izq} = 6\ 815,04 \text{ kg-m}$

$$A_s = \frac{0,85(280)}{2\ 810} \left[35 * 39,10 - \sqrt{(35 * 39,10)^2 - \frac{6\ 815,04 * 35}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_s = 7,11 \text{ cm}^2$$

- $M(+) = 3\ 973,47 \text{ kg-m}$

$$A_s = \frac{0,85(280)}{2\ 810} \left[35 * 39,10 - \sqrt{(35 * 39,10)^2 - \frac{3\ 973,47 * 35}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_s = 4,09 \text{ cm}^2 \quad \text{usar} \quad A_{s_{min}} = 6,82 \text{ cm}^2$$

- $M(-)_{der} = 8\,350,68 \text{ kg-m}$

$$A_s = \frac{0,85(280)}{2\,810} \left[35 \cdot 39,10 - \sqrt{(35 \cdot 39,10)^2 - \frac{8\,350,68 \cdot 35}{0,003825 \cdot 280}} \right]$$

$$A_s = 8,78 \text{ cm}^2$$

Para el armado longitudinal final de la viga se deben cumplir los siguientes requisitos, según el Código ACI-05 capítulo 21:

- ACI-05 capítulo 21.3.2.1: en cualquier sección de un elemento a flexión, tanto para el refuerzo en la cama superior como inferior, la cantidad de refuerzo no debe ser menor al $A_{s_{min}}$.
- ACI-05 capítulo 21.3.2.1: la cuantía de refuerzo ρ no debe ser mayor a 0,025.
- ACI-05 capítulo 21.3.2.1: al menos deben disponerse de dos barras de refuerzo a lo largo de la viga tanto en la cama superior como inferior.
- ACI-05 capítulo 21.3.2.2: la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor a la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. ($A_{s_{M+}} \geq 50 \% A_{s_{M-}}$)
- Refuerzo en cama superior

Se debe seleccionar el área de acero mayor de las siguientes opciones:

- $A_{s_{min}} = 6,82 \text{ cm}^2$
- $33 \% A_{s_{M(-)izq}} = 0,33 \cdot 7,11 \text{ cm}^2 = 2,35 \text{ cm}^2$

- $33 \% As_{M(-)der} = 0,33 * 8,78 \text{ cm}^2 = 2,90 \text{ cm}^2$

El $As_{min}=6,82 \text{ cm}^2$, por lo tanto se colocarán 3 varillas corridas 2 núm. 6 + 1 núm. 4 = $6,97 \text{ cm}^2$

Con las 2 varillas núm. 6 y 1 varilla núm. 4 corridas no se cubre totalmente el acero que requieren los momentos negativos. Por ello es necesario cubrirlos con refuerzo adicional en forma de bastones, estos tendrán una longitud de $L/4$, siendo L la longitud total a rostros de la viga.

- $As_{adicionalizq} = As_{M(-)} - As_{propuesto} = 7,11 \text{ cm}^2 - 6,97 \text{ cm}^2 = 0,14 \text{ cm}^2$

- $As_{adicionalder} = As_{M(-)} - As_{propuesto} = 8,78 \text{ cm}^2 - 6,97 \text{ cm}^2 = 1,81 \text{ cm}^2$

El $As_{adicionalizq} = 0,14 \text{ cm}^2$ por diseño se cubrirá con 1 bastón núm. 4 = $1,270 \text{ cm}^2$

El $As_{adicionalder} = 1,81 \text{ cm}^2$ por diseño se cubrirá con 1 bastón núm. 5 = $1,980 \text{ cm}^2$

- Refuerzo en cama inferior

Se debe seleccionar el área de acero mayor de las siguientes opciones:

- $As_{min} = 6,82 \text{ cm}^2$

- $50 \% As_{M(-)izq} = 0,50 * 7,11 \text{ cm}^2 = 3,56 \text{ cm}^2$

- $50 \% As_{M(-)der} = 0,50 * 8,78 \text{ cm}^2 = 4,39 \text{ cm}^2$

- $50 \% As_{M(+)} = 0,50 * 6,82 \text{ cm}^2 = 3,41 \text{ cm}^2$

El As mayor de los cálculos anteriores es el $As_{min}=6,82 \text{ cm}^2$. Por lo tanto, se colocarán 2 varillas corridas 1 var. núm. 6 + 1 var. núm. 4 = $6,97 \text{ cm}^2$

Y como el A_s propuesto es mayor al A_s requerido por el momento positivo, no es necesario colocar refuerzo adicional.

- Refuerzo a corte: para contrarrestar los esfuerzos cortantes en la viga, deben disponerse de estribos cerrados.

Si el corte último que producen las fuerzas externas en la viga (V_u) es mayor al corte que resiste el concreto (V_c), se debe calcular el espaciamiento de los estribos. De lo contrario solo se necesitarán estribos por armado tal y como lo requiere el Código ACI-05.

$$V_u = 6\,574,05 \text{ kg}$$

$$V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f_c} * b * d ; \quad \phi = 0,85$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 35 * 39,10 = 10\,314,85 \text{ kg}$$

$V_c > V_u$, por lo tanto no se necesita diseñar los estribos, únicamente colocarlos por armado tal y como se describe a continuación:

Requerimientos del Código ACI-05 para la colocación de estribos:

- ACI-05, capítulo 7.11.1: el refuerzo longitudinal en vigas debe confinarse por medio de estribos transversales de por lo menos núm. 3.
- ACI-05, capítulo 21.3.3.1: deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en una longitud igual a dos veces la altura del elemento a flexión, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos.

Longitud de confinamiento (L_c) = $2h$

$$L_c = 2(45 \text{ cm}) = 90 \text{ cm}$$

- ACI-05, capítulo 21.3.3.2: el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 5 cm de la cara del elemento de apoyo.
- ACI-05, capítulo 21.3.3.2: el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe ser mayor al menor de los siguientes cálculos:

- $d/4 = (39,10 \text{ cm})/4 = 9,77 \text{ cm}$

- 8 veces el diámetro de las barras longitudinales:

$$8(\varnothing_{\#5}) = 8 (1,905 \text{ cm}) = 15,24 \text{ cm}$$

- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento:

$$24(\varnothing_{\#3}) = 24 (0,95 \text{ cm}) = 22,8 \text{ cm}$$

- 30 cm

Por lo que deberá colocarse el primer estribo núm. 3 a 5 cm y estribos núm. 3 @ 9 cm en el resto de la zona de confinamiento. Esta medida es desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la viga, en ambos extremos.

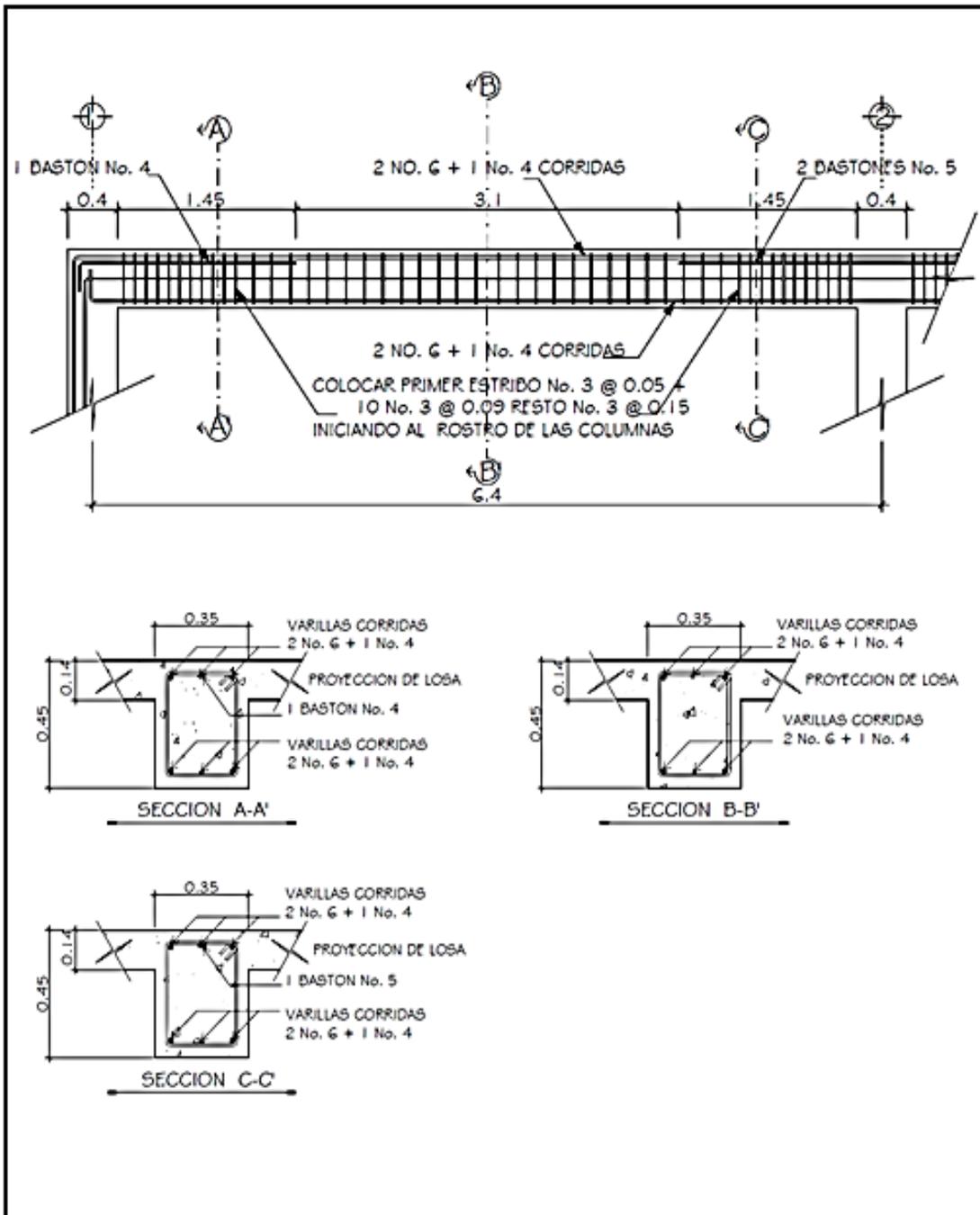
Para el resto de la longitud de la viga en donde no son necesarios los estribos cerrados de confinamiento debe cumplirse con lo siguiente:

- ACI-05, capítulo 21.3.3.4: cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

$$d/2 = 39,10 \text{ cm} / 2 = 19,55 \text{ cm}$$

Por lo que fuera de la zona de confinamiento de la viga se colocarán estribos núm. 3 @ 15 cm.

Figura 44. Detalle de armado viga 1-2, marco B tercer nivel



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.5.3. Diseño de columnas

Las columnas son elementos verticales que absorben la carga completa del edificio para trasladarla a la cimentación. Están sometidas principalmente a esfuerzos de compresión axial y a momentos flexionantes.

Para el diseño, la carga axial es el valor de todas las cargas últimas verticales que actúan dentro del área que tributa a la columna. Los momentos flexionantes pueden existir en un solo sentido o en los dos sentidos, estos son tomados del análisis estructural, específicamente de la envolvente de momentos. Para diseñar la columna se toma el mayor de los momentos actuantes en cada eje, tanto en la parte superior como en la parte inferior.

Para este caso se diseña por cada nivel únicamente la columna crítica, es decir, la que esté sometida a mayores esfuerzos. En este proyecto la columna crítica es la A-2. Se diseñaron las columnas del primer, segundo y tercer nivel, en esta sección se describe el procedimiento únicamente para la columna del primer nivel.

Datos:

Sección de columna: 0,40 m x 0,40 m

Longitud de efectiva de columna: 3,05 m

Sección de viga: 0,35 m x 0,45 m

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\gamma_c = 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$d = h - rec - \varnothing_{\text{estribo}} - \varnothing_{\text{varilla\#6}} / 2 = 40 - 4 - 0,9525 - 1,905/2 = 34,10 \text{ cm}$$

$$CM_{\text{acabados}} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 75 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área tributaria (At)} = 18,75 \text{ m}^2$$

$$t_{\text{losa}} = 14 \text{ cm}$$

$$W_{\text{losa}} = 336 \text{ kg/m}^2$$

$$M_x = 6\,309,87 \text{ kg-m}$$

$$M_y = 6\,863,23 \text{ kg-m}$$

$$V = 3\,708,79 \text{ kg}$$

- Factor de carga última (FCU)

$$CU = 1,4CM + 1,7CV$$

$$CU = 1,4(336 \text{ kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m}^2) + 1,7(75 \text{ kg/m}^2) = 667,90 \text{ kg/m}^2$$

$$FCU = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{667,90}{386 + 50 + 75} = 1,49$$

$$PP_{\text{viga}} = b * h * \gamma_c * L = (3,25 \text{ m})(0,45 \text{ m})(2\,400 \text{ kg/m}^3)(9,75 \text{ m}) = 3\,496,50 \text{ kg}$$

- Carga axial (Pu)

$$Pu = (At * CU) + (PP_{\text{vigas}} * FCU)$$

$$Pu = (18,75 \text{ m}^2 * 667,90 \text{ kg/m}^2) + (3\,496,50 \text{ kg} * 1,49) = 17\,588,88 \text{ kg}$$

$$Pu = 17,59 \text{ ton}$$

- Esbeltez (E): es la reducción de resistencia de un elemento sujeto a la compresión axial o a flexocompresión. Esto debido a que la longitud del

elemento es grande en comparación con las dimensiones de su sección transversal. La esbeltez está dada por:

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

En donde:

K = factor de longitud efectiva

L_u = longitud efectiva (longitud libre entre apoyos)

r = radio de giro

Una manera general de clasificar las columnas debido a su esbeltez es: columna corta si $E < 22$, columna intermedia si $22 < E < 100$ y columna larga si $E > 100$.

El Código ACI-05 capítulo 10.13.2, permite despreciar los efectos de la esbeltez cuando $K \cdot L_u / r$ sea menor que 22. De lo contrario deberán magnificarse los momentos de cada eje y proceder a diseñar utilizando los momentos magnificados.

Para determinar el factor de longitud efectiva (K) es necesario determinar el coeficiente que mide el grado de empotramiento (Ψ).

- Coeficiente que mide el grado de empotramiento (Ψ)

Regularmente en las estructuras de concreto reforzado, las columnas se encuentran restringidas por las uniones viga-columna, losa-columna o columna-zapata. Por ello, el grado de restricción al movimiento (grado de empotramiento) depende de la relación que exista entre las rigideces de estos elementos.

Según el Código ACI-05 capítulo 10.12.1, Ψ = relación de $\Sigma(EI/L_u)$ de los elementos a compresión. Esto con respecto a $\Sigma(EI/L)$ de los elementos sometidos a flexión en el mismo plano en un extremo del elemento a compresión.

$$\Psi = \frac{\Sigma \left(\frac{EI}{L_u} \right)_{\text{columna}}}{\Sigma \left(\frac{EI}{L} \right)_{\text{viga}}}$$

En donde:

E = módulo de elasticidad del concreto (se toma como 1 debido a que todos los elementos serán construidos con el mismo material).

L_u = luz libre entre apoyos del elemento a compresión.

L = luz del elemento a flexión medida centro a centro de los apoyos.

I = inercia del elemento

$$I = \frac{1}{12}bh^3$$

- Factor de longitud efectiva (K)

El Código ACI-05 comentario 10.12.1, permite calcular el factor de la longitud (K) para elementos no arriostrados a compresión restringidos en ambos extremos:

Para $\Psi_m < 2$

$$K = \frac{20 - \Psi_m}{20} \sqrt{1 + \Psi_m}$$

Para $\Psi_m \geq 2$

$$K=0,9\sqrt{1+\Psi_m}$$

Donde Ψ_m es el promedio de los valores del grado de empoderamiento Ψ en los extremos del elemento a compresión. Esto utilizando Ψ_A para el extremo superior y Ψ_B para el extremo inferior.

Ya definidos todos los factores a utilizar se procede a calcular la esbeltez en los dos sentidos X y Y.

- Esbeltez en el sentido X

Inercias

$$I_{\text{columna}} = \frac{1}{12}(0,40 \text{ m})(0,40 \text{ m})^3 = 0,002134 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{viga1}} = \frac{1}{12}(0,35 \text{ m})(0,45 \text{ m})^3 = 0,002658 \text{ m}^4$$

Coeficiente que mide el grado de empotramiento (Ψ)

$$\Psi_A = \frac{\frac{0,002134 \text{ m}^4}{3,05 \text{ m}}}{\frac{0,002658 \text{ m}^4}{3,00 \text{ m}}} = 0,789$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{0,002134 \text{ m}^4}{3,05 \text{ m}} + \frac{0,002134 \text{ m}^4}{3,05 \text{ m}}}{\frac{0,002658 \text{ m}^4}{3,00 \text{ m}}} = 1,579$$

$$\Psi_m = \frac{0,789 + 1,579}{2} = 1,184 < 2$$

Factor de longitud efectiva (K)

$$K = \frac{20 - 1,184}{20} \sqrt{1 + 1,184} = 1,390$$

Esbeltez (E)

$$E = \frac{K * L_u}{r}$$

En donde:

$L_u = 2,60$ m longitud de columnas sin vigas.

r = radio de giro, según el ACI-05 capítulo 10.11.2: se puede tomar el radio de giro, r , igual a 0,3 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está analizando, para elementos rectangulares.

$$E = \frac{K * L_u}{r} = \frac{1,390 * 2,60\text{m}}{0,3(0,40\text{m})} = 30,13$$

$$22 < E < 100$$

$$22 < 30,13 < 100$$

Por lo que, la columna en el sentido X puede considerarse una columna intermedia y deberá magnificarse el momento en ese sentido.

- Esbeltez en el sentido Y

Coeficiente que mide el grado de empotramiento (Ψ)

$$\Psi_A = \frac{\frac{0,002134 \text{ m}^4}{3,05 \text{ m}}}{\frac{0,002658 \text{ m}^4}{3,125 \text{ m}} + \frac{0,002658 \text{ m}^4}{3,125 \text{ m}}} = 0,412$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{0,002134 \text{ m}^4}{3,05 \text{ m}} + \frac{0,002134 \text{ m}^4}{3,05 \text{ m}}}{\frac{0,002658 \text{ m}^4}{3,125 \text{ m}} + \frac{0,002658 \text{ m}^4}{3,125 \text{ m}}} = 0,822$$

$$\Psi_m = \frac{0,412 + 0,822}{2} = 0,617 < 2$$

Factor de longitud efectiva (K)

$$K = \frac{20 - 0,617}{20} \sqrt{1 + 0,617} = 1,232$$

Esbeltez (E)

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

En donde:

$L_u = 2.60 \text{ m}$ longitud de columnas sin vigas.

$r =$ radio de giro, según el ACI-05 capítulo 10.11.2: se puede tomar el radio de giro, r , igual a 0,3 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está analizando, para elementos rectangulares.

$$E = \frac{K \cdot L_u}{r} = \frac{1,232 \cdot 2,60 \text{ m}}{0,3(0,40 \text{ m})} = 26,70$$

$$22 < E < 100$$

$$22 < 26,70 < 100$$

Por lo que la columna en el sentido Y puede considerarse una columna intermedia y deberá magnificarse el momento en ese sentido.

- Magnificación de momentos: se utiliza este procedimiento aproximado de diseño, el cual usa el concepto de magnificador de momento para tomar en cuenta los efectos de la esbeltez en los elementos a compresión. Los momentos calculados a través de un análisis ordinario de primer orden son multiplicados por un magnificador de momento, el cual está en función de la fuerza axial mayorada P_u y de la carga crítica de pandeo P_c de la columna.
 - Factor de magnificación de momentos (δ)

Según el Código ACI-05 capítulo 10.12.3 (10-9), la fórmula para calcular el factor de magnificación de momentos es:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_c}}$$

En donde:

C_m = el factor C_m es un factor de corrección que relaciona el diagrama de momentos existente con un diagrama de momentos uniforme equivalente. Según el Código ACI-05 capítulo 10.12.3.1: para marcos con desplazamiento lateral $C_m=1$.

P_u = carga axial última = 17 588,88 kg.

P_c = carga crítica de Euler: según el Código ACI-05 capítulo 10.12.3 (10-10) puede determinarse con la siguiente fórmula:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2}$$

El = rigidez = según el Código ACI-05 capítulo 10.12.3 (10-12) puede determinarse con la siguiente fórmula:

$$EI = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

En donde:

E_c = módulo de elasticidad del concreto: según el Código ACI-05 capítulo 8.5.1 el módulo de elasticidad del concreto puede considerarse como:

$$E_c = 15\ 100 \sqrt{f_c}$$

$$E_c = 15\ 100 \sqrt{280\ \text{kg/cm}^2} = 252\ 671,33\ \text{kg/cm}^2$$

I_g = momento de inercia

$$I_g = \frac{1}{12} (40\ \text{cm})(40\ \text{cm})^3 = 213\ 333,33\ \text{cm}^4$$

β_d = relación utilizada para calcular los momentos magnificados en columnas debidos a las cargas permanentes. Según el Código ACI-05 capítulo 10.13.6: β_d debe calcularse como la relación entre la máxima carga mayorada que actúa en forma permanente y la máxima carga mayorada total.

$$\beta_d = \frac{CMU}{CU} = \frac{540,40}{667,90} = 0,8091$$

Con los datos anteriores se procede a calcular la rigidez:

$$EI = \frac{0,4E_c I_g}{1+\beta_d}$$

$$EI = \frac{0,4(252\,671,33 \text{ kg/cm}^2)(213\,333,33 \text{ cm}^4)}{1+0,8091} = 11\,918\,218\,454,27 \text{ kg-cm}^2$$

Con todos los datos obtenidos se procede a calcular el factor de magnificación para cada eje en análisis.

- Sentido X

Carga crítica de Euler:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2} = \frac{\pi^2 (11\,918\,218\,454,27 \text{ kg-cm}^2)}{(1,390 \cdot 260 \text{ cm})^2} = 900\,072,40 \text{ kg}$$

Factor de magnificación:

$$\delta_x = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,70 P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{17\,588,88 \text{ kg}}{0,70(900\,072,40 \text{ kg})}} = 1,028718$$

- Sentido Y

Carga crítica de Euler:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2} = \frac{\pi^2 (11\,918\,218\,454,27 \text{ kg-cm}^2)}{(1,232 \cdot 260 \text{ cm})^2} = 1145820,70 \text{ kg}$$

Factor de magnificación:

$$\delta_y = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,70P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{17\,588,88 \text{ kg}}{0,70(1\,145\,820,70 \text{ kg})}} = 1,022420$$

- Momentos magnificados (momentos de diseño M_d)

$$M_{dx} = \delta_x M_x$$

$$M_{dx} = (1,028718)(6\,309,97 \text{ kg-m}) = 6\,491,08 \text{ kg-m}$$

$$M_{dy} = \delta_y M_y$$

$$M_{dy} = (1,022420)(6\,863,23 \text{ kg-m}) = 7\,017,11 \text{ kg-m}$$

- Diseño de refuerzo longitudinal:
 - Método de la carga inversa: este método de diseño simple y aproximado, desarrollado por Bresler. Este consiste en realizar una aproximación al perfil de la superficie de la falla, produciendo resultados satisfactorios. Aproxima el valor de resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes (P_{ni}). Esto a través de un punto del plano, determinado por tres valores: resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad cero (P_o), resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje x (P_{nx}) y resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje y (P_{ny}).

Para revisar por medio del método de Bresler, que la columna sea resistente a los esfuerzos de compresión axial y a los momentos flexionantes, debe proponerse el armado.

Según el Código ACI-05 capítulo: 21.4.3.1: el área de refuerzo longitudinal A_s , no debe ser menor que $0,01A_g$ ni mayor que $0,06A_g$.

$$0,01A_g < A_s < 0,06A_g$$

- $A_{s\text{mínimo}} = 0,01A_g = 0,01(40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}) = 16 \text{ cm}^2$
- $A_{s\text{máximo}} = 0,06A_g = 0,06(40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}) = 96 \text{ cm}^2$
- Área de acero propuesto (A_s)

$$4 \text{ varillas núm. 6} = 4 (2,8502 \text{ cm}^2) = 11,4008 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ varillas núm. 4} = 4 (1,2668 \text{ cm}^2) = 5,0672 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total} = 16,468 \text{ cm}^2$$

$$0,01A_g < A_s < 0,06A_g$$

$$16 \text{ cm}^2 < 16,468 \text{ cm}^2 < 96 \text{ cm}^2 \quad \checkmark \text{ ok}$$

Según el ACI-05 comentario R.10.3.6 y 10.3.7: la fórmula para determinar la resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes:

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

En donde:

P_{ni} = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes.

P_o = resistencia nominal a cargas axiales para excentricidad cero.

P_{nx} = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje x.

P_{ny} = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje y.

El Código ACI-05 apéndice C.3.2.2 requiere que a elementos controlados por carga axial se les debe de aplicar un factor $\phi=0,70$ de reducción para elementos distintos de una sección circular. Por lo que la fórmula para obtener la resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes queda de la siguiente manera:

$$\frac{1}{\phi P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_o}$$

Despejando:

$$\phi P_{ni} = \frac{1}{\frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_o}}$$

En donde:

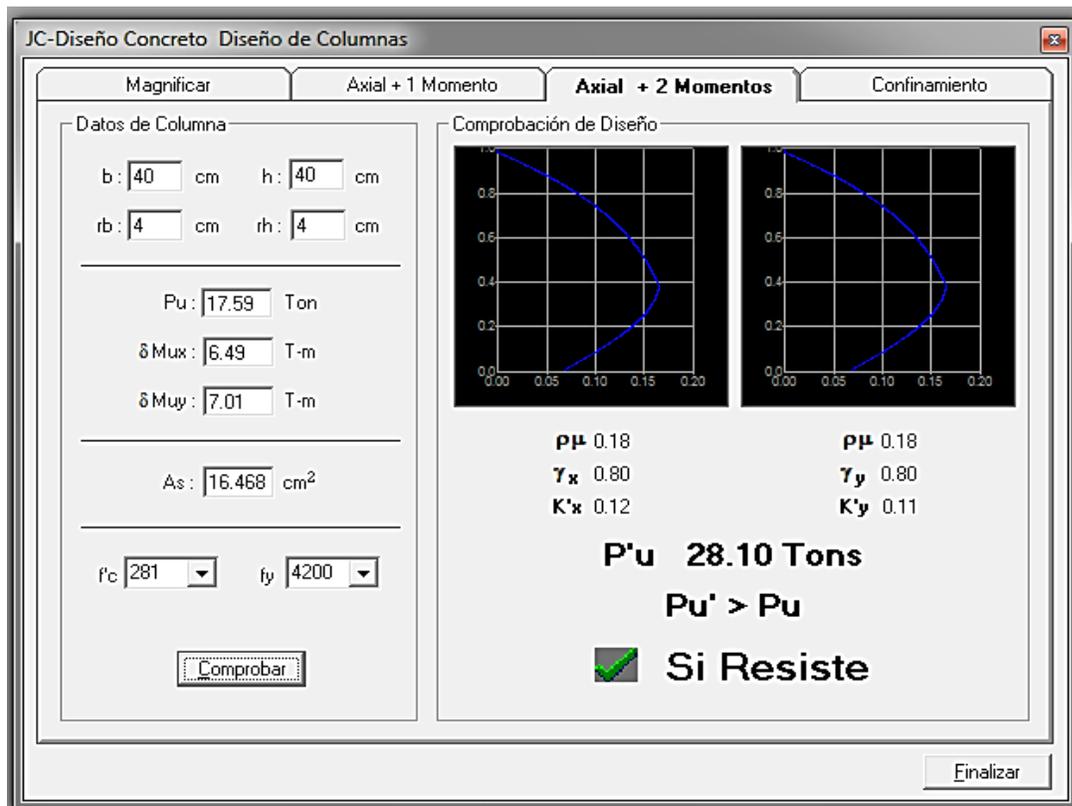
ϕP_o = según el Código ACI-05 capítulo 10.3.6 (10-2): para elementos con estribos la fórmula de ϕP_o debe ser:

$$\phi P_o = 0,80 \phi \left[0,85 f'c (A_g - A_s) + f_y A_s \right]$$

$$P_{nx} = k'_x * f'_c * b * h \quad P_{ny} = k'_y * f'_c * b * h$$

Para determinar los parámetros k'_x y k'_y el método de Bresler utiliza las gráficas determinadas de los diagramas de interacción, para diversas condiciones en una columna. En este caso se utilizará el software: J-C Diseño Concreto.

Figura 45. Diagrama de interacción de columna



Fuente: elaboración propia, empleando el software J-C Diseño Concreto.

Con los datos obtenidos se procede a verificar si la columna resiste los esfuerzos de compresión axial y los momentos flexionantes de la siguiente manera: Si $P_{ni} > P_u$, la columna resiste.

- P_o = resistencia nominal a cargas axiales para excentricidad cero.

$$\phi P_o = \phi [0,85 f'c (A_g - A_s) + f_y A_s]$$

$$\phi P_o = (0,70) [0,85 * 280(40*40 - 16,468) + (2 810)(16,468)] = 296 208,04 \text{ kg}$$

- P_{nx} = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje x.

$$P_{nx} = k'x * f'c * b * h$$

$$P_{nx} = (0,12)(280)(40)(40) = 53 760,00 \text{ kg}$$

- P_{ny} = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje y.

$$P_{ny} = k'y * f'c * b * h$$

$$P_{ny} = (0,11)(280)(40)(40) = 49 280 \text{ kg}$$

- P_{ni} = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes.

$$\phi P_{ni} = \frac{1}{\frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_o}}$$

$$\phi P_{ni} = \frac{1}{\frac{1}{53\,760} + \frac{1}{49\,280} - \frac{1}{296\,208,04}}$$

$$\phi P_{ni} = 28\,155,21 \text{ kg}$$

Si $P_{ni} > P_u$, la columna resiste

$$28\,155,21 \text{ kg} > 17\,107,64 \text{ kg} \quad \checkmark \text{ ok}$$

Por lo tanto, la columna resiste los esfuerzos de compresión axial y los momentos flexionantes, el armado longitudinal es de 8 varillas núm. 6 grado 60.

- Diseño de refuerzo transversal: para resistir los esfuerzos de corte producidos por las fuerzas externas en una columna, debe de disponerse refuerzo transversal en forma de estribos para contrarrestar dichos esfuerzos. Es necesario dotar de suficiente ductilidad las columnas y esto se logra mediante un mayor confinamiento en los extremos, que es en donde se prevé existirán los mayores esfuerzos. El procedimiento para proveer refuerzo transversal a las columnas se describe a continuación:

- Corte último debido a cargas externas

$$V_u = 3\,708,79 \text{ kg}$$

- Corte que resiste el concreto: según el Código ACI-05 11.3.1.2 (11-4), el corte que resiste el concreto para un elemento sometido a compresión axial es:

$$V_c = 0,53 \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) \sqrt{f_c} b d$$

En donde:

N_u = carga axial = 17 588,88 kg

$$V_c = 0,53 \left(1 + \frac{17\,588,88}{140 \cdot 40 \cdot 40} \right) \sqrt{280} \cdot 40 \cdot 34,10 = 13\,044,71 \text{ kg}$$

$V_c > V_u$, el corte que resiste el concreto es mayor al corte último producido por las cargas externas. Por lo tanto se colocarán estribos como a continuación se presenta.

El Código ACI-05 capítulo 21.4.4.4 requiere que el refuerzo transversal debe suministrarse en una longitud de confinamiento L_o medida desde cada cara del nudo. Esto a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del marco. La longitud L_o no debe ser menor que la mayor de:

- La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.

$$L_o = 0,45 \text{ m}$$

- Un sexto de la luz libre del elemento

$$L_o = (1/6)(2,95 \text{ m}) = 49 \text{ cm} = 0,49 \text{ m}$$

- 0,45 m

Por lo que, la longitud de confinamiento tanto en la parte superior como en la parte inferior de la columna será: $L_o = 0,50 \text{ m}$.

El Código ACI-05 capítulo 21.4.4.1 b), requiere que el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , no sea menor que la requerida por las ecuaciones:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{S b_c f_c}{f_y} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad [\text{Ec. a}]$$

En donde:

S = espaciamiento entre estribos medido centro a centro.

b_c = dimensión transversal del núcleo medida de centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal con área A_{sh} .

$$b_c = b - 2 \cdot \text{rec} - \emptyset_{\text{varilla}\#3}$$

$$b_c = 40 \text{ cm} - 2 \cdot 4 \text{ cm} - 0,9525 \text{ cm} = 31,0475 \text{ cm}$$

A_g = área bruta de la sección transversal de un elemento, medidas desde los bordes exteriores del refuerzo transversal.

$$A_g = b \cdot h$$

$$A_g = 40 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 1\,600 \text{ cm}^2$$

A_{ch} = área de la sección transversal de un elemento, medida desde los bordes exteriores del refuerzo transversal

$$A_{ch} = (b - 2 \cdot \text{rec})^2$$

$$A_{ch} = (40 \text{ cm} - 2 \cdot 4 \text{ cm})^2 = 1\,024 \text{ cm}^2$$

A_{sh} = área total del refuerzo transversal

Se utilizarán dos estribos núm. 3, uno rotado a 45°, con un $A_{sh}=4*0,7126$ cm. Esto debido a que las ramas perpendiculares a la sección transversal de la columna son 4. Sustituyendo A_{sh} y despejando para S se obtiene el espaciamiento centro a centro entre estribos:

$$4*0,7126 = 0,3 \frac{S * 31,0475 * 280}{2 * 810} \left[\left(\frac{1600}{1024} \right) - 1 \right]$$

$$S = 5,46 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{S b_c f_c}{f_y} \quad [\text{Ec. b}]$$

$$4*0,7126 = 0,09 \frac{S * 31,0475 * 280}{2 * 810}$$

$$S = 10,24 \text{ cm}$$

Por lo tanto se propone un espaciamiento entre estribos centro a centro de $S = 5$ cm en la zona de confinamiento.

Además del cálculo anterior de S, el Código ACI-05 capítulo 21.4.4.2 requiere que la separación del refuerzo transversal no exceda el menor de:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento

$$S = (1/4)(40 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

- Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal núm. 6

$$S = 6 \cdot 1.905 \text{ cm} = 11,43 \text{ cm}$$

- S_o , según lo definido en la siguiente ecuación (mm)

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

h_x = es el máximo valor de la separación entre ramas del estribo cerrado de confinamiento. $h_x = 15,81 \text{ cm} = 158,1 \text{ mm}$.

S_o = no debe ser mayor a 15 cm ni se necesita tomarlo menor a 10 cm.

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - 158,1}{3} \right) = 163,96 \text{ mm} = 16,35 \text{ cm} \cong 15 \text{ cm}$$

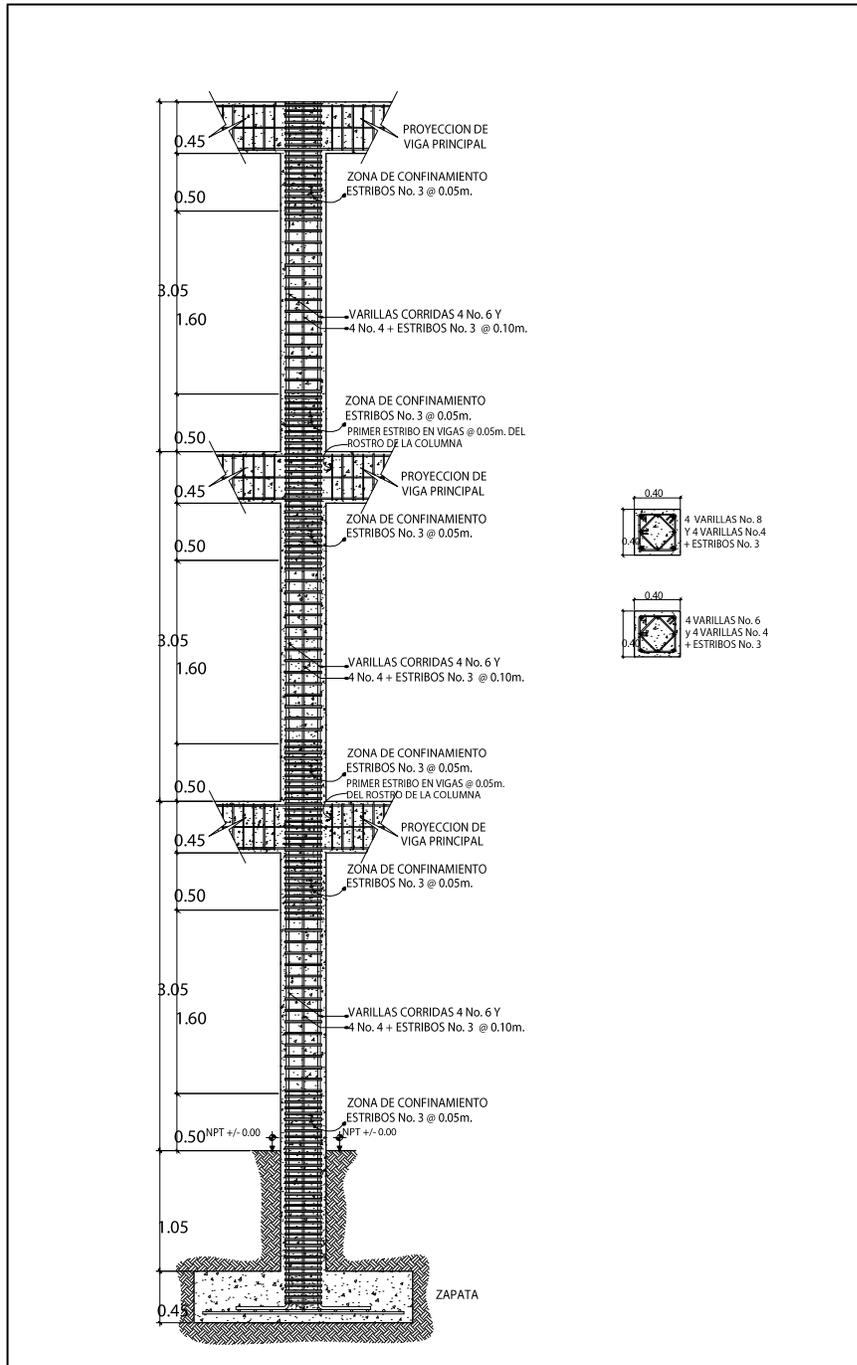
El menor de los tres valores calculados es el de 10 cm, por lo que la separación propuesta $S = 5 \text{ cm}$ no excede los 10 cm, por lo tanto es correcta.

El Código ACI-05 capítulo 21.4.4.6 indica que cuando no se requieran estribos de confinamiento a lo largo de la longitud de la columna, el resto de la longitud de la columna debe tener refuerzo transversal en forma de estribo cerrado de confinamiento con un espaciamiento S . Esto medido centro a centro que no exceda de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 15 cm.

$$S = 6 \cdot \emptyset_{\text{varilla\#6}} = 6 \cdot 1,905 \text{ cm} = 11,43 \text{ cm}$$

Por lo que la separación de estribos medida centro a centro dentro de la longitud de confinamiento será de 5 cm, y en el resto de la columna 10 cm.

Figura 46. Detalle de armado de columna



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.5.4. Diseño de cimientos

Son elementos estructurales cuyo objetivo es transmitir las cargas de la edificación al suelo, distribuyéndolas de forma que sean disipadas y que no superen el valor soporte del suelo. El tipo de cimentación depende principalmente del tipo de estructura, la naturaleza de las cargas, las condiciones del suelo y su costo. En este caso se diseñan zapatas concéntricas de forma cuadrada y zapatas combinadas.

2.1.5.5. Zapata aislada concéntrica

Las zapatas para columnas individuales son por lo general, cuadradas, algunas veces rectangulares y representan el tipo de cimentación más sencillo y económico de construir.

Datos:

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2,4 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,4 \text{ ton/m}^3$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Desplante (Df)} = 1,50 \text{ m}$$

$$F_{cu} = 1,4763$$

$$M_x = 11,39 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 17,33 \text{ ton-m}$$

$$P_u = 75,74 \text{ ton}$$

$$V_s = 35,21 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Sección de columna} = 0,40 \text{ m} \times 0,40 \text{ m}$$

$$\text{Espesor de zapata asumido (t)} = 0,45 \text{ m}$$

- Diseño del área de la zapata: para el cálculo del área de la zapata se utilizan las cargas de servicio. Por lo tanto, se dividen la carga última y los momentos últimos dentro del factor de carga FCU.

$$P' = (P_u/FCU) + (0,4 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 4,55 \text{ m} \cdot 2,4 \text{ ton/m}^3)$$

$$P' = (75,74 \text{ ton} / 1,4763) + 1,7472 \text{ ton} = 53,03 \text{ ton}$$

$$M'_x = M_x/FCU = 11,39 \text{ ton-m} / 1,4763 = 7,72 \text{ ton-m}$$

$$M'_y = M_y/FCU = 17,33 \text{ ton-m} / 1,4763 = 11,74 \text{ ton-m}$$

- Predimensionamiento del área de la zapata (A_z)

$$A_z = \frac{1,5 \cdot P'}{V_s} = \frac{1,5 \cdot 53,03 \text{ ton}}{35,28 \text{ ton/m}^2} = 2,26 \text{ m}^2$$

Por lo que, para cubrir el área anteriormente calculada se diseñará una zapata cuadrada de 1,90 m*1,90 m cubriendo un área de 3,61 m².

- Revisión de la presión sobre el suelo: para determinar la presión ejercida sobre el suelo se debe considerar la carga de servicio (P'), el peso del desplante del suelo (P_{suelo}) y el peso de la zapata (P_{zapata}).

$$P = P' + P_{\text{suelo}} + P_{\text{zapata}}$$

$$P_{\text{suelo}} = (A_z - A_{\text{col}}) \cdot D_f \cdot \gamma_{\text{suelo}} = (3,61 \text{ m}^2 - 0,4 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ m}) (1,50 \text{ m}) (1,4 \text{ ton/m}^3) = 7,245 \text{ ton}$$

$$P_{\text{zapata}} = A_z \cdot t \cdot \gamma_{\text{concreto}} = (3,61 \text{ m}^2) (0,45 \text{ m}) (2,4 \text{ ton/m}^3) = 3,4656 \text{ ton}$$

$$P = 53,03 \text{ ton} + 7,25 \text{ ton} + 3,47 \text{ ton} = 63,76 \text{ ton}$$

La zapata transmite verticalmente al suelo las cargas aplicadas sobre ella por medio de la superficie en contacto con este ejerciendo presión en las cuatro esquinas. El valor de estas presiones se define por la fórmula:

$$q = \frac{P}{Az} \left(1 \pm \frac{6e_x}{B_x} \pm \frac{6e_y}{B_y} \right)$$

Se debe calcular y revisar que la excentricidad en los dos sentidos no sobrepase la excentricidad máxima:

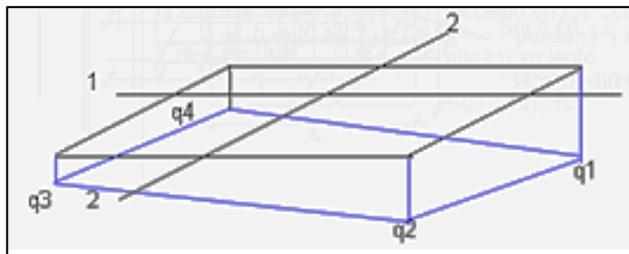
$$e_{\max} = \frac{B}{6} = \frac{1,90 \text{ m}}{6} = 0,3166 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{M'_y}{P} = \frac{7,72 \text{ ton-m}}{63,76 \text{ ton}} = 0,1211 \text{ m} < e_{\max} \quad \checkmark \text{ ok}$$

$$e_y = \frac{M'_x}{P} = \frac{11,74 \text{ ton-m}}{63,76 \text{ ton}} = 0,1841 \text{ m} < e_{\max} \quad \checkmark \text{ ok}$$

Con las excentricidades calculadas para ambos lados se determinan las presiones en las cuatro esquinas de la zapata, como se muestra a continuación:

Figura 47. **Presiones sobre el suelo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$q_1 = \frac{63,76 \text{ ton}}{3,61 \text{ m}^2} \left(1 + \frac{6(0,1211\text{m})}{1,90 \text{ m}} + \frac{6(0,1841\text{m})}{1,90 \text{ m}} \right) = 34,68 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_2 = \frac{63,76 \text{ ton}}{3,61 \text{ m}^2} \left(1 + \frac{6(0,1211\text{m})}{1,90 \text{ m}} - \frac{6(0,1841\text{m})}{1,90\text{m}} \right) = 14,15 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_3 = \frac{63,76 \text{ ton}}{3,61 \text{ m}^2} \left(1 - \frac{6(0,1211\text{m})}{1,90 \text{ m}} - \frac{6(0,1841\text{m})}{1,90 \text{ m}} \right) = 0,64 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_4 = \frac{63,76 \text{ ton}}{3,61 \text{ m}^2} \left(1 - \frac{6(0,1211\text{m})}{1,90 \text{ m}} + \frac{6(0,1841\text{m})}{1,90 \text{ m}} \right) = 21,17 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

La presión máxima ejercida en el suelo es $q_1=34,68 \text{ ton/m}^2$ y es menor que el valor soporte del mismo $V_s = 35,28 \text{ ton/m}^2$.

La presión mínima es $q_3 = 0,64 \text{ ton/m}^2$ y es mayor a cero, por lo que no existen presiones de tensión y la zapata no sufre volteo.

Por lo tanto, al determinar que las presiones en el suelo están dentro de los rangos. Las dimensiones asumidas para el cálculo del área de la zapata son correctas.

La presión del suelo, en un punto cualquiera de la zapata es distinta a la presión en otro punto de la misma. Para efectos de diseño se determinará una presión constante debajo de la zapata. Aplicando un criterio muy conservador se toma como presión de diseño la presión máxima q_1 , afectada por el factor de carga última (FCU).

$$q_{\text{diseño}} = q_{\text{max}} = 34,68 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{dis.u} = q_{diseño} * FCU = (34,68 \text{ ton/m}^2)(1,4763) = 51,20 \text{ ton/m}^2$$

- Diseño del espesor de la zapata

El espesor de la zapata se predimensionó en el capítulo 3.5.1.4, por lo que se utilizará un espesor $t = 0,45 \text{ m}$.

El espesor de la zapata debe resistir los esfuerzos de corte simple, corte flexionante y el punzonamiento provocado por la columna y las cargas actuantes. Por lo tanto a continuación se chequeará que la zapata sea capaz de resistir el corte simple y el corte provocado por el punzonamiento.

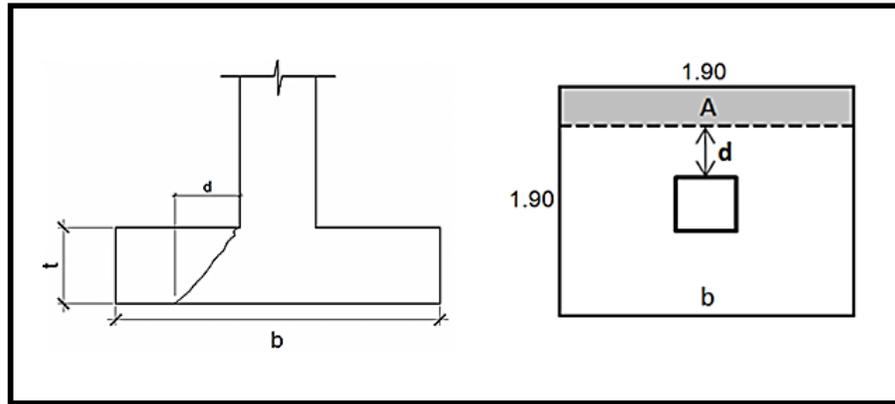
- Chequeo por corte simple: la sección crítica de la zapata para esfuerzo de corte se localiza en un plano vertical paralelo a la cara de la columna y la falla por esfuerzo cortante en las zapatas ocurre a una distancia igual a d (peralte efectivo) del borde de la columna. Por tal razón debe compararse en esta distancia si el corte resistente del concreto es mayor que el actuante, de ser así el espesor de la zapata será adecuado.

$$d = t - rec - \varnothing_{varilla\#6} / 2$$

$$d = 0,45 \text{ m} - 0,075 \text{ m} - 0,01905 / 2$$

$$d = 0,3655 \text{ m}$$

Figura 48. Esfuerzo de corte simple en zapata



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Corte actuante (V_a)

$$V_a = q_{\text{dis.u}} * A$$

En donde:

$$A = (b/2 - 0,40 \text{ m}/2 - d) * b$$

$$A = (1,90 \text{ m}/2 - 0,45 \text{ m}/2 - 0,3655 \text{ m}) * 1,90 \text{ m} = 0,6831 \text{ m}^2$$

$$V_a = q_{\text{dis.u}} * A = (51,20 \text{ ton}/\text{m}^2)(0,6831 \text{ m}^2) = 34,98 \text{ ton}$$

- Corte resistente del concreto (V_c): ACI-05 11.3.1.1 (11-3)

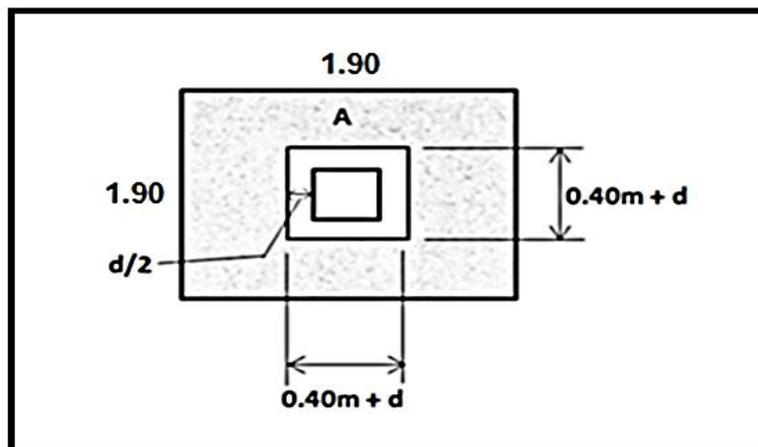
$$V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f_c} * b * d ; \quad \phi = 0,85$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 190 * 36,55 = 52\,349,77 \text{ kg} = 52,35 \text{ ton}$$

$V_c > V_a$, el espesor de la zapata resiste el esfuerzo de corte simple.

- Chequeo por corte punzonante: este corte es producido por el efecto que provoca la columna al intentar traspasar la zapata. El perímetro de la sección crítica de corte punzonante, siempre se presenta a una distancia $d/2$ a partir del rostro de la columna.

Figura 49. **Esfuerzo de corte punzante en zapata**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Corte actuante (V_a)

$$V_a = q_{dis.u} * A$$

En donde:

$$A = b*b - (0,40 \text{ m} + d)^2$$

$$A = 1,90 \text{ m} * 1,90 \text{ m} - (0,40 \text{ m} + 0,3655 \text{ m})^2 = 3,024 \text{ m}^2$$

$$V_a = (51,20 \text{ ton/m}^2)(3,024 \text{ m}^2) = 154,84 \text{ ton}$$

- Corte resistente del concreto (V_c):

$$V_c = \phi * 1,06 * \sqrt{f'c} * b_o * d ; \quad \phi = 0,85$$

En donde:

b_o = perímetro de sección crítica del punzonamiento

$$b_o = 4(0,40 \text{ m} + d) = 4(0,40 \text{ m} + 0,3655 \text{ m}) = 3,062 \text{ m} = 306,2 \text{ cm}$$

$$V_c = 0,85 * 1,06 * \sqrt{280} * 306,2 * 31,55 = 168\,714,53 \text{ kg} = 168,71 \text{ ton}$$

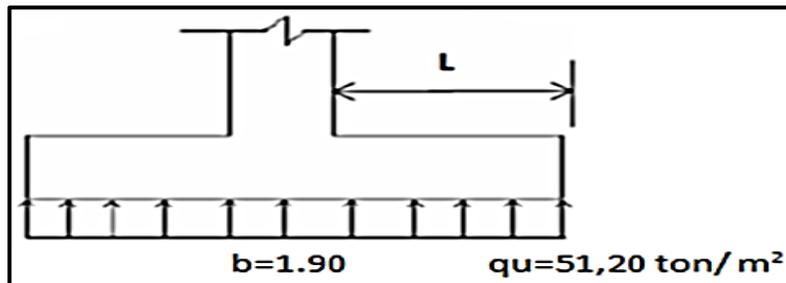
$V_c > V_a$, el espesor de la zapata resiste el esfuerzo de corte punzonante.

- Diseño del refuerzo por flexión: el refuerzo se calcula para cubrir un momento flector (M_u) en la zapata, como producto del empuje hacia arriba del suelo. El momento se calcula como para una losa en voladizo y está dado por:

$$M_u = \frac{q_{dis.u} * L^2}{2} = \frac{51,20 * \left(\frac{1,9}{2} - \frac{0,40}{2}\right)^2}{2}$$

$$M_u = 14,40 \text{ ton-m} = 14,400,57 \text{ kg-m}$$

Figura 50. **Momento flector y empuje en la zapata**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

El área de acero se calcula con la misma ecuación para el refuerzo de una viga. Esto con un ancho unitario de un metro:

$$A_s = \frac{0,85(280)}{2\ 810} \left[100 \cdot 31,55 - \sqrt{(100 \cdot 31,55)^2 - \frac{14\ 400,57 \cdot 100}{0,003825 \cdot 280}} \right] = 18,70 \text{ cm}^2$$

El código ACI-05 capítulo 10.5.1 requiere que en todo elemento estructural sometido a flexión el $A_{s_{\min}}$ debe ser:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14bd}{f_y} = \frac{(14)(100)(31,55)}{2\ 810} = 15,72 \text{ cm}^2$$

Como $A_s > A_{s_{\min}}$, por lo tanto utilizar A_s

Con el A_s se determina el espaciamiento (S) que se requiere, usando varillas núm. 6 ($A = 2,85 \text{ cm}^2$):

Aplicando una regla de tres:

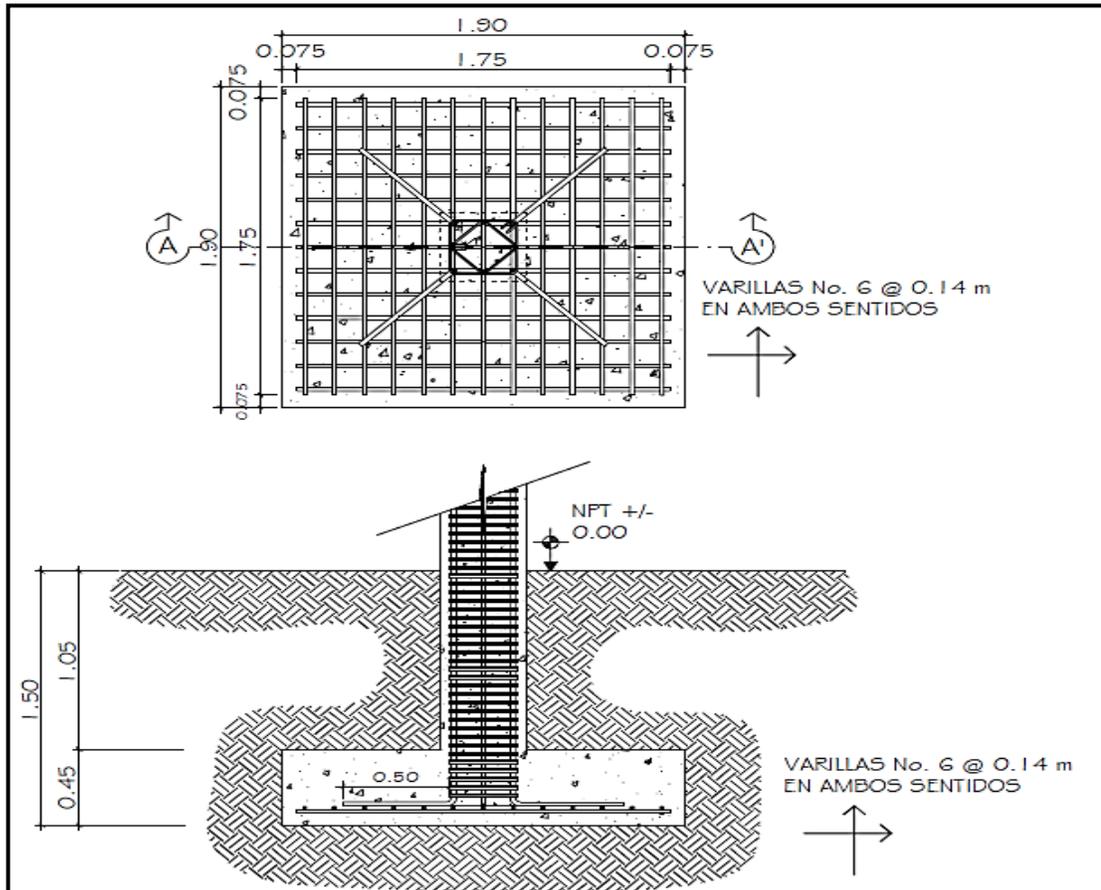
$$18,70 \text{ cm}^2 - 100\text{cm}$$

$$2,85 \text{ cm}^2 - S$$

$$SAs = \frac{(2,85 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{18,70 \text{ cm}^2} = 15,24 \text{ cm}$$

Por lo tanto, colocar varillas núm. 6 @ 14 cm en ambos sentidos.

Figura 51. **Detalle de armado de zapata concéntrica aislada**

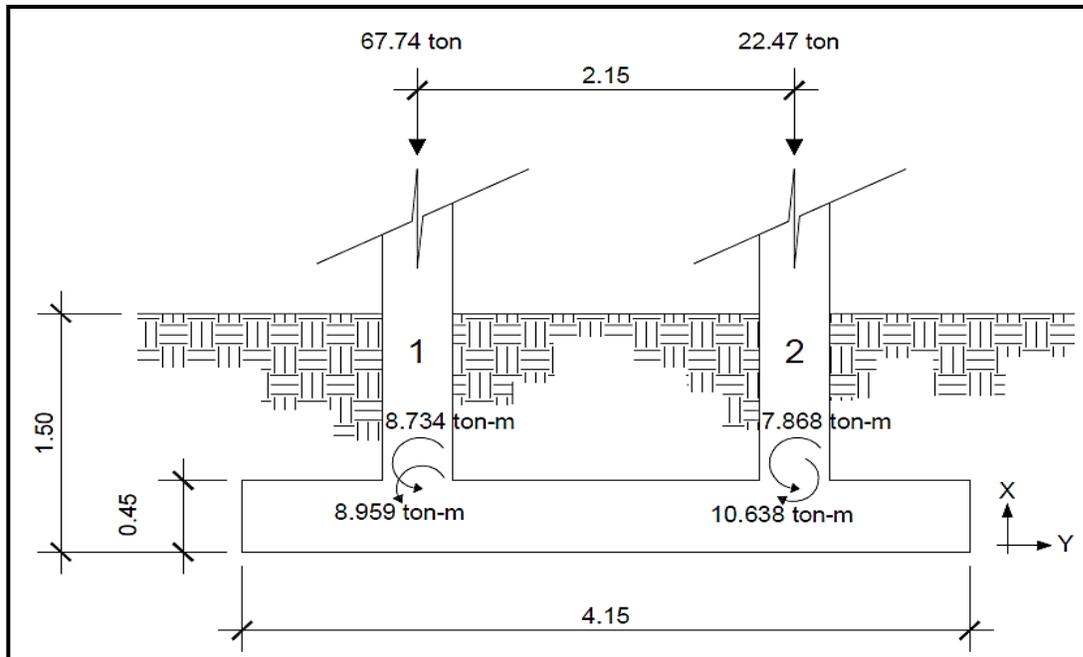


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.5.6. Zapata combinada

Este tipo de zapata se coloca en caso que la distancia a ejes entre columnas sea demasiado pequeña. Además, comprueba que diseñándolas como zapatas aisladas se traslapan.

Figura 52. Fuerzas sobre zapata combinada



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Datos:

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2,4 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,4 \text{ ton/m}^3$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vs = 35,21 \text{ ton/m}^2$$

Desplante (df) = 1,50 m

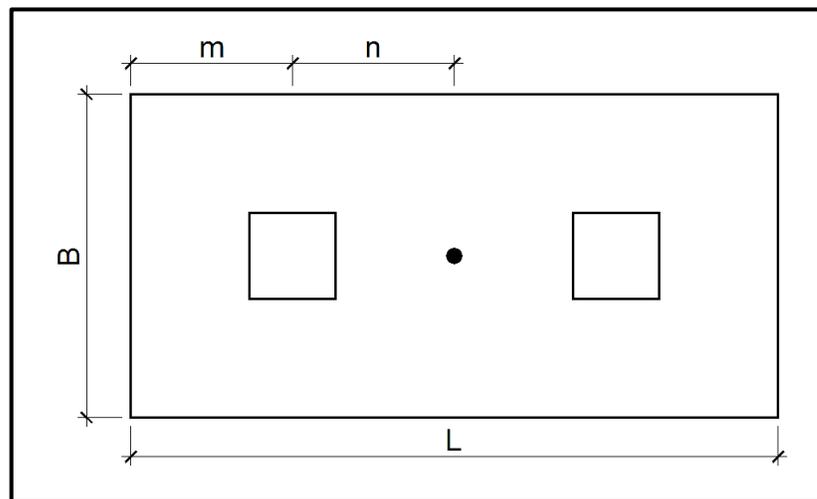
Espesor de zapata asumido (t) = 0,40 m

Sección de columna = 0,40 m * 0,40 m

Fcu = 1,4763

Haciendo el cimiento rectangular y tomando como base la distancia entre columnas (2,15 m), se obtiene lo que se observa en la figura 53.

Figura 53. **Planta de zapata combinada**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$n = 1,075 \text{ m} / 2 = 0,50 \text{ m}$$

Debido a que en el terreno no existen restricciones por colindancias se asume que $m = 1$ y $n = 1,075$

$$L = 2(m + n) = 2(1 + 1,075) = 4,15 \text{ m}$$

Se calcula la base mínima:

$$B = R/qL$$

$$R = P_1 + P_2 = 67,74 \text{ ton} + 22,48 \text{ ton} = 112,22 \text{ ton}$$

$$q = V_s = 35,21 \text{ ton/m}^2$$

$$B = \frac{112,22 \text{ ton}}{35,21 * 4,15} = 0,77 \text{ m}$$

Por lo que se propone utilizar una base $B = 2,25 \text{ m}$, por lo tanto, el área de la zapata es:

$$A_z = B * L = (2,25 \text{ m})(4,15 \text{ m}) = 9,34 \text{ m}^2$$

Se reducen las cargas últimas a cargas de trabajo:

$$P'_1 = \frac{67,741 \text{ ton}}{1,4763} = 45,89 \text{ ton}$$

$$P'_2 = \frac{22,478 \text{ ton}}{1,4763} = 15,22 \text{ ton}$$

$$M'_{1x} = \frac{8,734}{1,4763} = 5,92 \text{ ton-m}$$

$$M'_{1y} = \frac{8,959}{1,4763} = 6,07 \text{ ton-m}$$

$$M'_{2x} = \frac{7,868}{1,4763} = 5,33 \text{ ton-m}$$

$$M'_{2y} = \frac{10,638}{1,4763} = 7,21 \text{ ton-m}$$

- Chequeo del área de la zapata

Integración de cargas

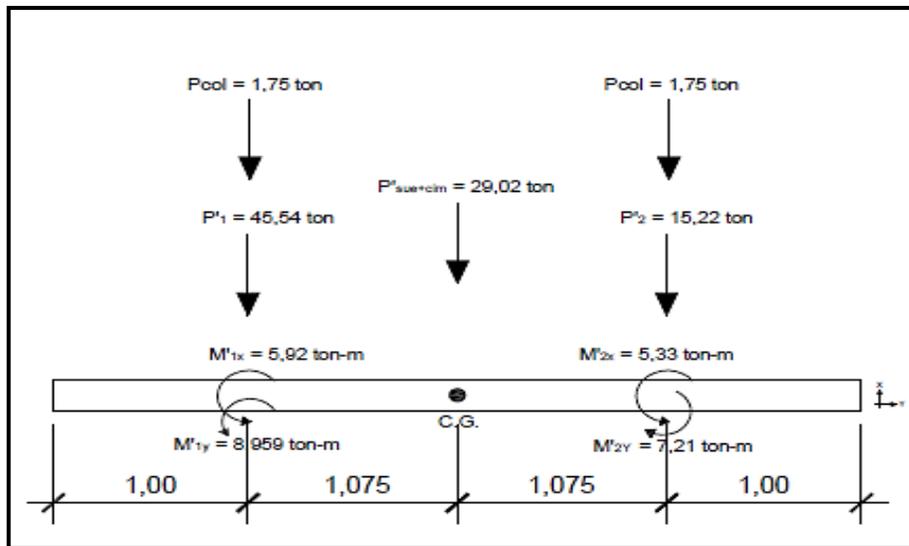
$$P_{\text{columna}} = 0,40 * 0,40 * 2,40 * 4,55 = 1,75 \text{ ton}$$

$$P_{\text{suelo}} = (9,34 - 0,40 \cdot 0,40 \cdot 2) \cdot 1,50 \cdot 1,40 = 18,94 \text{ ton}$$

$$P_{\text{cimiento}} = (9,34 \cdot 0,45 \cdot 2,40) = 10,08 \text{ ton}$$

$$P_{\text{cimiento}} + P_{\text{suelo}} = 18,94 \text{ ton} + 10,08 \text{ ton} = 29,02 \text{ ton}$$

Figura 54. Diagrama de cuerpo libre zapata combinada



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Para chequear que las dimensiones de la zapata sean las adecuadas se deben determinar las presiones ejercidas por la misma sobre el suelo. Para estas presiones se calculan la carga y los momentos equivalentes en el centro geométrico de la zapata:

$$P_{\text{CG}} = P'_1 + P'_2 + 2 * P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo+cimiento}}$$

$$P_{\text{CG}} = 45,89 + 15,23 + 2 \cdot 1,75 + 29,02 = 93,63 \text{ ton}$$

Haciendo ΣM_{CGy} $\curvearrowright +$

$$M_{CGy} = 5,33 + 1,075(1,75+15,23) - 1,075(1,75+45,89) + 5,92 = -32,37 \text{ ton-m}$$

Haciendo ΣM_{CGx} $\curvearrowright +$

$$M_{CGx} = 7,21 + 6,07 = 13,27 \text{ ton-m}$$

La zapata transmite verticalmente al suelo las cargas aplicadas sobre ella por medio de la superficie en contacto con este y ejerce presión en las cuatro esquinas. El valor de estas presiones se define por la fórmula:

$$q = \frac{P_{CG}}{A_z} \left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B} \right)$$

Se debe calcular y revisar que la excentricidad en los dos sentidos no sobrepase la excentricidad máxima de cada eje:

$$e_{x \max} = \frac{B}{6} = \frac{2,25 \text{ m}}{6} = 0,375 \text{ m}$$

$$e_{y \max} = \frac{B}{6} = \frac{4,15 \text{ m}}{6} = 0,692 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{M_{CGy}}{P_{CG}} = \frac{32,37 \text{ ton-m}}{92,51 \text{ ton}} = 0,346 \text{ m} < e_{x \max} \quad \checkmark \text{ ok}$$

$$e_y = \frac{M_{CGx}}{P_{CG}} = \frac{13,27 \text{ ton-m}}{92,51 \text{ ton}} = 0,142 \text{ m} < e_{y \max} \quad \checkmark \text{ ok}$$

Con las excentricidades calculadas para ambos sentidos se determinan las presiones en las cuatro esquinas de la zapata.

$$q_1 = \frac{93,63 \text{ ton}}{9,34 \text{ m}^2} \left(1 + \frac{6(0,346 \text{ m})}{4,15 \text{ m}} + \frac{6(0,142 \text{ m})}{2,25 \text{ m}} \right) = 18,83 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_2 = \frac{93,63 \text{ ton}}{9,34 \text{ m}^2} \left(1 - \frac{6(0,346 \text{ m})}{4,15 \text{ m}} + \frac{6(0,142 \text{ m})}{2,25 \text{ m}} \right) = 8,81 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_3 = \frac{93,63 \text{ ton}}{9,34 \text{ m}^2} \left(1 - \frac{6(0,346 \text{ m})}{4,15 \text{ m}} - \frac{6(0,142 \text{ m})}{2,25 \text{ m}} \right) = 1,22 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

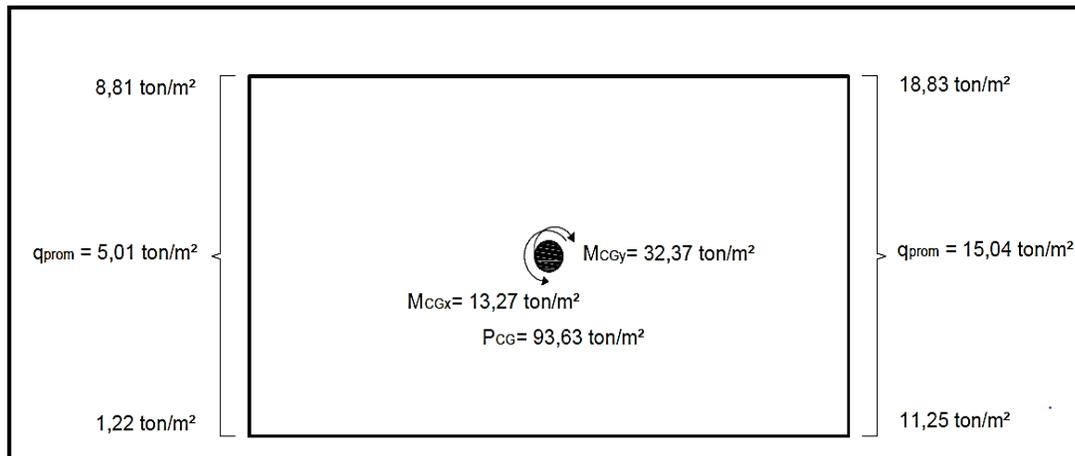
$$q_4 = \frac{93,63 \text{ ton}}{9,34 \text{ m}^2} \left(1 + \frac{6(0,346 \text{ m})}{4,15 \text{ m}} - \frac{6(0,142 \text{ m})}{2,25 \text{ m}} \right) = 11,25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

La presión máxima ejercida en el suelo es $q_1 = 18,83 \text{ ton/m}^2$ y es menor que el valor soporte $V_s = 35,21 \text{ ton/m}^2$.

La presión mínima es $q_3 = 1,22 \text{ ton/m}^2$ y es mayor a cero, por lo que no existen presiones de tensión y la zapata no sufre volteo.

Por lo tanto, al determinar que las presiones en el suelo están dentro de los rangos. Esto en las dimensiones asumidas para el cálculo del área de la zapata son correctas.

Figura 55. Presiones en las esquinas de la zapata



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Las presiones del suelo y cimiento son:

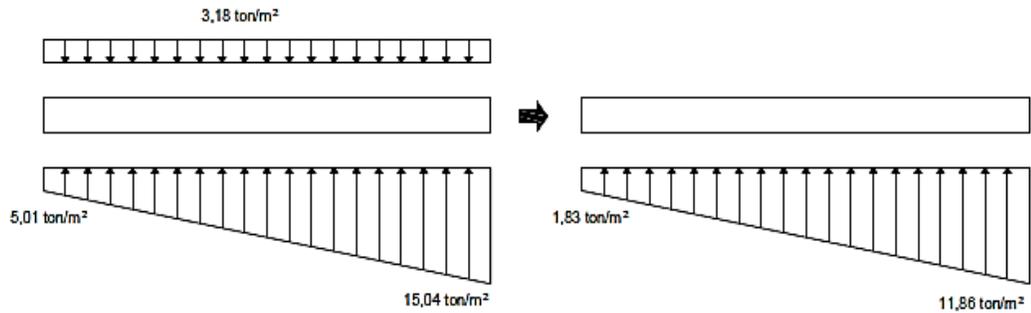
$$q_{\text{suelo}} = D_f \cdot \gamma_{\text{suelo}} = 1,50 \cdot 1,40 = 2,10 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{cimiento}} = t \cdot \gamma_{\text{concreto}} = 0,45 \cdot 2,4 = 1,08 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{cimiento}} + q_{\text{suelo}} = 2,10 + 1,08 = 3,18 \text{ ton/m}^2$$

Las presiones sobre el cimiento quedan de la siguiente manera.

Figura 56. Presiones totales sobre el cimiento



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Las presiones últimas de diseño serán: $q_{disu} = F_{cu} \cdot q$

$$q_{disu \ x=0} = (1,4763)(1,83 \text{ ton/m}^2) = 2,71 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{disu \ x=4,15} = (1,4763)(11,86 \text{ ton/m}^2) = 17,51 \text{ ton/m}^2$$

Con los datos anteriores de presiones para los extremos de L se procede a realizar una relación de triángulos para determinar el valor de q_{disu} , para diferentes tramos de L.

$$\frac{4,15}{17,51 - 2,71} = \frac{x}{q_{disu(x)} - 2,71}$$

$$q_{dis(x)} = 3,56x + 2,45$$

Determinando las presiones últimas de diseño bajo el eje de las columnas en donde actúan las cargas se tiene:

$$x = 1,00 \text{ m}$$

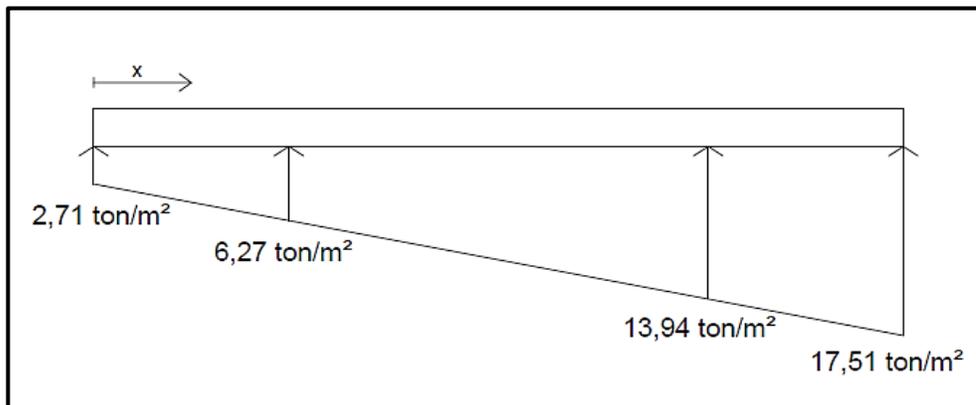
$$q_{\text{disu}}(1,00\text{m}) = 3,56(1,00) + 2,71 = 6,27 \text{ ton/m}^2$$

$$x = 3,15 \text{ m}$$

$$q_{\text{disu}}(3,15) = 3,56(3,15) + 2,71 = 13,94 \text{ ton/m}^2$$

Las presiones últimas bajo el cimiento son:

Figura 57. Presiones últimas bajo el cimiento (a)



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Se procede a determinar las presiones últimas por metro lineal de la siguiente manera: $W = b \cdot q_{\text{disu}}$, donde b = ancho del cimiento = 2,25 m.

$$\text{Para } q_{\text{disu } x=0,00} = 2,71 \text{ ton/m}^2 \text{ se tiene } W = 2,25 \cdot 2,71 = 6,09 \text{ ton/m}$$

$$\text{Para } q_{\text{disu } x=1,00} = 6,27 \text{ ton/m}^2 \text{ se tiene } W = 2,25 \cdot 6,27 = 14,12 \text{ ton/m}$$

$$\text{Para } q_{\text{disu } x=3,15} = 13,94 \text{ ton/m}^2 \text{ se tiene } W = 2,25 \cdot 13,94 = 31,37 \text{ ton/m}$$

Para $q_{\text{disu } x=4,15} = 17,51 \text{ ton/m}^2$ se tiene $W = 2,25 \cdot 17,51 = 39,39 \text{ ton/m}$

Con los datos anteriores de presiones últimas por metro lineal se procede a realizar una relación de triángulos para determinar el valor de la carga por metro lineal para cualquier distancia x .

$$\frac{4,15}{39,39 - 6,09} = \frac{x}{W_{(x)} - 6,09}$$

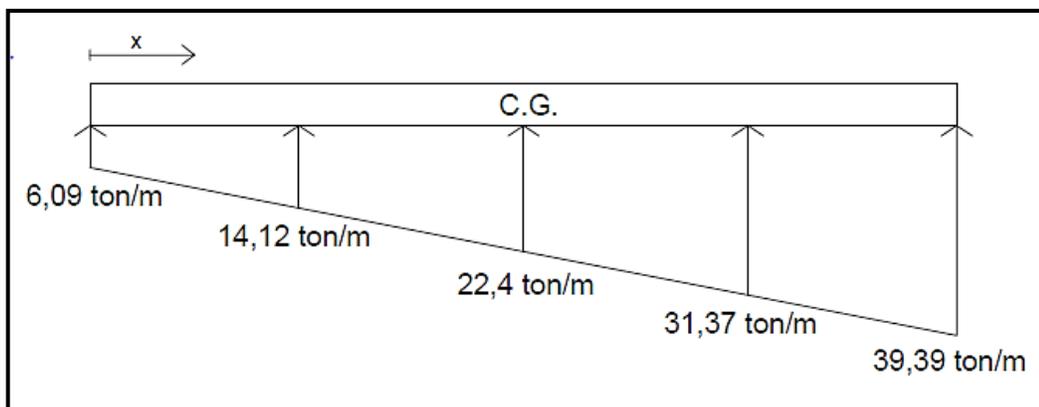
$$W_{(x)} = 8,02x + 6,09$$

Determinando la presión última por metro lineal al centro de gravedad:

$$x_{\text{CG}} = 2,075 \text{ m}$$

$$W_{\text{CG}} = 8,02(2,075) + 6,09 = 22,74 \text{ ton/m}$$

Figura 58. **Presiones últimas bajo el cimiento (b)**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Diagrama de corte

$$V_{ab} = \frac{(6,09 + 14,12) * (1,00)}{2} = 10,11 \text{ ton}$$

$$V_b = V_{ab} - 22,48 = 10,11 - 22,48 = -12,37 \text{ ton}$$

$$V_{bc} = V_b + 14,12y + \frac{\left(\frac{39,39 - 6,09}{4,15}\right)}{2} y^2$$

$$V_{bc} = -12,37 + 14,12y + 4,01y^2$$

Cuando $V_{bc} = 0$, el valor de y es: $y = 0,726 \text{ m}$

El valor de la presión última por metro lineal cuando $V_{bc} = 0$, $y = 0,726 \text{ m}$ es:

$$W_{(x)} = 8,02x + 6,09$$

$$x = 1,00 \text{ m} + 0,726 \text{ m} = 1,726 \text{ m}$$

$$W_{(x=1,76\text{m})} = 8,02(1,726) + 6,09 = 19,94 \text{ ton/m}$$

$$V_{cd} = \frac{(31,37 + 39,39) * (1,00)}{2} = 35,38 \text{ ton}$$

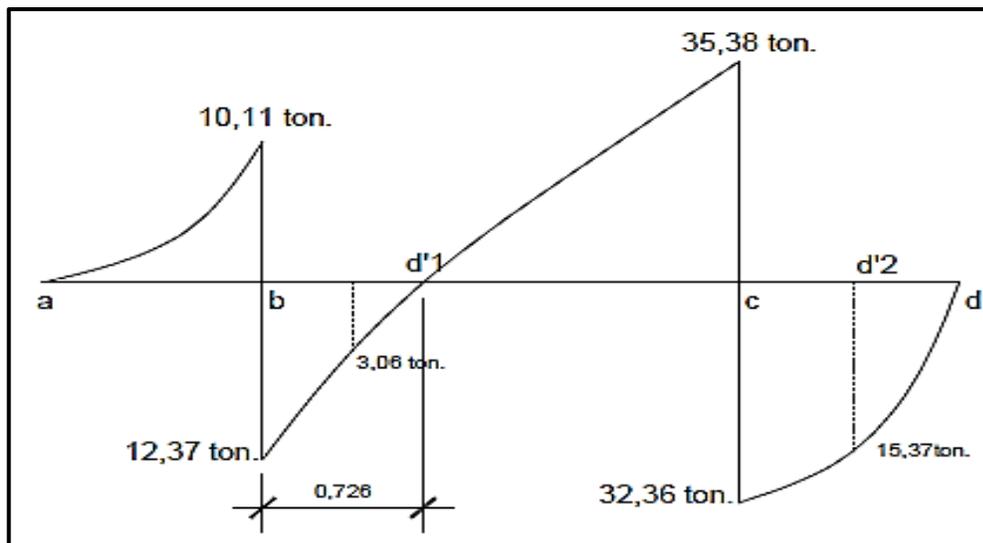
$$V_c = 67,74 - V_{cd} = 67,74 - 35,38 = 32,36 \text{ ton}$$

Determinando el valor del cortante a una distancia d' del rostro de las columnas en donde se produce la falla por corte:

$$V_{d'1} = -12,37 + 14,12(0,20+0,3655) + 4,15(0,20+0,3655)^2 = -3,06 \text{ ton}$$

$$V_{d'2} = \frac{(31,37+39,39)*(1,00-0,20-0,3655)}{2} = 15,37 \text{ ton}$$

Figura 59. Diagrama de corte de zapata combinada



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Diagrama de momentos

$$M_{ab} = \frac{(5,51*1,00^2)}{2} + \left[\frac{((13,81-5,51)*1,00^2)}{2} \right] * \left(\frac{1}{3} \right) = 4,14 \text{ ton-m}$$

$$M_{max} = 4,14 - 7,54 + \frac{(13,81*1,075^2)}{2} + \left[\frac{((22,75-13,81)*1,075^2)}{2} \right] * \frac{1}{3} - 12,82*1,075$$

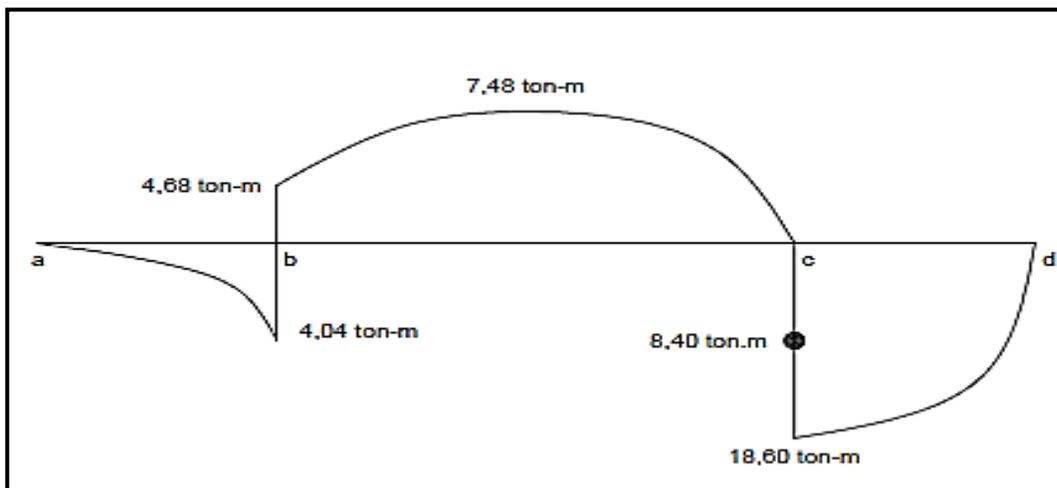
$$M_{max} = -7,48 \text{ ton-m}$$

$$M_{cd} = \frac{(31,65 \cdot 1,00^2)}{2} + \frac{((39,98 - 31,65) \cdot 1,00^2)}{2} \cdot \frac{2}{3} = 18,60 \text{ ton-m}$$

$$M_{ab}' = 4,14 - 8,82 = -4,68 \text{ ton-m}$$

$$M_{ad}' = 18,60 - 10,20 = 8,40 \text{ ton-m}$$

Figura 60. **Diagrama de momentos de zapata combinada**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Diseño estructural de la zapata combinada: el espesor de la zapata se predimensiona igual que para una zapata concéntrica, tal y como se muestra en el capítulo 2.1.3.1.4. Esto fundamentado con el Código ACI-05, por lo que se toma un espesor de $t = 0,40 \text{ m}$.

El espesor de la zapata debe resistir los esfuerzos de corte simple, corte flexionante y el punzonamiento provocado por las columnas y las cargas actuantes. Por lo tanto, a continuación se chequea que la zapata sea capaz de resistir el corte simple y el corte provocado por el punzonamiento.

- Chequeo por corte simple: la sección crítica de la zapata para esfuerzo cortante se localiza en un plano vertical a una distancia d' (peralte efectivo), paralelo a la cara de la columna.

Por lo tanto, debe compararse en esta distancia si el corte resistente del concreto es mayor que el corte actuante; de ser así el espesor de la zapata será el adecuado.

$$d = t - rec - \varnothing_{\text{varilla\#6}} / 2$$

$$d = 0,40 \text{ m} - 0,075 \text{ m} - 0,01905 / 2 = 0,3155 \text{ m}$$

- Cortes actuantes (V_a): se obtienen del diagrama de corte, a una distancia (d) del rostro de la columna.

$$V_{a1} = 4,60 \text{ ton}$$

$$V_{a2} = 8,40 \text{ ton}$$

- Corte resistente del concreto (V_c): ACI-05 11.3.1.1 (11-3)

$$V_c = \varnothing * 0,53 * \sqrt{f_c} * b * d ; \quad \varnothing = 0,85$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 225 * 31,55 = 53\,512,55 \text{ kg} = 53,51 \text{ ton}$$

$V_c > V_a$, el espesor de la zapata resiste el esfuerzo de corte simple.

- Chequeo por corte punzonante: es producido por el efecto que provocan las columnas al intentar traspasar la zapata combinada. El perímetro de la sección crítica de corte punzonante, siempre se presenta a una distancia $d/2$ a partir del rostro de la columna.
- Cortes actuantes (V_a)

$$V_{a1} = P_{ucol1} - q_{disu(1,00m)} * A$$

$$V_{a1} = 22,47 \text{ ton} - (6,14 \text{ ton/m}^2)(0,5119 \text{ m}^2) = 19,33 \text{ ton}$$

$$V_{a2} = P_{ucol2} - q_{disu(3,15m)} * A$$

$$V_{a2} = 67,74 \text{ ton} - (14,07 \text{ ton/m}^2)(0,5119 \text{ m}^2) = 60,54 \text{ ton}$$

En donde:

$$A = (0,40 \text{ m} + d)^2$$

$$A = (0,40 \text{ m} + 0,3155 \text{ m})^2 = 0,5119 \text{ m}^2$$

- Corte resistente del concreto (V_c)

$$V_c = \phi * 1,06 * \sqrt{f_c} * b_o * d ; \quad \phi = 0,85$$

$$V_c = 0,85 * 1,06 * \sqrt{280} * 286,2 * 31,55 = 136\,135,94 \text{ kg} = 136,14 \text{ ton}$$

En donde:

b_o = perímetro de sección crítica del punzonamiento

$$b_o = 4(0,40 \text{ m} + d) = 4(0,40 \text{ m} + 0,3155 \text{ m}) = 2,862 \text{ m} = 286,2 \text{ cm}$$

$V_c > V_a$, el espesor de la zapata resiste el esfuerzo de corte punzonante

- Diseño del refuerzo por flexión: deberá calcularse el acero mínimo para la zapata combinada y con este, evaluar el momento que resiste, el mismo debe compararse con los momentos actuantes en este tipo de diagrama. Si los momentos actuantes son menores al momento que resiste el acero mínimo, se deberá reforzar con acero mínimo. Si los momentos actuantes son mayores al acero mínimo, deberá calcularse el momento faltante y proponer un área de acero para el mismo.

El Código ACI-05 capítulo 10.5.1 requiere que en todo elemento estructural sometido a flexión el $A_{s_{min}}$ debe ser:

Refuerzo mínimo para el ancho de la zapata = 2,25 m:

$$A_{s_{min}} = \frac{14bd}{f_y} = \frac{(14)(225)(31,55)}{2810} = 35,37 \text{ cm}^2$$

El momento resistente con $A_{s_{min}} = 35,37 \text{ cm}^2$, es:

$$M_{As_{min}} = \phi \left[A_{s_{min}} * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right) \right]; \quad \phi = 0,9$$

$$M_{As_{min}} = 0,9 \left[35,37 * 2810 * \left(31,55 - \frac{35,37 * 2810}{1,7 * 280 * 225} \right) \right] = 2739159,50 \text{ kg-cm}$$

$$M_{As_{min}} = 27391,59 \text{ kg-m} = 27,39 \text{ ton-m}$$

Del diagrama de momentos actuantes se observa que el mayor momento es de 7,48 ton-m. Por ello se coloca el área de acero mínimo resiste en dicho momento.

Con el $A_{s_{min}}$ se determina el espaciamiento (S) que se requiere, usando varillas núm. 6 ($A = 2,85 \text{ cm}^2$):

Aplicando una regla de tres:

$$\begin{array}{l} 35,37 \text{ cm}^2 - 225 \text{ cm} \\ 2,85 \text{ cm}^2 - S \quad \Rightarrow \quad S = 18,13 \text{ cm} \end{array}$$

Por lo tanto, colocar varillas núm.6 @ 15 cm en el sentido longitudinal de la zapata combinada en la cama superior.

- Acero por temperatura: según el Código ACI-05, sección 7.12.2.1, el acero por temperatura debe ser por lo menos:

$$A_{s_{temp.}} = 0,002 * b * t = 0,002 * 100 * 40 = 8,00 \text{ cm}^2$$

Según el Código ACI-05, sección 7.12.2.2, el acero por temperatura en ningún caso debe colocarse con una separación mayor de 5 veces al espesor del elemento, ni se necesita que sea mayor a 45 cm.

Se determina el espaciamiento (S) que se requiere, usando varillas núm. 6 ($A = 2,85 \text{ cm}^2$):

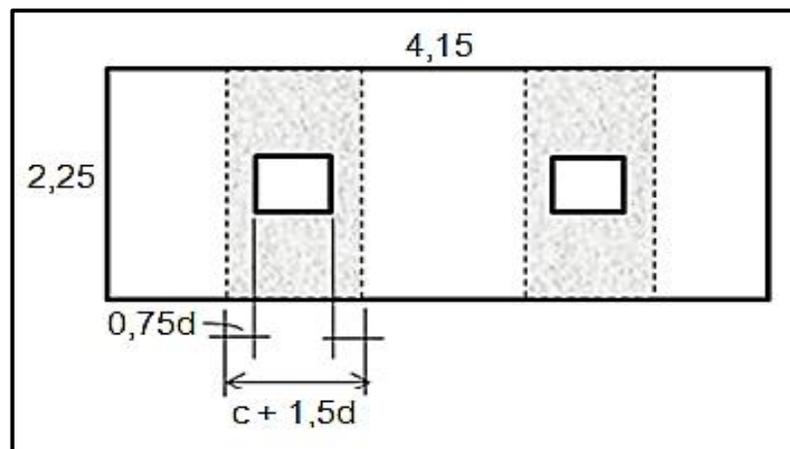
Aplicando una regla de tres:

$$\begin{array}{l} 8,00 \text{ cm}^2 - 100 \text{ cm} \\ 2,85 \text{ cm}^2 - S \quad \Rightarrow \quad S = 35,63 \text{ cm} \end{array}$$

Por lo tanto, colocar varillas núm.6 @ 25 cm en el sentido transversal de la zapata combinada, al centro de la cama superior y en los extremos de la cama inferior.

- Diseño de vigas transversales: asumiendo un ancho de viga = $c + 1,5d$, se chequeará bajo la columna crítica y se considera que la viga será igual para las dos columnas.

Figura 61. **Ubicación de vigas transversales**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$d = t - \text{rec} - \frac{\varnothing_{\text{varilla}\#6}}{2} - \frac{\varnothing_{\text{varilla}\#6y}}{2} - \frac{\varnothing_{\text{varilla}\#6x}}{2}$$

$$d = 0,40 \text{ m} - 0,075 \text{ m} - \frac{0,01905}{2} - \frac{0,01905}{2} - \frac{0,01905}{2} = 0,296425 \text{ m}$$

$$0,75d = 0,75(0,296425 \text{ m}) = 0,2223 \text{ m}$$

$$c + 1,5d = 0,40 \text{ m} + 1,5(0,296425 \text{ m}) = 0,8446 \text{ m}$$

La viga transversal se diseñará con la presión uniforme causada por la carga puntual de la columna.

Presión columna 2C

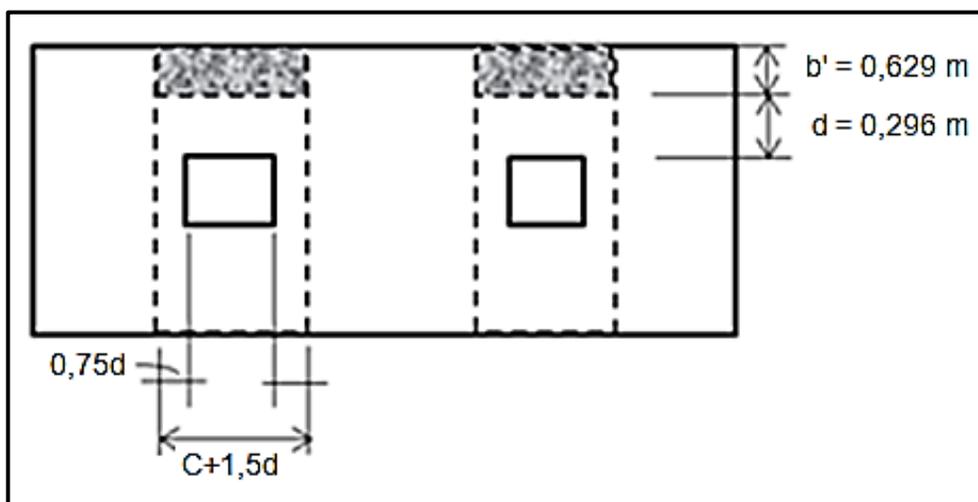
$$q_{d2C} = \frac{P_{Col\ 2C}}{b*(c+1,5d)} = \frac{22,47\ \text{ton}}{2,25\ \text{m}*0,8446\ \text{m}} = 11,83\ \text{ton/m}^2$$

Presión columna 2D

$$q_{d2D} = \frac{P_{Col\ 2C}}{b*(c+1,5d)} = \frac{67,74\ \text{ton}}{2,25\ \text{m}*0,8446\ \text{m}} = 35,65\ \text{ton/m}^2$$

- Chequeo por corte simple: deberá revisarse que el corte resistente del concreto sea mayor al corte actuante, de ser así las dimensiones de la viga transversal serán adecuadas.

Figura 62. **Corte simple**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Cortes actuantes (V_a):

$$V_{a2C} = q_{d2C} * b' * (c+1,5d)$$

$$V_{a2C} = 11,83 * 0,629 * 0,8446 = 6,28 \text{ ton}$$

$$V_{a2D} = q_{d2D} * b' * (c+1,5d)$$

$$V_{a2D} = 35,65 * 0,629 * 0,8446 = 18,92 \text{ ton}$$

- Corte resistente del concreto (V_c): ACI-05 11.3.1.1 (11-3)

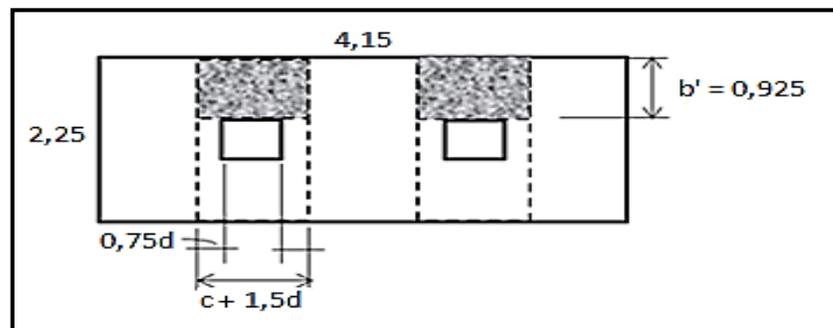
$$V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f_c} * b * d ; \quad \phi = 0,85$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 84,46 * 29,64 = 18\ 871,35 \text{ kg} = 18,87 \text{ ton}$$

$V_c > V_a$, si chequea por esfuerzo de corte simple.

- Diseño por flexión: este se diseñará para resistir los momentos ubicados en la posición b' .

Figura 63. **Diseño por flexión**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Momentos actuantes

Columna 2C

$$M_{act2C} = \frac{q_{d2C} * b'^2}{2} = \frac{11,83 * 0,925^2}{2}$$

$$M_{act2C} = 5,06 \text{ ton-m}$$

Columna 2D

$$M_{act2D} = \frac{q_{d2D} * b'^2}{2} = \frac{35,65 * 0,925^2}{2}$$

$$M_{act2D} = 15,25 \text{ ton-m}$$

- Acero mínimo: refuerzo mínimo en el ancho de 0,8446 m:

$$b = 84,46 \text{ cm}$$

$$d = 29,6425 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14bd}{f_y} = \frac{(14)(84,46)(29,6425)}{2810}$$

$$A_{s_{min}} = 12,47 \text{ cm}^2$$

- Refuerzo que requieren los momentos actuantes

$$M_{act2C} = 5,06 \text{ ton-m}$$

$$M_{act2C} = 5060,18 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \frac{0,85(280)}{2\,810} \left[84,46 \cdot 29,6425 - \sqrt{(84,46 \cdot 29,6425)^2 - \frac{5\,060,18 \cdot 84,46}{0,003825 \cdot 280}} \right]$$

$$A_s = 6,86 \text{ cm}^2$$

$$M_{act2D} = 15,25 \text{ ton-m}$$

$$M_{act2D} = 15\,249,36 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \frac{0,85(280)}{2\,810} \left[84,46 \cdot 29,6425 - \sqrt{(84,46 \cdot 29,6425)^2 - \frac{15\,249,36 \cdot 84,46}{0,003825 \cdot 280}} \right]$$

$$A_s = 21,42 \text{ cm}^2$$

Como el acero mínimo es menor al acero requerido, por los momentos actuantes, este se utilizará como acero de refuerzo. A continuación se calculará el espaciamiento:

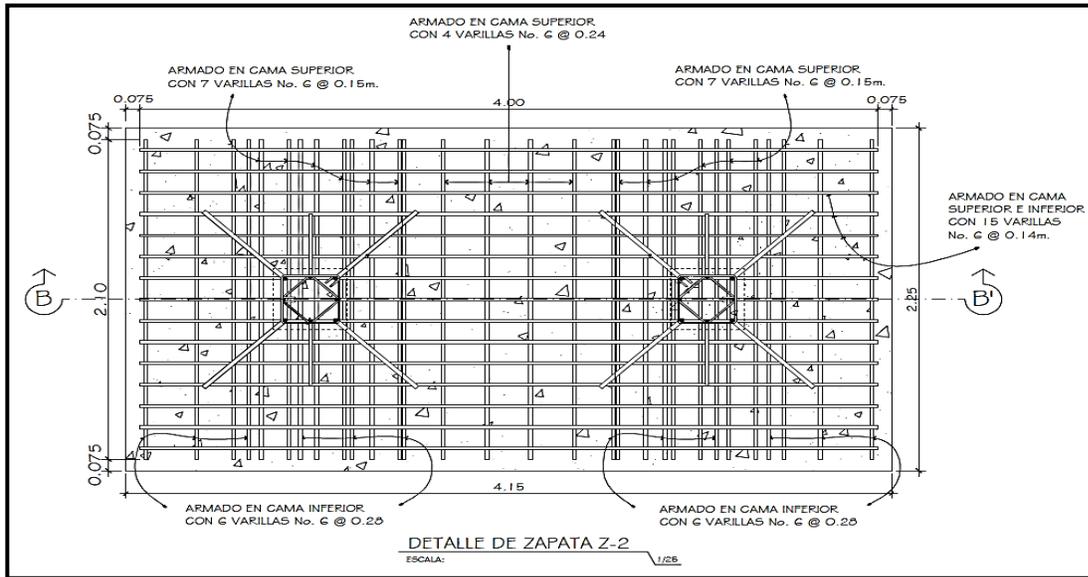
Utilizando varilla núm. 6 ($A_s = 2,85 \text{ cm}^2$):

$$21,42 - 84,46 \text{ cm}$$

$$2,85 \text{ cm}^2 - S \Rightarrow S = 11,24 \text{ cm}$$

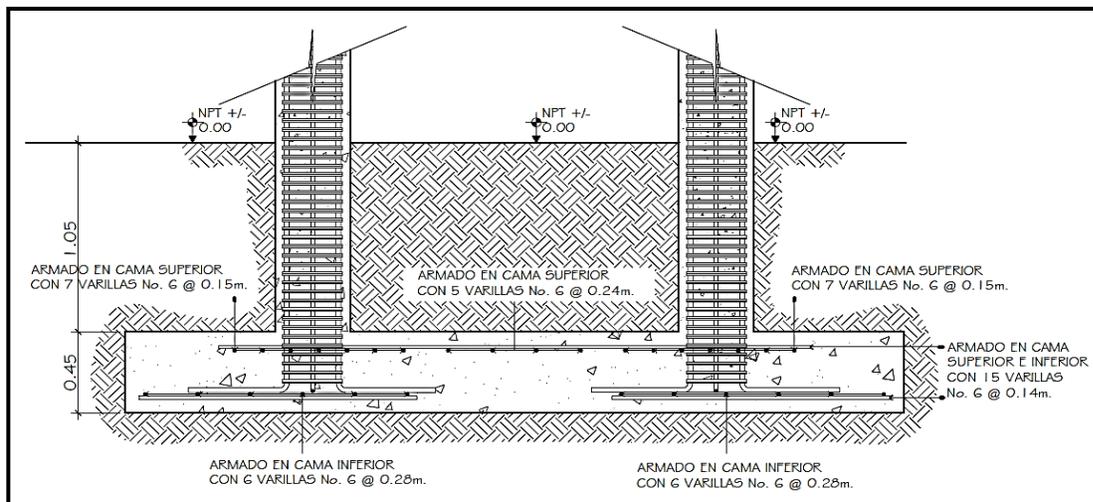
Por lo tanto, colocar varillas núm.6 @ 10 cm, dentro del ancho de 84,46 cm de las vigas transversales.

Figura 64. Detalle en planta de armado de zapata combinada



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 65. Detalle en sección C-C de zapata combinada



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.5.7. Solera de humedad-cimiento

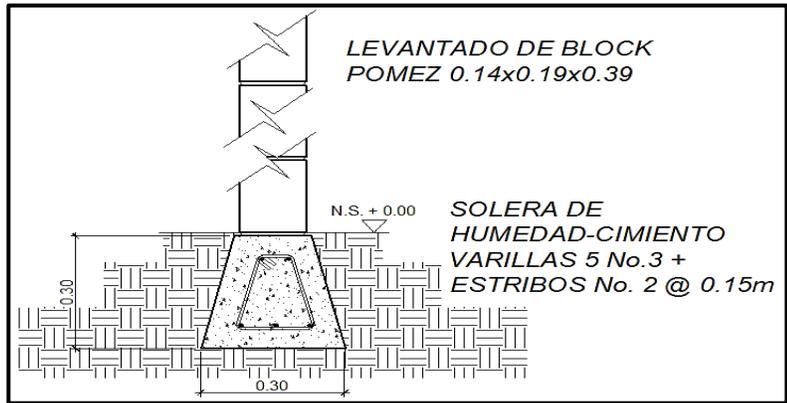
La solera de humedad o hidrófuga tiene como función principal evitar el ingreso de humedad hacia el interior de los distintos ambientes en la edificación. Además sirve como soporte o base de muros que son utilizados en el diseño arquitectónico; esto como división de los distintos ambientes que se quieran tener en el diseño arquitectónico. Así pues se diseña un cimiento que satisfaga las necesidades según sean las cargas de muros, dando una distribución adecuada en la resistencia del terreno. Esta debe ser continua para proveer un amarre adecuado.

Se propone el diseño de la solera de humedad-cimiento de acuerdo al Normativo del FHA, considerando lo siguiente:

- Dimensiones y refuerzo para la solera de humedad-cimiento
 - Ancho de corona = ancho del muro, más 1 cm = 16 cm
 - Ancho de la base = 30 cm y peralte = 30 cm
 - Refuerzo en la cama inferior: 3 varillas núm. 3
 - Refuerzo en la cama superior: 2 varillas núm. 3
 - Estribos núm. 2 @ 15 cm

Recubrimiento = 7 cm

Figura 66. **Detalle de solera de humedad-cimiento**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.6. **Diseño de gradas**

La forma, disposición y ubicación que se le da a una escalera depende principalmente de las dimensiones e importancia de la edificación. También del espacio que el proyecto les otorgue, del material y tipo de construcción escogida. Para una ubicación correcta se debe tomar en cuenta que la circulación en los diferentes niveles no sea problemática. Además, debe tener iluminación y ventilación aceptable.

El que una escalera sea cómoda y segura depende de su relación de pendiente o relación de dimensiones de los peldaños, es decir, la relación de huella y contrahuella. Las siguientes relaciones garantizan la comodidad de una escalera.

$$C \leq 20 \text{ cm}$$

$$H > C$$

$$2C + H \leq 64 \text{ cm (valor cercano)}$$

$$C + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm}$$

$$C \cdot H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

En donde:

C = contrahuella

H = huella

Datos

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

$$\text{Carga viva} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Carga de acabados} = 50 \text{ kg/m}^2$$

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

$$\text{Ancho} = 3,00 \text{ m}$$

- Relaciones de comodidad

$$C = 17 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

$$H = 29 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$2C + H = 2 \cdot 17 \text{ cm} + 29 \text{ cm} = 63 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$$

$$C + H = 17 \text{ cm} + 29 \text{ cm} = 46 \text{ cm}$$

$$C \cdot H = 17 \text{ cm} \cdot 29 \text{ cm} = 493 \text{ cm}^2$$

- Número de escalones mínimo

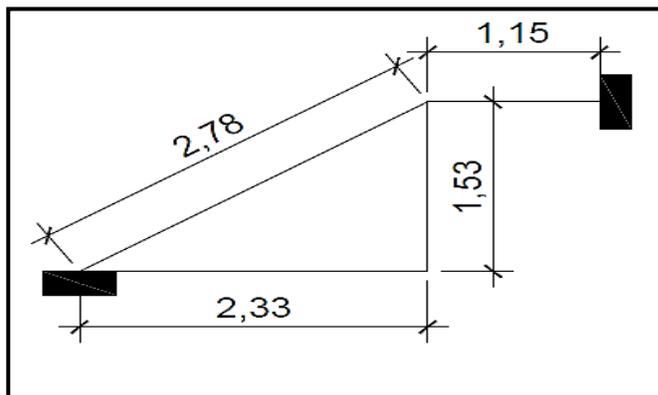
$$h/C = 3,05 \text{ m} / 0,17 \text{ m} = 17,94 \approx 18 \text{ escalones (contrahuellas)}$$

- Número de huellas

$$\text{Número de contrahuellas} - 1 = 18 - 1 = 17 \text{ huellas}$$

Por lo tanto, se obtienen 18 contrahuellas de 17 cm y 17 huellas de 29 cm antes del descanso. La losa de descanso se diseñó por aparte y los resultados van incluidos dentro de los planos.

Figura 67. Dimensiones de la escalera



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Espesor de la losa

$$t = P/180 = (2 * 3,5 \text{ m} + 2 * 3,00 \text{ m})/180 = 0,072 \text{ m}$$

$$t \approx 15 \text{ cm}$$

- Integración de cargas

- Carga muerta (CM)

$$\text{Peso propio de la escalera (PP)} = \gamma_c * (t + C/2)$$

$$\text{PP} = 2400 \text{ kg/m}^3 (0,15 \text{ m} + 0,17 \text{ m}/2) = 564 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CM} = 564 \text{ kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m}^2 = 614 \text{ kg/m}^2$$

- Carga viva (CV)

$$\text{Escaleras públicas} = 500 \text{ kg/m}^2$$

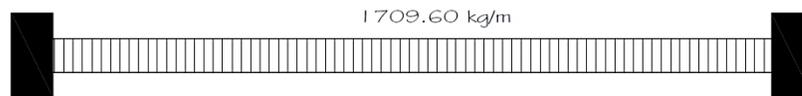
- Carga última

$$\text{CU} = W = 1,4\text{CM} + 1,7\text{CV}$$

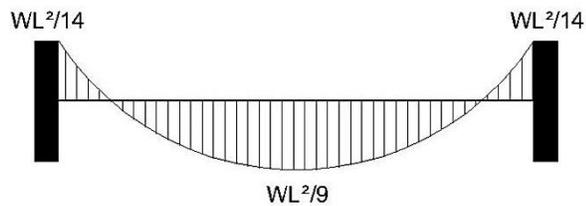
$$\text{CU} = 1,4(614 \text{ kg/m}^2) + 1,7(500 \text{ kg/m}^2) = 1\,709,6 \text{ kg/m}$$

Analizando solamente para un metro, se tiene:

$$\text{CU} = 1\,709,6 \text{ kg/m}^2 * 1 \text{ m} = 1\,709,6 \text{ kg/m}$$



- Cálculo de momentos



$$M_{(+)} = \frac{\text{CU} \cdot L^2}{9} = \frac{1\,709,6 \cdot (4,40)^2}{9} = 3\,677,54 \text{ kg-m}$$

$$M_{(-)} = \frac{\text{CU} \cdot L^2}{14} = \frac{1\,709,6 \cdot (4,40)^2}{14} = 2\,364,13 \text{ kg-m}$$

- Área de acero mínimo

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

$$d = 15 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} = 12,50 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14bd}{f_y} = \frac{14(100)(12,50)}{2810} = 6,23 \text{ cm}^2$$

- Área de refuerzo que requieren los momentos

- $M_{(+)} = 3677,54 \text{ kg-m}$

$$A_s = \frac{0,85(280)}{2810} \left[100 \cdot 12,50 - \sqrt{(100 \cdot 12,50)^2 - \frac{3677,54 \cdot 100}{0,003825 \cdot 280}} \right]$$

$$A_s = 12,35 \text{ cm}^2$$

- Espaciamento (S)

Utilizando varilla núm. 4 ($A_s = 1,2668 \text{ cm}^2$)

$$12,35 \text{ cm}^2 - 100 \text{ cm}$$

$$1,2668 \text{ cm}^2 - S \Rightarrow S = 10,26 \text{ cm}$$

- $M_{(-)} = 2364,13 \text{ kg-m}$

$$A_s = \frac{0,85(280)}{2810} \left[100 \cdot 12,50 - \sqrt{(100 \cdot 12,50)^2 - \frac{2364,13 \cdot 100}{0,003825 \cdot 280}} \right]$$

$$A_s = 7,76 \text{ cm}^2$$

- Espaciamento (S)

Utilizando varilla núm. 4 ($A_s = 1,2668 \text{ cm}^2$)

$$\begin{array}{l} 7,76 \text{ cm}^2 - 100 \text{ cm} \\ 1,2668 \text{ cm}^2 - S \quad \Rightarrow \quad S = 16,32 \text{ cm} \end{array}$$

Por lo tanto, colocar en la cama superior en forma de bastones varillas núm.4 @ 15 cm y en la cama inferior varillas corridas núm. 4 @ 10 cm.

- Acero por temperatura: según el Código ACI-05, sección 7.12.2.1, el acero por temperatura debe ser por lo menos:

$$A_{s_{temp.}} = 0,002 * b * t$$

$$A_{s_{temp.}} = 0,002 * 100 * 15 = 3,00 \text{ cm}^2$$

Según el Código ACI-05, sección 7.12.2.2, el acero por temperatura en ningún caso debe colocarse con una separación mayor de 5 veces el espesor del elemento, ni se necesita que sea mayor a 45 cm.

Se determina el espaciamento (S) que se requiere, usando varillas núm. 3 ($A = 0,7126 \text{ cm}^2$):

$$\begin{array}{l} 3,00 \text{ cm}^2 - 100 \text{ cm} \\ 0,7126 \text{ cm}^2 - S \quad \Rightarrow \quad S = 23,75 \text{ cm} \end{array}$$

distribuir agua dentro de la construcción. Las instalaciones sanitarias tienen por objeto la recolección de las aguas residuales (aguas jabonosas, aguas grasas, aguas negras, aguas pluviales) y conducir las a través de tuberías al colector general.

- Agua potable: se proveerá de agua potable en cantidad y presión suficiente para satisfacer las necesidades y servicio de los usuarios. Esto de acuerdo con los siguientes requisitos mínimos:
 - El servicio de agua potable será continuo durante 12 horas del día.
 - La dotación mínima es de 200 litros/persona/día.
 - El diseño de la red de distribución fue por circuitos cerrados.
 - Las tuberías de agua potable se colocaron lo más apartado posible de las de drenaje y nunca deben estar a un nivel inferior que estas.
 - En los puntos de cruce entre tubería de agua y drenaje, las primeras deben quedar por lo menos 20 cm, por encima protegidas con mortero o concreto.
- Cálculo de subramales: son pequeñas longitudes de tubería que conectan los ramales a los aparatos sanitarios.

Se le asigna un diámetro a cada aparato sanitario. Esto de acuerdo a la tabla XIII.

- Lavamanos $\varnothing = \frac{1}{2}$ "
- Inodoro con tanque $\varnothing = \frac{1}{2}$ "
- Grifo para patio $\varnothing = \frac{1}{2}$ "

Tabla XIII. **Diámetro de los subramales**

Tipo de aparato sanitario	Diámetro del sub-ramal en pulgadas		
	Presiones hasta 10m	Presiones mayores de 10m	Diámetro mínimo
Lavatorio	1/2	1/2	1/2
Bidet	1/2	1/2	1/2
Tina	3/4 - 1/2	3/4	1/2
Ducha	3/4	1/2	1/2
Grifo de cocina	3/4	1/2	1/2
Inodoro con Tanque	1/2	1/2	1/2
Inodoro con Válvula	1 1/2 - 2	1	1 1/4
Urinario con Tanque	1/2	1/2	1/2
Urinario con Válvula	1 - 1/2 - 2	1	1

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 54.

- Cálculo de ramales: son tuberías derivadas del alimentador principal. Estos abastecen agua a un punto de consumo aislado. Por ejemplo un baño o a un grupo de aparatos sanitarios.

Utilizando la tabla XIV se le asigna un número de equivalencia a cada subramal en función de su diámetro obtenido anteriormente:

$$\varnothing 1/2" = 1,00$$

$$\varnothing 3/4" = 2,90$$

$$\varnothing 1" = 6,00$$

Tabla XIV. **Equivalencias de gastos en tuberías de agua**

Diámetro del tubo en pulgadas	Número de tubos de ½" con la misma capacidad
½	1
¾	2.9
1	6.2
1 ¼	10.9
1 ½	17.4
2	37.8
2 ½	65.5
3	110.5
4	189
6	527
8	1250
10	2090

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*.
p. 58.

Empezando desde el punto más alejado, respecto al alimentador principal, se analiza ramal por ramal y en función de los números de equivalencias anteriores. Se calcula el diámetro por medio de la tabla XV.

Tabla XV. **Cálculo de diámetro de tubería de agua potable**

Tramo	Equivalencia	Diámetro	Tramo	Equivalencia	Diámetro
1-2	1,00	1/2"	27-28	1,00	1/2"
2-3	2,90	3/4"	28-29	2,90	3/4"
3-4	2,90	3/4"	29-30	1,00	1/2"
4-5	2,90	3/4"	30-31	2,90	3/4"
5-6	1,00	1/2"	31-32	2,90	3/4"
6-7	2,90	3/4"	32-33	2,90	3/4"
7-8	1,00	1/2"	33-34	1,00	1/2"
8-9	2,90	3/4"	34-35	2,90	3/4"
9-10	2,90	3/4"	35-36	1,00	1/2"
10-11	1,00	1/2"	36-37	2,90	3/4"
11-12	2,90	3/4"	37-38	1,00	1/2"
12-13	2,90	3/4"	38-39	2,90	3/4"
13-14	1,00	1/2"	39-40	2,90	3/4"
14-15	2,90	3/4"	40-41	2,90	3/4"
15-16	2,90	3/4"	41-42	1,00	1/2"
16-17	2,90	3/4"	42-43	2,90	3/4"
17-18	1,00	1/2"	43-44	1,00	1/2"
18-19	2,90	3/4"	44-45	2,90	3/4"
19-20	1,00	1/2"	45-46	1,00	1/2"
20-21	2,90	3/4"	46-47	2,90	3/4"
21-22	1,00	1/2"	47-48	2,90	3/4"
22-23	2,90	3/4"	48-49	2,90	3/4"
23-24	2,90	3/4"	49-50	2,90	3/4"
24-25	2,90	3/4"	50-51	2,90	3/4"
25-26	1,00	1/2"	51-52	1,00	1/2"
26-27	2,90	3/4"	52-53	2,90	3/4"

Fuente: elaboración propia.

Se concluye que el tipo de tubería a utilizar será de cloruro de polivinilo (PVC) de 4" de diámetro. Esto es para ramales principales y de 1/2" de diámetro para las conexiones a los artefactos sanitarios (subramales).

- Cálculo de la línea principal de conducción: de acuerdo con la tabla XXXVII se le asigna un número de unidades de gasto o unidades Hunter

(UH) a cada uno de los artefactos sanitarios en función del tipo. Estos quedan de la siguiente manera:

Lavamanos UH = 2

Inodoro con tanque UH = 5

Grifo para patio UH = 1

Tabla XVI. **Unidades de gasto para tuberías de distribución**

Pieza	Tipo	Unidades de gasto		
		Total	Agua fría	Agua caliente
Tina		4	3	3
Lavadero de Ropa		8	4.50	4.50
Ducha		4	3	3
Inodoro	Con tanque	5	5	---
Inodoro	Con válvula semiautomática	8	8	---
Lavadero	Cocina hotel, restaurante	4	3	3
Lavadero	Repostería	3	2	2
Bebedero	Simple	1	1	---
Bebedero	Múltiple	1*	1*	---
Lavatorio	Corriente	2	1.50	1.50
Lavatorio	Múltiple	2*	1.50	1.50
Botadero		3	2	2
Urinario	Con tanque	3	3	---
Urinario	Con válvula semiautomática	5	5	---

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*.

p. 48.

- Número total de UH primer nivel

4 lavamanos x 2 UH = 8 UH

8 inodoros con tanque x 5 UH = 40 UH

4 mingitorios con tanque x 3 UH = 12 UH

2 grifos para patio x 1 UH = 2 UH

Total: 62 UH

El número total de UH = 62 UH (52 UH con tanque y 10 UH con válvula).

Con el número total de UH, y utilizando la tabla XVII se tiene un gasto probable de 2,21 lt/s (1,15 lt/s con tanque y 1,06 con válvula).

Tabla XVII. **Gastos probables para el método de Hunter (lt/s)**

No. de UH	Gasto		No. de UH	Gasto	
	Tanque	Válvula		Tanque	Válvula
3	0.12	---	40	0.91	1.74
4	0.16	---	42	0.95	1.78
5	0.23	0.91	44	1.00	1.82
6	0.25	0.94	46	1.03	1.84
7	0.28	0.97	48	1.09	1.92
8	0.29	1.00	50	1.13	1.97
9	0.32	1.03	55	1.19	2.04
10	0.34	1.06	60	1.25	2.11
12	0.38	1.12	65	1.31	2.17
14	0.42	1.17	70	1.36	2.23
16	0.46	1.22	75	1.41	2.29
18	0.50	1.27	80	1.45	2.35
20	0.54	1.33	85	1.50	2.40
22	0.58	1.37	90	1.56	2.45
24	0.61	1.42	95	1.62	2.50
26	0.67	1.45	100	1.67	2.55
28	0.71	1.51	110	1.75	2.60
30	0.75	1.55	120	1.83	2.72
32	0.79	1.59	130	1.91	2.80
34	0.82	1.63	140	1.98	2.85
36	0.85	1.67	150	2.06	2.95
38	0.88	1.70	160	2.14	3.04

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*.

p. 50.

Estimando una velocidad de 1 m/s, una altura de niveles de 3 m para cada uno de los niveles y tubería de PVC, se calcula el diámetro:

El diámetro se calcula con la siguiente fórmula:

$$D = \sqrt[4,87]{\frac{1\,743,811 \times L \times Q^{1,85}}{C^{1,85} \times H_f}}$$

Por lo tanto, el diámetro a utilizar para la línea de distribución que alimenta los tres niveles será de 1”.

- Drenajes
 - Drenaje sanitario: su función es la recolección de las aguas residuales (aguas jabonosas, aguas grasas, aguas negras, aguas pluviales). Además de conducirlos a través de tuberías al colector general.

Las tuberías enterradas para el drenaje sanitario deberán tener una pendiente mínima de 2 % y una pendiente máxima de 6 %.

Utilizando la tabla XIX se le asigna un número de unidades mueble (um) y un diámetro de tubería a cada mueble o aparato sanitario. Esto dependiendo de la clase de instalación. Para este proyecto se considerará una instalación de primera clase, quedando el cálculo del diámetro de tubería de la siguiente manera.

Tabla XVIII. **Cálculo del diámetro de las derivaciones simples**

Tipo de mueble o aparato sanitario	Número de unidades mueble (um)	Diámetro (plg)
Lavamanos	4	2"
Inodoro con tanque	8	3"
Mingitorios	4	2"
Drenaje en piso	3	6"

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIX. **Unidades de descarga y diámetro en derivaciones simples y sifones de descarga**

Tipo de mueble o aparato	Unidades de descarga			Diámetro mínimo del sifón y derivación		
	Clase			Clase		
	1ra	2da	3ra	1ra	2da	3ra
Lavabo	1	2	2	1 ¼	1 ¼	1 ¼
Inodoro	4	5	6	3	3	3
Tina	3	4	4	1 ¼	2	2
Bidet	2	2	2	1 ¼	1 ¼	1 ¼
Cuarto de baño completo	7	----	----	3	3	3
Regadera	2	3	3	1 ¼	2	2
Urinario suspendido	2	2	2	1 ¼	1 ¼	1 ¼
Urinario vertical	----	4	4	----	2	2
Fregadero de viviendas	3	----	----	1 ¼	----	----
Fregadero de restaurante	----	8	8	----	3	3
Lavadero (ropa)	3	3	----	1 ¼	1 ¼	----
Vertedero	----	8	8	4	4	----
Bebedero	1	1	1	1 ¼	1 ¼	1 ¼
Lavaplatos de Casa	2	----	----	1 ½	----	----
Lavaplatos comercial	----	4	----	----	----	2

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*.

p. 70.

De acuerdo con los resultados obtenidos se determina utilizar un diámetro de tubería de 3". Esto para todas las derivaciones simples y para las derivaciones en columnas (bajadas).

- Drenaje pluvial: el objetivo del drenaje pluvial es la evacuación de las aguas provenientes de la escorrentía. Esta es producida por la precipitación pluvial, debiendo diseñarse el sistema de acuerdo con los requisitos siguientes:
 - Las bajadas deben ubicarse, si es posible, en paredes que den al exterior de la edificación, protegidas con mortero, concreto u otro material.
 - Se dispondrán tres bajadas de agua pluvial para drenar el techo del edificio. El diámetro de cada una de ellas se calcula de la siguiente manera:

Se calcula el caudal con la fórmula siguiente:

$$Q = \frac{C.I.A.}{360}$$

En donde:

Q = caudal m³/s

C = coeficiente de escorrentía del concreto (0,90)

I = intensidad de lluvia (mm/h)

A = área a drenar (Ha)

Para calcular la intensidad de lluvia se utilizarán los parámetros de ajuste de la estación meteorológica de Huehuetenango, de la tabla IV. Se asumirá un período de retorno (Tr) de 2 años.

Los parámetros de ajuste para un período de retorno (Tr) de 2 años son:

$$A = 550$$

$$B = 5$$

$$n = 0,813$$

$$R^2 = 0,958$$

Se asume un tiempo de concentración Tc de 0,5 minutos (30 segundos).

Intensidad de lluvia:

$$i = \frac{A}{(B+T_c)^n}$$

$$i = \frac{550}{(5+0,5)^{0,813}}$$

$$i = 137,55 \text{ mm/h}$$

El área a drenar por cada bajada será de 53,12 m² o 0,00531 hectáreas.

$$Q = \frac{(0,90)(137,55 \text{ mm/h})(0,00531)}{360} = 0,00183 \text{ m}^3/\text{s} = 1,83 \text{ lt/s}$$

Luego, se calcula el diámetro de la tubería. Esto por medio de la fórmula de Manning, de la siguiente manera:

$$D = \left(\frac{691\,000 \cdot Q \cdot n}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Como se utilizará tubería de PVC se estima un coeficiente de rugosidad $n = 0,009$ y se estimará una pendiente de 1,00 %, quedando:

$$D = \left(\frac{691\,000 \cdot 0,00183 \cdot 0,009}{0,01^{1/2}} \right)^{3/8} = 5,90 \text{ cm}$$

$$D = 5,90 \text{ cm} = 2,32''$$

Por lo tanto, para las bajadas de agua pluvial se utilizará tubería PVC de 3" de diámetro.

2.1.8. Diseño de instalaciones eléctricas

Las instalaciones eléctricas están basadas en el Manual de Normas para acometidas de servicio eléctrico de la Empresa Eléctrica de Guatemala (EEGSA). En la sección V se mencionan apartamentos, edificios, escuelas, centros comerciales y construcciones similares.

Normas y códigos para instalación comercial:

- Acometida: es el conjunto de conductores, componentes y materiales utilizados para transmitir electricidad desde las líneas de distribución de la empresa eléctrica.

La instalación de la acometida constará de lo siguiente:

- Poste de distribución
- Poste de acometida
- Cables de acometida
- Contador o medidor
- Caja *socket* para contador
- Medios de protección
- Tableros de distribución

Por lo tanto se colocará un contador y un tablero de distribución en cada nivel con tierra física.

Para conexión de electrodos a tierra se debe colocar una varilla de cobre de un diámetro de ½" y una longitud mínima de 2,50 metros.

- Circuitos: según la norma, los circuitos de iluminación y tomacorrientes se protegerán con un *flip on* de 15 a 20 amperios dependiendo de los elementos conectados al circuito, basándose principalmente, en lo que determinen los cálculos. Se consideró el método del total de potencia que son los watts o kilowatts que suman todas las lámparas, tomacorrientes y el resto de conexiones eléctricas. Esto para lograr la iluminación adecuada en cada área específica.

- Primer nivel
 - 21 lámparas de 40 watts de 2 tubos por lámpara = $21 \cdot 2 \cdot 40$ watts = 1 680 watts
 - 1 bombilla de 75 watts = 75 watts

- 13 tomacorrientes de 300 watts cada uno = 3 900 watts
- Total = 5 655 watts

Con base en lo especificado en la norma, y teniendo una potencia de 5 655 watts, se colocarán en el primer nivel 5 circuitos, 3 para iluminación y 2 para fuerza.

- Segundo nivel

- 21 lámparas de 40 watts de 2 tubos por lámpara = $21 \cdot 2 \cdot 40$ watts = 1 680 watts
- 13 tomacorrientes de 300 watts cada uno = 3 900 watts
- Total = 5 580 watts

Con base en lo especificado en la norma, y teniendo una potencia de 5 655 watts, se colocarán en el segundo nivel 5 circuitos, 3 para iluminación y 2 para fuerza.

- Tercer nivel

- 21 lámparas de 40 watts de 2 tubos por lámpara = $21 \cdot 2 \cdot 40$ watts = 1 680 watts
- 26 tomacorrientes de 300 watts cada uno = 7 800 watts
- Total = 9 480 watts

Con base en lo especificado en la norma, y teniendo una potencia de 9 480 watts, se colocarán en el primer nivel 6 circuitos, 3 para iluminación y 3 para fuerza.

- Conductores: el calibre de los conductores será de acuerdo, estrictamente al cálculo respectivo, pero en ningún momento podrá ser menor de 12 AWG, el cual tiene una capacidad de resistir 20 amperios.

Para el cálculo del calibre de la iluminación se debe determinar la corriente de los circuitos para cada nivel. En este caso se calculará el circuito que mayor potencia genera entre los tres niveles:

8 lámparas de 40 watts de 2 tubos por lámpara

$$P = 8 * 2 * 40 \text{ watts} = 640 \text{ watts}$$

$$I_{\text{iluminación}} = \frac{P}{V} = \frac{640 \text{ watts}}{120V} = 5,35 \text{ A}$$

Tomando en cuenta que la longitud promedio entre cada lámpara es de 3,00 metros, se determina que el calibre del conductor requerido para cargas nominales de 120 voltios con un 2 % de caída de voltaje es 12 AWG.

Para el cálculo del calibre de fuerza se debe determinar la corriente del circuito para cada nivel. Esto tomando en cuenta el uso simultáneo de los tomacorrientes. En este caso se calculará el circuito que mayor potencia genera entre los tres niveles:

7 tomacorrientes de 300 watts cada uno

$$P = 7 * 300 \text{ watts} = 2100 \text{ watts}$$

$$I_{\text{fuerza}} = \frac{P}{V} = \frac{2100 \text{ watts}}{120V} = 17,5 \text{ A}$$

Tomando en cuenta que la longitud promedio, entre cada tomacorriente es de 3 metros, se determina que el calibre del conductor requerido por seguridad y para cargas nominales de 120 V con un 2 % de caída de voltaje es 10 AWG.

Debido a que la corriente es de 5,35 A para iluminación y de 17,5 A para fuerza, se colocará un *flip on* de 15 amperios por cada circuito de iluminación y un *flip on* de 20 amperios por cada circuito de fuerza.

Dando como resultado, el uso en el primer nivel de 3 *flip on* para iluminación y 2 *flip on* para fuerza. En el segundo nivel de 3 *flip on* para iluminación y 2 *flip on* para fuerza y para el tercer nivel 3 *flip on* para iluminación y 3 *flip on* para fuerza, (ver planos de iluminación y fuerza).

- Tubería y ductos: se utilizará tubería plástica (poliducto) de diámetro $\frac{3}{4}$ " para los circuitos de iluminación, y se utilizará tubo PVC eléctrico de diámetro $\frac{3}{4}$ " para los circuitos de fuerza.

2.1.9. Planos constructivos

Los planos elaborados para el proyecto del edificio escolar de tres niveles son los siguientes:

- Curvas de nivel
- Planta amueblada
- Planta acotada
- Fachadas
- Planta de acabados
- Cimientos y columnas
- Detalles estructurales

- Planta de losa
- Detalle de vigas
- Armado de gradas
- Planta de fuerza
- Planta de iluminación
- Planta hidráulica
- Planta de drenajes
- Detalles y especificaciones

Los planos constructivos se encuentran dentro de los apéndices.

2.1.10. Presupuesto

El presupuesto se elaboró con base en precios unitarios, aplicando un 30 % de costos indirectos, en los cuales van incluidos gastos de administración, supervisión, utilidades e imprevistos. Los precios de los materiales se obtuvieron mediante cotizaciones en centros de distribución cercanos a la región y la mano de obra se determinó de acuerdo a lo establecido por la municipalidad.

Tabla XX. **Costos unitarios de renglones de trabajo**

PROYECTO:		CONSTRUCCION EDIFICIO ESCOLAR, ALDEA BARRANECHÉ, TOTONICAPÁN			
MUNICIPIO:		TOTONICAPÁN			
DEPARTAMENTO:		TOTONICAPÁN			
FECHA:		ABRIL 2014			
Núm.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P/UNITARIO (Q)	TOTAL (Q)
1	Trazo y circulación del terreno	226,00	m ²	32,19	7 275,00
2	Movimiento de tierras	50,00	m ³	623,67	31 183,70
3	Zapatatas tipo C-1 (2.25 x 4.15 m)	5,00	Unidades	16 530,03	82 650,17
4	Zapatatas tipo 2 (1.90 x 1.90 m)	5,00	Unidades	9 554,17	47 770,84
5	Zapatatas tipo 3 (1.00 x 1.00 m)	4,00	Unidades	1 800,11	7 200,46
6	Columna C-1 (0.40X0.40)	15,00	Unidades	7 734,37	116 015,55
7	Columna C-2 (0.15X0.15)	124,00	Unidades	419,97	52 076,20
8	Columna C-3 (0.10X0.30)	10,00	Unidades	769,12	7 691,16
9	Columna C-4 (0.10 x 0.15 m)	10,00	Unidades	878,53	8 785,28
10	Columna C-5 (0.20 x 0.20 m)	4,00	Unidades	2 119,67	8 478,69
11	Viga tercer nivel A,B,C (0.35 x 0.45 m)	72,00	ml	808,31	58 198,66
12	Viga tercer nivel 1,2,3,4 Y 5 (0.35 X 0.45 m)	37,50	ml	971,83	36 443,46
13	Viga segundo nivel A,B,C (0.35 x 0.45 m)	72,00	ml	1 019,03	73 369,86
14	Viga segundo nivel 1,2,3,4 Y 5 (0.35 X 0.45 m)	37,50	ml	1 148,12	43 054,36
15	Viga primer nivel A,B,C (0.35 x 0.45 m)	72,00	ml	1 243,09	89 502,50
16	Viga primer nivel 1,2,3,4 Y 5 (0.35 X 0.45 m)	37,50	ml	1 221,80	45 817,56
17	Cimiento corrido 0.40x 0.20	92,10	ml	356,05	32 792,32
18	Levantado de muro 0,14 x 0,19 x 0,39 m	265,58	m ²	205,46	54 567,15
19	Losa plana 1er. 2do. Y 3er. nivel	678,60	m ²	765,95	519 773,80
20	Repello + cernido de losa	414,00	m ²	100,26	41 507,50

Continuación de la tabla XX.

21	Repello + cemento vigas y columnas	325,00	m ²	103,47	33 626,68
22	Repello de muros	784,00	m ²	81,14	63 615,08
23	Piso de granito	558,00	m ²	250,24	139 631,80
24	Módulo de gradas	6,00	m ²	2 852,89	17 117,34
25	Puertas	15,00	Unidades	2 245,83	33 687,50
26	Ventanas + balcones	135,00	m ²	623,84	84 218,70
27	Barandal de metal	52,00	m ²	429,09	22 312,50
28	Instalaciones hidráulicas	35,00	Unidades	388,37	13 592,80
29	Instalaciones de drenaje	12,00	Unidades	1 965,42	23 585,00
30	Instalación eléctrica (iluminación)	62,00	Unidades	705,90	43 765,60
31	Instalación eléctrica (fuerza)	56,00	Unidades	424,53	23 773,70
Costo total de la obra				Q	1 863 080,90

Fuente: elaboración propia.

2.1.11. Evaluación de impacto ambiental

Esta se llevó a cabo por medio de una boleta de identificación y evaluación de riesgo que utiliza el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN). Dicha boleta fue proporcionada por la Dirección Municipal de Planificación (DMP) del municipio de Totonicapán. Los resultados obtenidos durante la evaluación fueron de 168 puntos. Por lo tanto, según la boleta al ser el puntaje de evaluación menor a 400 puntos, el proyecto es aceptado.

Tabla XXI. **Boleta de identificación y evaluación de impacto ambiental para una escuela de tres niveles**

Proyecto:	Diseño de una escuela de tres niveles														
Localización:	Aldea Barraneché, Totonicapán														
Identificación y evaluación de riesgo programas/proyectos			N.A.	Expuesto al evento	General al evento	Nula	Mínima	Moderada	Severa		Baja	Media	Alta	Extremadamente Alta	Total = A * V
						Amenaza				Vulnerabilidad				R=amenaza * vulnerabilidad	
Origen del evento	Factor	Tipo de evento				0	4	8	10		2	4	8	10	
Naturales	Meteorológicos	Huracanes, ciclones y tifones				X					X				0
		Tornados				X					X				0
		Tormenta tropical					X				X				8
		Onda térmica fría					X				X				8
		Onda térmica cálida					X				X				0
		Inundaciones					X					X			16
		Sequias que provocan pérdidas agrícolas					X				X				8
	Otros														
	Topográficos ó geotécnicos	Derrumbes					X				X				8
		Deslizamientos					X				X				8
		Lahares					X				X				0
Flujos de lodo y agua						X				X				8	
Otros															

Continuación de la tabla XXI.

Naturales	Tectónicos o geológicos	Terremotos (sismos)					X				X									8	
		Erupciones volcánicas					X					X									0
		Maremotos					X					X									0
	otros																				
Antrópico-social	Derechos humanos	Violación de derechos humanos					X					X								0	
		genera pobreza					X					X								0	
		Genera discriminación					X					X								0	
		Ocurrencia de epidemias					X					X								0	
	otros																				
	Seguridad ciudadana	Delincuencia organizada					X						X								0
		Delincuencia común									X			X							8
		conflictos limítrofes					X						X								0
		Ocurrencia de guerra					X						X								0
		Ocurrencia de terrorismo					X						X								0
	Otros																				
	Entorno político económico-social	Crisis política					X						X								0
		Crisis gobernabilidad					X						X								0
		Crisis económica									X			X							16
		Crisis social									X			X							16
	Otros																				
	Manejo del ambiente	Destrucción de hábitats naturales					X						X								8
		Radiación solar intensa					X						X								8
		Descarga de sólidos y líquidos a cuerpos de agua					X						X								0
		Descarga de partículas sólidas al aire					X						X								8
Contaminación por ruido superior a 90 DB						X						X								0	
Contaminación de suelos						X						X								8	
Sobre-explotación de recursos naturales						X						X								0	
Desertificación						X						X								0	
Incendios forestales						X						X								0	
Otros																					

Continuación de la tabla XXI.

Antrópico-social	Accidentes	Fallas industriales y tecnológicas				X					X					0	
		De transporte aéreo, acuático y terrestre				X					X						0
		Derrame de productos petroleros				X					X						0
		Depósitos industriales y químicos				X					X						0
		colapso de estructuras				X					X						0
		Explosiones					X					X					8
		Centrales eléctricas, térmicas y geotérmicas				X					X						0
		Oleoductos				X					X						0
		coheterías				X					X						0
		Urbanización desordenada					X						X				16
		Edificios, ruinas, monumentos abandonados				X					X						0
				Otros													
Factor	Escala	Descripción													TOTAL	168	
Amenaza	Nula	No apreciable															
	Mínima	Visible, sin importancia para la estabilidad del sistema															
	Moderada	Alteración notable, pero en un ámbito reducido															
	Severa	Alteración notable, extensa consecuencias dañinas y mortales															
Vulnerabilidad	Baja	Población es afectada en forma mínima, no existe peligro de muerte															
	Media	Población es afectada focalmente, existe peligro de muerte															
	Alta	Población es afectada extensivamente, existe peligro de muerte															
	Extrema alta	Población es afectada extensivamente, existe peligro de muerte, sin capacidad de recuperación															
Escala de decisión - puntos de riesgo	Bajo	Menor 400 (se acepta el proyecto con medidas mitigación)															
	Medio	Mayor de 401 hasta 1000 (reformular el proyecto)															
	Alto	Mayor de 1000 (se rechaza el proyecto, reformularlo)															

Fuente: Dirección Municipal de Planificación (DMP), del municipio de Totonicapán.

3. DISEÑO DE PUENTE PEATONAL CASERÍO XOLBEYÁ, ALDEA CHOANOJ

3.1. Diseño de puente peatonal

Según el estudio que se realizó previamente, se acordó en diseñar un puente peatonal. A continuación se describe el proyecto.

3.1.1. Descripción del proyecto

Este proyecto consiste en el diseño de un puente peatonal colgante en el caserío Xolbeyá de la aldea Choanoj. Este tendrá una longitud de 17,58 metros y metro y medio de ancho, será capaz de soportar el paso de peatones y bestias. El puente peatonal colgante está diseñado con cables de acero y anclajes de concreto ciclópeo.

El piso del puente será de madera, los costados serán de malla metálica se colocarán en forma de barandal para la protección de las personas.

3.1.2. Investigación preliminar

Antes de realizar el diseño del puente peatonal colgantes es indispensable el realizar estudios y evaluaciones previas. Para ello se realizó una visita al lugar de construcción conociendo y determinando aspectos estructurales que beneficien a la población y para optimizar recursos que se consideren necesarios.

3.1.3. Terreno disponible

Se encuentra hacia el sur del departamento, está situado en un área boscosa. Es con pendiente pronunciada haciendo el acceso difícil, está atravesada por un río que en tiempo de invierno el cauce aumenta considerablemente haciendo imposible el transitar. Cabe mencionar que dicho terreno es propiedad de la comunidad y por el mismo motivo es donado por ellos.

3.1.4. Estudio de suelo y topografía

El estudio de suelo se realiza por medio de la inspección visual en el lugar y también en este caso se extrajo una muestra de suelo inalterada aproximadamente de 1 pie³ en una perforación de pozo abierto, a una profundidad aproximada de 2 m. Esto con el fin de determinar el valor soporte del suelo, el ensayo de compresión triaxial se realiza en el laboratorio de mecánica de suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII).

El tramo, donde se encuentra ubicada la población y por ende el puente, se encuentra dentro de un área boscosa y en una pendiente pronunciada.

Los datos obtenidos en el lugar son los siguientes:

- Descripción del suelo: limo arcilloso color café
- Angulo de fricción interna $\Phi = 19,5^\circ$
- Cohesión (C) = 5,08
- Densidad seca = 1,45 ton/m²
- Desplante = 1,50 m (profundidad a la que se extrajo la muestra)
- Peso específico del suelo (γ_s) = 1,40 ton/m²

Ángulo de fricción interna $\Phi = 19,5^\circ$

Cohesión $C = 5,08 \text{ ton/m}^2$

FScorte = 1,50

$$C_d = \frac{C}{F_{S_{\text{corte}}}}$$

$$C_d = \frac{5,08 \text{ ton/m}^2}{1,5} = 3,39 \text{ ton/m}^2$$

$$\Phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \Phi}{F_{S_{\text{corte}}}} \right)$$

$$\Phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 19,5}{1,5} \right) = 13,28^\circ$$

Se procede a calcular los factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo Φ_d de fricción interna del suelo.

- Factor del flujo de carga (N_q)

$$\Phi_d = 19,05^\circ = 0,3324 \text{ radianes}$$

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3}{2} \cdot \pi - \Phi_d \text{ rad}\right) \cdot \tan \Phi_d}}{2 \cdot \cos^2 \left(45 + \frac{\Phi_d}{2}\right)}$$

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3}{2} \cdot \pi - 0,3324\right) \cdot \tan(19,05)}}{2 \cdot \cos^2 \left(45 + \frac{19,05}{2}\right)} = 7,06$$

- Factor de flujo de carga última (Nc)

$$N_c = \cot\Phi_d \cdot (N_q - 1)$$

$$N_c = \cot(19,05) \cdot (7,06 - 1)$$

$$N_c = 17,11$$

- Factor de flujo del suelo (N_γ)

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\Phi_d)$$

$$N_\gamma = (7,06 - 1) \tan(1,4 \cdot 19,05)$$

$$N_\gamma = 4,35$$

- Capacidad de carga última bruta (q_u)

$$q_u = 1,3 C_d N_c + \gamma_s D (N_q - 1) + 0,4 \gamma_s B N_\gamma$$

$$q_u = 1,3 \cdot 3,39 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 17,11 + 1,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot 1,50 \text{ m} \cdot (7,06 - 1) + 0,4 \cdot 1,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 4,35$$

$$q_u = 132,46 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

- Capacidad de carga última admisible (q_{adm})

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

FS = factor de seguridad = 4

$$q_{adm} = \frac{132,46 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}}{3} = 33,11 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

3.1.5. Estudio hidráulico e hidrológico

Para realizar el diseño del puente peatonal colgante es necesario tomar en cuenta cierta información. Además de conocer el perfil transversal del cauce, sus correspondientes tirantes, normal y el de crecida máxima. Estos datos son necesarios para calcular la altura del puente a diseñar.

El tirante normal de un río es que se observa al momento de realizar el levantamiento topográfico. Esta varía durante la época de estiaje, para determinar el tirante normal se determinan vestigios o señales que deja. Otra forma es la de recopilación de datos de los vecinos del lugar; este tipo de crecidas ocurren aproximadamente a cada año.

La crecida máxima es aquella que se produce durante la mayor época de lluvia. El método que se utiliza para determinar el caudal y tirante en las crecidas máximas es el método racional, el cual está dado por:

$$Q = \frac{CiA}{360}$$

En donde:

Q = caudal máximo en m³/s

C = coeficiente de escorrentía

I = intensidad de lluvia (mm/h), con una duración igual a T_c

A = área de la cuenca drenada en hectáreas (Ha)

T_c = tiempo de concentración de la cuenca (minutos)

- Coeficiente de escorrentía (C): se estima con base en las características hidrogeológicas de las cuencas. Existen varias tablas publicadas con valores de C en función, generalmente, de tres aspectos que se consideran importantes en la generación de escorrentía. Como consecuencia de tormentas de lluvias están: la cobertura, el tipo de suelo y las pendientes del terreno. A continuación se presenta una de dichas tablas para determinar el coeficiente de escorrentía C.

Tabla XXII. **Valores indicativos del coeficiente de escorrentía**

Uso del suelo	Pendiente del terreno	Capacidad de infiltración del suelo		
		Alto (suelos arenosos)	Medio (suelos francos)	Bajo (suelos arcillosos)
Tierra agrícola	< 5 %	0,30	0,50	0,60
	5 - 10 %	0,40	0,60	0,70
	10 - 30 %	0,50	0,70	0,80
Potreros	< 5%	0,10	0,30	0,40
	5 - 10 %	0,15	0,35	0,55
	10 - 30 %	0,20	0,40	0,60
Bosques	< 5 %	0,10	0,30	0,40
	5 - 10 %	0,25	0,35	0,50
	10 - 30 %	0,30	0,50	0,60

Fuente: National Engineering Handbook, Sec. 4: *Hydrology USDA*. p. 80.

La cuenca en análisis está ubicada en un área boscosa y el tipo de suelo es considerado franco por la fertilidad que tiene procedente de los limos incluidos. Al mismo tiempo, con adecuada retención de humedad, por la arcilla presente con pendientes, varían entre 10 y 30 %. Por ello de la tabla III se obtiene un valor de escorrentía $C = 0,50$.

- Intensidad de lluvia: es la cantidad de lluvia que cae en determinada área durante un período de tiempo. La intensidad de la lluvia está en función

directa de las condiciones climáticas y geográficas del área en consideración.

Un criterio que considera para escoger es la intensidad del tipo de tormenta se quiere proyectar. Una tormenta ordinaria puede ocurrir en intervalos de 5 a 10 años; una tormenta extraordinaria, una vez en 10 a 25 años; y una tormenta severa una vez en 100 años. Para este proyecto se analiza una tormenta severa, por lo tanto, el período de retorno (T_r) es de 100 años.

Para la determinación de las intensidades de lluvia en un período de tiempo se utilizan las curvas de duración-intensidad-frecuencia (DIF). Estas son obtenidas por aparatos llamados pluviómetros, los cuales tienen una gráfica montada en un cilindro movido por un sistema de relojería y va marcando la relación que existe entre la cantidad de lluvia y el tiempo.

Para la obtención de estos datos el Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (Insivumeh) realizó un estudio de las lluvias intensas en 23 estaciones ubicadas en diferentes cuencas de la República de Guatemala. El estudio consiste en la determinación de curvas DIF, correspondientes a períodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 30, 50 y 100 años. La representación matemática de dichas curvas se define por:

$$i = \frac{A}{(B + T_c)^n}$$

En donde:

i = intensidad de lluvia en mm/h

T_c = tiempo de concentración en minutos

A, B, n = parámetros de ajuste determinados por una estación meteorológica.

Los parámetros de ajuste utilizados en este estudio son los proporcionados por la estación meteorológica de Huehuetenango con código: 07.01.03. Estos se presentan a continuación para períodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 30, 50 y 100 años.

Tabla XXIII. **Parámetros de ajuste estación meteorológica Labor Ovalle**

Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
LABOR OVALLE								
A	550	6 810	12 930	26 890	24 690	23 370	15 860	13 320
B	5	20	25	30	30	30	30	30
n	0,813	1,262	1,357	1,458	1,43	1,412	1,294	1,244
R2	0,958	0,993	0,994	0,994	0,992	0,99	0,98	0,978

Fuente: Insivumeh. *Mapas de duración-intensidad-frecuencia de precipitación para la república de Guatemala*. p. 7.

Los parámetros de ajuste para un período de retorno (Tr) de 100 años son:

A = 13 320

B = 30

n = 1,244

R2 = 0,978

El tiempo de concentración (T_c) de una cuenca es el tiempo necesario para que el caudal saliente se estabilice. Cuando la ocurrencia de precipitación sea constante sobre toda la cuenca, está representado por:

$$T_c = \frac{3 \cdot L^{1,15}}{154 \cdot H^{0,38}}$$

$$T_c = \frac{3 \cdot (1\,760)^{1,15}}{154 \cdot (208)^{0,38}} = 13,84 \text{ minutos}$$

En donde:

L = longitud del cauce principal desde la cabecera de la cuenca hasta la ubicación del puente en metros.

H = desnivel del cauce en metros (diferencia de alturas entre el inicio del cauce del río y el final).

L = 1 760 m.

H = 2 808 m – 2 600 m = 208 m.

Ya con todos los datos calculados para determinar la intensidad de lluvia se tiene:

$$i = \frac{A}{(B+T_c)^n}$$

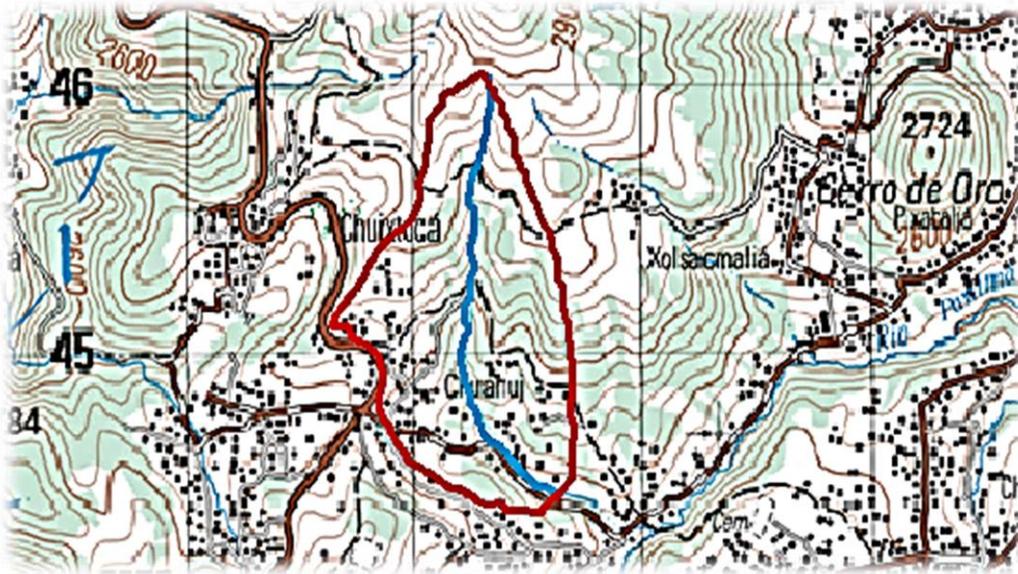
$$i = \frac{13\,320}{(30+13,84)^{1,244}}$$

$$i = 120,79 \text{ mm/h}$$

- Área de la cuenca: para calcularlo se delimitan los parte aguas, es decir, los puntos topográficos más altos que drenan al río hasta el punto donde se construirá el puente. Dicho cálculo se realizó con las hojas cartográficas 1960-IV Totonicapán del Instituto Geográfico Nacional (IGN), escala 1:50 000. El área de la cuenca es:

$$A = 141,64 \text{ Ha}$$

Figura 69. Área de la cuenca



Fuente: IGN. Hojas cartográficas 1960 Totonicapán. p. ASVN 19,604.

3.1.5.1. Caudal máximo

Habiendo obtenido los parámetros de escorrentía, intensidad de lluvia y el área de la cuenca, se calcula el caudal máximo del cauce del río por el método racional.

$$Q = \frac{C i A}{360}$$

$$Q = \frac{(0,50)(120,79 \text{ mm/h})(141,64 \text{ Ha})}{360}$$

$$Q = 23,76 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.1.5.2. Crecida máxima

Es la mayor altura que puede tomar el espejo de agua en la sección transversal justo debajo de la ubicación del puente debido al caudal máximo. Esto ocurre durante la mayor duración de lluvia en un tiempo determinado. Para este cálculo se determinan varios parámetros:

- Pendiente para el caudal máximo: 7,24 %
- Área de sección transversal de crecida normal: 0,70 m²
- Coeficiente de rugosidad (lechos de ríos rocosos): n = 0,040
- Perímetro mojado: 8,54 m

Se procede a cálculo del radio hidráulico con la siguiente fórmula:

$$R_h = \frac{\text{Área de sección transversal}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{0,70 \text{ m}^2}{8,54 \text{ m}} = 0,082 \text{ m}$$

Debido a la ecuación de continuidad se tiene:

$$Q = V \cdot A$$

En donde:

Q= caudal máximo en m³/s

V= velocidad del agua en m/s

A= área de sección transversal en m²

Por fórmula de Manning se tiene:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

$$Q = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * S^{1/2} * A$$

En donde:

Q = caudal máximo en m³/s

n = coeficiente de rugosidad

R_h = radio hidráulico de la sección en crecida máxima en m

S = pendiente en m/m

A = área de sección transversal en m²

En la fórmula de Manning se sustituye V= Q/A, se despeja para A y la misma se sustituye por Y_{max}*B, B toma un valor del ancho promedio del río B=16 m y finalmente se despeja para Y_{max}.

$$Y_{\max} = \frac{Q}{\frac{1}{n} * R_h^{2/3} * S^{1/2} * B}$$

$$Y_{\max} = \frac{23,76 \text{ m}^3/\text{s}}{\frac{1}{0,040} * (0,082 \text{ m})^{2/3} * (0,0724)^{1/2} * 16 \text{ m}}$$

$$Y_{\max} = 1,17 \text{ m}$$

Por lo tanto, el tirante normal es de 0,62 m y el tirante máximo de 1,17 m y la altura mínima desde el tirante máximo hasta las vigas del puente es de 2,00 m. Por lo tanto, la cota desde el fondo del río hasta la parte inferior de las vigas principales será de 3,17 m. Por la topografía del terreno en donde se ubica el puente y con la altura a la que se ubicará, se determina que la luz libre del puente será de 17,58 m.

3.1.6. Investigación de puente colgante

En tiempos antiguos los hombres prehistóricos utilizaban este principio para cruzar abismos, los mejores puentes de la era primitiva estaban en el sureste de Asia, América del Sur y África Ecuatorial. Los españoles que vinieron con Pizarro encontraron, en Los Andes, Perú, muchos puentes que tenían el principio de los puentes colgantes, que fueron componentes de las carreteras de los Incas. Las enredaderas tropicales eran utilizadas para fabricar cables, en algunos casos, hasta de 12" de diámetro. Otras civilizaciones antiguas también recurrieron al principio de los puentes colgantes, pero fue hasta que se desarrolló el uso del hierro y del acero que el principio de suspensión empezó a tomarse en cuenta en gran escala.

Un puente colgante está sostenido por un arco invertido formado por numerosos cables de acero, del que se suspende el tablero del puente o capa de rodadura mediante tirantes verticales. Desde la antigüedad este tipo de puentes han sido utilizados por la humanidad para salvar obstáculos, y a través del paso del tiempo y de la introducción y mejora de distintos materiales de construcción, ha llegado a ser tan óptimo que son capaces de soportar el tránsito rodado e incluso líneas de ferrocarril ligeras.

El primer puente colgante de metal fue construido en Europa en 1741, con una luz de 70 pies. En América fue construido en 1796 y entre 1796 y 1810 se construyeron unos cincuenta puentes colgantes. El más largo de estos puentes, con una luz de 306 pies, fue construido en Filadelfia. Todas estas estructuras tienen cadenas forjadas a mano como sistema de suspensión.

A partir de la realización del puente de Brooklyn los alambres de acero sustituyeron, por su mayor resistencia mecánica, a los de hierro para la

fabricación de cables y suspensiones de los puentes colgantes. Con ello fue posible un aligeramiento sensible para la misma luz. En Francia, F. Arnodin introdujo progresos muy importantes en la construcción de este tipo de obras, inventó principalmente el cable de torsión alternativa, a partir de varias capas de hilos alrededor de otro rectilíneo enrollado alternativamente.

La ventaja principal de este sistema, además de su facilidad de preparación en fábrica y de transporte, proviene de que la tracción del cable así constituido provoca un apretado transversal que presiona los hilos unos contra otros. De este modo, el cable queda mejor protegido contra la penetración del agua y los riesgos de oxidación, aunque tal protección esté lejos de ser absoluta.

Numerosos puentes colgantes fueron construidos a finales del siglo XIX y durante la primera mitad del XX. La mayoría tienen luces comprendidas entre 60 y 300 metros.

3.1.6.1. Características principales de los puentes colgantes

Estos tienen características diferentes a la de los puentes estructurales. Este tipo de puentes cumple y tiene la misma función de cualquier otro tipo de puente, sin embargo es mucho más económico que cualquier otro. La función principal es la transportar a las personas de un lado a otro evitando corrientes de agua, quebradas, hondonadas, entre otras. A continuación se mencionan características del puente colgante.

- Su forma generalmente es de tipo semielíptica, pues al no tener columnas de por medio permite el paso a través de alguna hondonada.

- Por su estructura requiere de métodos propios de análisis.
- Siendo relativamente flexible, puede flexionar bajo vientos severos y terremotos, donde un puente más rígido tendría que ser más fuerte y duro.
- Necesita de soportes parciales en diferentes puntos a lo largo de toda la luz. Es diseñado de tal manera que la carga viva es transmitida a los cables a través de péndolas y la carga muerta es soportada por los cables.
- Para la construcción no se requiere de mayor cantidad de obra falsa, sino de gran ingenio por parte del diseñador y constructor.

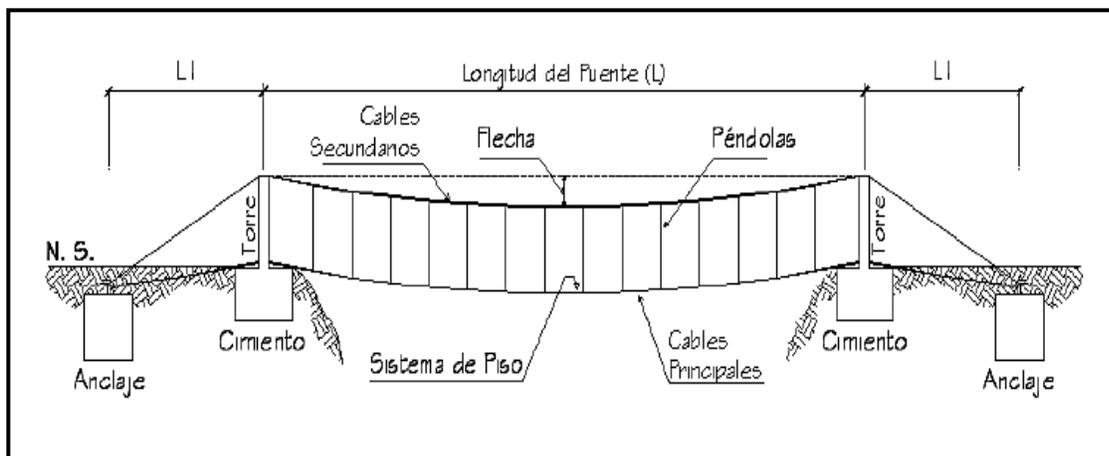
3.1.6.2. Partes de un puente colgante

Las partes de un puente colgante son las siguientes:

- Sistema de piso: está compuesto por la superficie de paso, cables principales en el caso de los puentes de hamaca y secundarios en el caso de puentes rígidos.
- Péndolas: son cables colocados verticalmente entre los cables de piso y los elevados. Estos sirven para transmitir las cargas entre ellos.
- Cables principales: son los que hacen el trabajo más importante en un puente colgante, ya que son los encargados de soportar toda la tensión que es producida por la presencia de cargas en el puente.

- Cables secundarios: se encargan únicamente de soportar el barandal que se encuentra a los costados del puente.
- Flecha: es la distancia vertical permitida que un cable elevado puede deflectarse en relación con su línea horizontal de apoyos.
- Columnas o torres: son los elementos estructurales encargados de soportar los cables secundarios y el barandal y delimitan el ancho de paso del puente. Además de proteger a los usuarios de una posible caída.
- Anclajes: es el contrapeso muerto en el cual irán atados los cables principales, es decir los que reciben las fuerzas de tensión que estos transmiten.

Figura 70. Partes de un puente colgante tipo hamaca



Fuente: OROZCO Y OROZCO, Bayron. *Diseño de edificio escolar de dos niveles para el caserío Santa Rosa de Lima, y puente colgante para el caserío La Curva Petacalapa, municipio de Malacatán, San Marcos.* p. 82.

3.1.6.3. Clasificación de puentes colgantes

En el medio existe una gran diversidad de puentes colgantes, pero se hará mención solamente de algunos.

3.1.6.3.1. Por su sistema de suspensión

De acuerdo al tipo de sistema los puentes colgantes pueden ser clasificados:

- Cadenas de eslabones forjados
- Cadenas de barras de ojo o argollas
- Cadenas de alambre
- Otras misceláneas de arreglo

3.1.6.3.2. Por el método de rigidez del sistema de suspensión

Es el puente en el que por carecer de un sistema que le proporcione rigidez, los cables asumen la curva de equilibrio de la carga aplicada, es sin duda, el más sencillo de construir y el de más bajo costo. Este tipo de puente generalmente es utilizado en áreas rurales, ya que el tránsito es liviano y escaso y las velocidades son bajas.

- Con rigidez integral: comúnmente se designa este tipo de puente como encadenado, emplea miembros como tirantes del sistema de suspensión, derivado de una rigidez suficiente sin empleo de rigidez. Por ello no es necesario el empleo de armaduras o vigas de rigidez adicionales.

- De tablero rígido: este obtiene su rigidez mediante armaduras o vigas. Su función principal es restringir la deformación del cable bajo los efectos de las cargas vivas, absorber las cargas concentradas en las juntas y transmitir las al cable a través de los tirantes verticales o péndolas sobre una amplia área de distribución. Este tipo de puente puede subdividirse de acuerdo al número de articulaciones usadas en el sistema de rigidez, así:
 - Sin articulaciones o continuos
 - Con articulaciones
 - Con dos articulaciones
 - Con tres articulaciones

3.1.6.3.3. Por el anclaje de sistema de suspensión

Pueden clasificarse en:

- Anclado externamente
- Autoanclado

El tipo más común es el de anclaje externo, que es masivo y funciona por gravedad. Su función es resistir la componente vertical y horizontal de la tensión del cable.

3.1.6.3.4. Por la distribución de cargas del sistema de suspensión

Generalmente se usan dos arreglos, estructuras con tirantes laterales cargados y con tirantes laterales sin cargar. Un tirante lateral cargado produce mayor simetría en el perfil del cable.

3.1.6.4. Materiales utilizables en puentes colgantes

Debido a la gran manejabilidad y por las características de los materiales que son óptimos para el uso en la construcción de los puentes. Los materiales más usados, según donde se usen en los puentes colgantes, son los siguientes:

- En cimentaciones y anclajes: en estos elementos puede utilizarse siendo: mampostería, concreto ciclópeo o concreto reforzado para lo que es la zapata y los anclajes. En estos puentes colgantes con plataforma rígida y concreto ciclópeo (66 % concreto, 34 % piedra) para puentes colgantes suspendidos de hamaca únicamente.
- Torres y plataformas de paso: las torres por lo general son construidas de acero en puentes de plataforma rígida, pero en puentes de hamaca pueden ser de concreto reforzado. Las plataformas de paso se construyen de vigas principales y secundarias sumados a planchas de concreto o de tablonos de madera para puentes rígidos y flexibles respectivamente.
- Cables de acero: los cables utilizados en los puentes colgantes y sus respectivos accesorios se describen en las secciones 2.2.4.2 y 2.2.4.3.

3.1.6.5. Elementos a considerar en el diseño de puentes colgantes

Dependiendo del tipo de puente que se va a diseñar se toman en cuenta los elementos y factores que impliquen un diseño óptimo que satisfagan las necesidades de la población. En este caso los elementos a considerar de un puente colgante, ya sea de tipo rígido o hamaca, son los siguientes:

- La selección de cables a utilizar
- El espaciamiento de tirantes o péndolas (en caso de ser necesarias)
- La altura de las torres
- El tipo de capa de rodadura
- El material para los anclajes

3.1.7. Parámetros de diseño

Un factor determinante en el diseño es la luz “L” entre las torres, ya que esta afecta directamente los valores de las fuerzas “H” y “T”. Esto puede verse en la fórmula de la tensión, razón por la cual puede decirse que para una misma carga uniformemente distribuida “x”. El puente que tenga mayor longitud tendrá mayor sección en los cables, en los anclajes y en las torres.

Un factor determinante en el diseño de los anclajes lo constituirá la naturaleza del suelo. Esto según la fórmula de Rankine, el equivalente líquido “W” está en función directa con la resistencia del suelo y este, a su vez, afecta directamente el valor del empuje “E”.

3.1.7.1. Tipos de cables

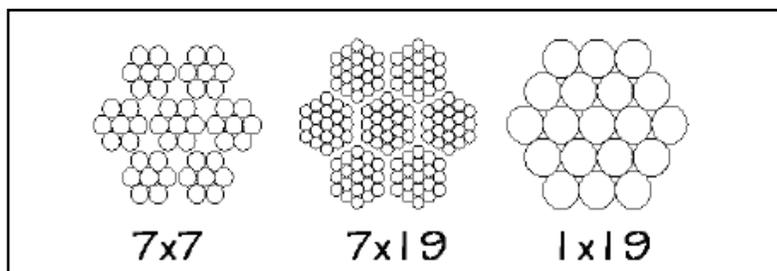
Los cables para los puentes colgantes deben ser de acero al carbón galvanizado y acero inoxidable según las condiciones de uso. Lo cierto es que la diferencia, en cuanto a sus condiciones estructurales, entre estos dos materiales es mínima.

Existen tres grados estructurales de cables, según el número de hilos que los forman:

- Cables de 7x19: están cubiertos de una fina película lubricante. Los finos alambres dan buena flexibilidad, haciéndolo ideal para poleas.
- Cables de 7x7: tiene funciones similares al tipo de cable anterior, pero su uso es común donde la flexibilidad no es necesaria o imprescindible. Su principal desventaja es la abrasión.
- Cables de 1x19: es el cable más fuerte; pero menos flexible. Es el más usado y recomendado para su uso en puentes colgantes.

La nomenclatura AxB es la simplificación del número de racimos y cordones que componen la totalidad del cable, ver figura 71.

Figura 71. Tipos de cables según el número de hilos



Fuente: OROZCO Y OROZCO, Bayron. *Diseño de edificio escolar de dos niveles para el caserío Santa Rosa de Lima, y puente colgante para el caserío La Curva Petacalapa, municipio de Malacatán, San Marcos.* p. 86.

Desde el punto de vista de la flexibilidad, los cables se clasifican en: rígidos, semiflexibles, flexibles, muy flexibles y extraflexibles.

3.1.7.2. Accesorios de los cables

En el momento de instalar, manejar o sujetar cables se hace necesaria la utilización de diversos accesorios adecuados para tales casos. Entre estos están:

- Abrazaderas o sujetadores: también llamados *clips*, están hechas con genuinas bases de acero forjado, son de suficiente tamaño, fáciles de fijar, seguras y durables. Los *clips* están protegidos de la corrosión por un grueso galvanizado en caliente, lo que hace que se puedan utilizar repetidamente.

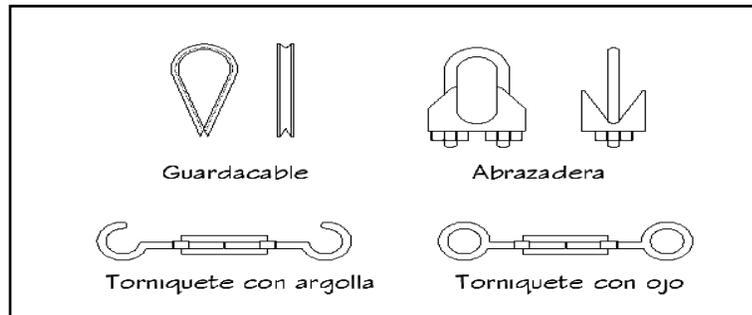
Existen abrazaderas forjadas en bronce de alta resistencia. Estas son usadas en donde la corrosión hace impráctico el uso de abrazaderas de

acero, como el caso de la costa sur de Guatemala, pero son aproximadamente 25 % menos resistentes.

- **Guardacables:** sirven como elementos de desarrollo entre el cable y el elemento al que se le anclará, especialmente si la forma geométrica es pronunciada o tiene aristas pronunciadas; de esta manera el guardacable proteja y haga pasar bien el cable ente dichos elementos. Estos se dividen por su resistencia en livianos y pesados. Los livianos son recomendados para el uso de cables de hierro y de acero de arado dúctil, cordones y cables galvanizados para plumas y cables estacionarios. Los pesados galvanizados son recomendados para aplicaciones estructurales.

- **Tensores o torniquetes:** estos sirven para unir elementos que trabajan a tensión, como cables y barras. En el mercado hay una gran variedad de tipos, diferenciados por los elementos que se encuentran en los extremos, los más usados en relación a puentes colgantes son:
 - Tensores o torniquetes con argolla para los extremos
 - Tensores o torniquetes con ojo para los extremos
 - Tensores con ojo y gancho en los extremos

Figura 72. **Accesorios para cables de acero**



Fuente: OROZCO Y OROZCO, Bayron. *Diseño de edificio escolar de dos niveles para el caserío Santa Rosa de Lima, y puente colgante para el caserío La Curva Petacalapa, municipio de Malacatán, San Marcos.* p. 88.

3.1.7.3. **Cargas de diseño**

El diseño del puente está diseñado para soportar cargas como lo son: peatonales, el peso de su carga, el peso de los animales equinos (mulas, caballos, bestias burros) y el peso de su carga. Además de considerar lo que son cargas muertas, donde se incluyen los tabloncillos utilizados en el sistema de piso y el peso de los cables.

3.1.8. **Diseño de puente colgante**

El diseño y cálculos técnicos del puente colgante están basados según normas especificadas.

3.1.8.1. Especificaciones de diseño

En el diseño del puente colgante las especificaciones se determinarán y se detallarán, según se requiera en cada paso que a continuación de desarrollan.

3.1.8.2. Integración de cargas

- Carga viva

Peso promedio de persona = 90 kg

Carga que lleva una persona = 68 kg

Peso de la mula= 317,5 kg

Carga que lleva la mula = 227 kg

Sumatoria = 702,5 kg

- Área de distribución de la carga: el área donde se va a distribuir la carga viva se asume de un ancho del puente de 2,00 metros. Esto se toma en consideración que en esta área el espaciamiento es permisible para un peatón y una mula.

- Área de distribución de carga:

$Ad = \text{longitud de ocupación} * \text{ancho del puente}$

Longitud de ocupación = 2 m

Ancho del puente= 2 m

$Ad = 4\text{m}^2$

$CV = \sum cv/Ad = 702,5 \text{ kg}/ 4\text{m}^2$

$CV = 175,625 \text{ kg}/\text{m}^2$

- Cantidad de módulos que ocupará el puente:
Módulos = Luz/Longitud ocupacional
Luz= 27 m
Longitud de ocupacional = 2 m
Módulos = 27 m /2 m = 13,5 = 14 módulos

- Carga viva total:
CVt = Módulos*CV = 14 módulos * 175,625 kg/m²
CVt = 2 458,75 kg/m²

- Carga viva distribuida:
CVdist = CVt/Luz = 2 458,75 kg/m²/27 mt
CVdist = 91,06 kg/m

- Carga muerta

CM = peso de cables + peso de tablonés
3 cables de Ø1" = 3 x 2,82 Kg/m *2m = 16,92 kg
6 cables de Ø3/8" = 6 x 0,698 Kg/m* 2m = 8,376 kg
6,70 tablonés de pino = 750 Kg/m³ x 0,102108m³ = 76,58 kg
CM = 101,88 kg/m

- Carga última

CU = 1,4*CM + 1,7*CV= 1,4(91,06 kg/m) + 1,7(101,88 kg/m)
CU = 297,44 kg/m

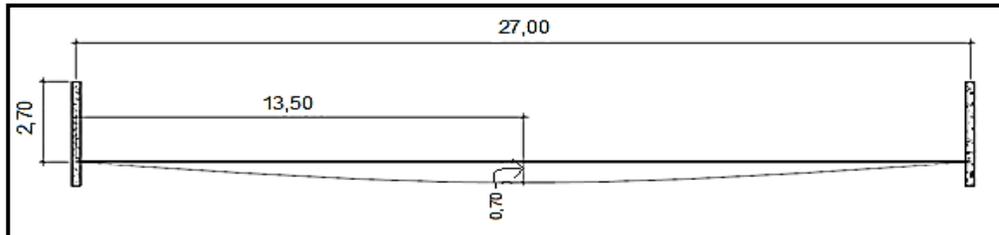
3.1.8.3. Geometría de puente construido

Es importante considerar en la geometría del puente la flecha. Sin ella los puentes carecen de un sistema que les proporcione rigidez, es conveniente que la flecha del cable sea la menor posible. Esto con el objeto de reducir al mínimo las deflexiones del cable bajo carga viva.

La Dirección General de Caminos, por tratarse de un puente peatonal colgante y paso de bestias, recomienda una flecha del 2,5 % de la longitud del puente.

- Flecha máxima:
 $F_{max} = 2,5 \%Luz = 2,5 \%(27 \text{ m})$
 $F_{max} = 0,675 = 0,7 \text{ m}$
- Longitud de torres:
 $IT = 10 \%Luz = 10 \%(27 \text{ m})$
 $IT = 2,7 \text{ m}$
- Ancho de anclaje:
 $aA = 1/12 * Luz = 1/12(27 \text{ m})$
 $aA = 2,25 \text{ m}$

Figura 73. **Geometría de puente colgante**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

3.1.8.4. Esfuerzos de diseño

Los esfuerzos y pesos de materiales utilizados para el diseño de los diferentes elementos de este proyecto son:

- Peso específico del suelo = 1 400 Kg/m³ .
- Concreto armado: $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
- Peso específico = 2 400 Kg/cm².
- Concreto ciclópeo: Peso específico = 2 300 Kg/cm³.
- Acero: $F_y = 2 810 \text{ Kg/cm}^2$.
- Cables: se utilizarán de acero de arado extra-mejorado, con alma de acero (BOA).
- Esfuerzo mínimo = 9 000 Kg/cm².
- Madera: (pino blanco).
- Compresión paralela a la fibra = 77,3 Kg/cm².
- Compresión perpendicular a la fibra = 23,0 Kg/cm².
- Peso volumétrico saturado = 750 Kg/m³.
- Módulo de elasticidad = 124 000 Kg/cm².
- Esfuerzo de corte = 7,00 Kg/cm² - 8,50 Kg/cm².

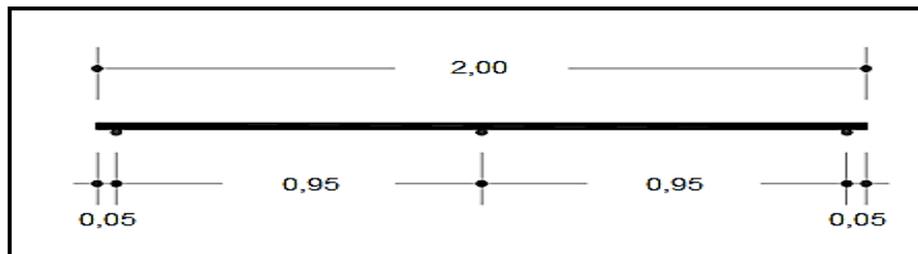
- Esfuerzo de flexión = 70,30 Kg/cm² - 84,35 Kg/cm².

3.1.8.5. Diseño de sistemas de piso

El sistema de piso está diseñado con tablonces de madera de pino de 1" de espesor. Los cortes y momentos actuantes son los siguientes:

Se asumen 3 cables que soportan la superficie de piso con una separadas, según se indican en la figura siguiente.

Figura 74. Ubicación de los cables del sistema de piso



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Corte actuante:

$$V_{act} = \left(\frac{W_{cm} * L}{2} \right) + \left(\frac{W_{cv} * L}{2} \right)$$

Se usará la ecuación de 1/2 de W_{cm} y W_{cv}, debido a que el cables divide en dos la franja de diseño.

$$V_{act} = \left(\frac{1/2 * 101,88 \text{ kg/m} * 0,95 \text{ m}}{2} \right) + \left(\frac{1/2 * 91,06 \text{ kg/m} * 0,95 \text{ m}}{2} \right)$$

$$V_{act} = 45,82 \text{ kg} = V$$

- Chequeo de corte:

$$V_{act} = \frac{1,5V}{Bh}$$

Donde Bh es la sección del tablón = (2,54 * 30,48) cm = 77,4192 cm²

$$V_{act} = \left(\frac{1,5 * 45,82 \text{ kg}}{77,4192 \text{ cm}^2} \right)$$

$$V_{act} = 0,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{res} > V_{act}$$

$$7,00 \text{ Kg/cm}^2 > 0,89 \text{ Kg/cm}^2$$

El grosor del tablón seleccionado es adecuado para resistir los esfuerzos cortantes actuantes.

- Momento actuante

$$M_{act} = \frac{W_{cu} * L^2}{10}$$

$$M_{act} = \left(\frac{(297,44 \text{ kg/m}) * (0,95 \text{ m})^2}{10} \right)$$

$$M_{act} = 26,84 \text{ kg-m}$$

- Chequeo por flexión:

$$F = \frac{M \cdot C}{I}$$

Donde I es la inercia de la sección de la madera = $1/12bh^3$

$$I = \left(\frac{0,3048 \text{ cm} \cdot (0,0254 \text{ cm})^3}{12} \right)$$

$$I = 0,00064516 \text{ cm}^4$$

$$F = \left(\frac{(26,84 \text{ kg-m}) \cdot \left(\frac{0,0254}{2} \text{ m} \right)}{\frac{(100 \cdot 100)}{0,00064516 \text{ cm}^4}} \right)$$

$$F = 818\,938,645 \text{ kg/m}^2$$

$$F = 81,91 \text{ kg/cm}^2$$

$$81.91 \text{ Kg/cm}^2 < 84.35 \text{ Kg/cm}^2$$

Si los esfuerzos a los que se somete la sección de madera del sistema de piso son menores a los actuantes, la sección es adecuada.

3.1.8.6. Diseño de cable principal

En el diseño de este puente colgante se utilizará cable estructural de Norma ASTM A603 de 9 000 Kg/cm².

De la fórmula de la tensión utilizada por la DGC se tiene:

$$T = \frac{W \cdot L}{2} \cdot \frac{\sqrt{1+L^2}}{\sqrt{16 \cdot f^2}}$$

En donde:

T = tensión máxima

L = longitud del puente

W = carga actuante = CU

f = 0,90 + flecha = 1,6 m

f = 0,90 + 0,70 = 1,6 m

$$T = \frac{(297,44 \text{ kg/m} \cdot 27) \cdot \sqrt{1+27^2} \text{ m}^2}{2 \cdot \sqrt{16 \cdot 1,6^2} \text{ m}^2}$$

$$T = 16\,951,64 \text{ kg}$$

Esfuerzo de diseño = $0,66 \cdot 9\,000 \text{ kg/cm}^2 = 5\,940 \text{ kg/cm}^2$

En donde: 0,66 = factor de reducción

$$\text{Área de acero} = \frac{\text{fuerza}}{\text{esfuerzo}}$$

$$\text{Área de acero} = \frac{16\,951,64 \text{ kg}}{5\,940 \text{ kg/cm}^2} = 2,85 \text{ cm}^2$$

Usar 3 cables de Ø1" = $3 \cdot 5,067 \text{ cm}^2 = 15,20 \text{ cm}^2$ ✓ok

3.1.8.7. Diseño de tirantes verticales o péndolas

Las péndolas solamente cumplen la función de servir de apoyo para la malla metálica, que se colocará en los extremos del puente. Por ello, no tiene desarrollo estructural.

Se colocarán péndolas de cables de acero de Ø1/4" con una separación de 2 metros entre una y otra.

3.1.8.8. Diseño de anclajes

Dibujo

Las dimensiones asumidas son: 3m * 3m * 4m

$$E = \frac{1}{2} * \gamma_s * H^2 * k_p * b$$

En donde:

E = empuje del suelo

γ_s = peso específico del suelo= 1 400 kg/m²

H = altura del anclaje (medida desde la superficie del suelo hasta el fondo) 4m

B = lado largo del anclaje= 4 m

K_p = coeficiente del ángulo de aplicación de la fuerza.

$$\Phi = \text{tg}^{-1}(1,5/4) = 20,55^\circ$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(20,55^\circ)}{1 - \text{sen}(20,55^\circ)} = 2,08^\circ$$

$$E = \frac{1}{2} * 1400 \text{kg/m}^2 * (4,5\text{m})^2 * 2,08 * 4\text{m} = 118\ 036,99 \text{ kg}$$

- Fricción:
F= 0,5(Wt – ty)

En donde:

F = fricción ejercida por el suelo

WT = peso del anclaje + peso del suelo

Ty = componente vertical de la tensión

Componente vertical de la tensión:

$$Ty = T \cdot \sin\phi = 16\,951,64 \text{ kg} \cdot \sin(20,55^\circ) = 5\,950,439 \text{ Kg}$$

Componente horizontal de la tensión:

$$Tx = T \cdot \cos\phi = 16\,951,64 \text{ kg} \cdot \cos(20,55^\circ) = 15\,872,943 \text{ Kg}$$

- Peso del anclaje:

$$Wa = 3,0 \text{ m} \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 4,0 \text{ m} \cdot 2\,300 \text{ Kg/m}^3$$

$$Wa = 82\,800 \text{ kg}$$

- Peso del suelo:

$$Ws = 1,50 \text{ m} \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 4,0 \text{ m} \cdot 1\,400 \text{ Kg/m}^3$$

$$Ws = 25\,200 \text{ kg}$$

- Peso total:

$$Wt = Ws + Wa = 25\,200 \text{ Kg} + 82\,800 \text{ Kg}$$

$$Wt = 108\,000 \text{ Kg}$$

$$Wt > \frac{Tx}{2}$$

$$108\,000 > 7\,936,471$$

Las dimensiones asumidas para el anclaje son correctas.

La fricción resultante es:

$$F = 0,5(108\,000\text{kg} - 15\,174,85\text{ kg})$$

$$F = 51\,024,780\text{ kg}$$

- Chequeo por deslizamiento:

$$\frac{E+F}{\frac{T_x}{2}} = 1,5$$

$$\frac{118\,036,99\text{kg} + 51\,024,782\text{kg}}{7936,471\text{kg}} \geq 1.5$$

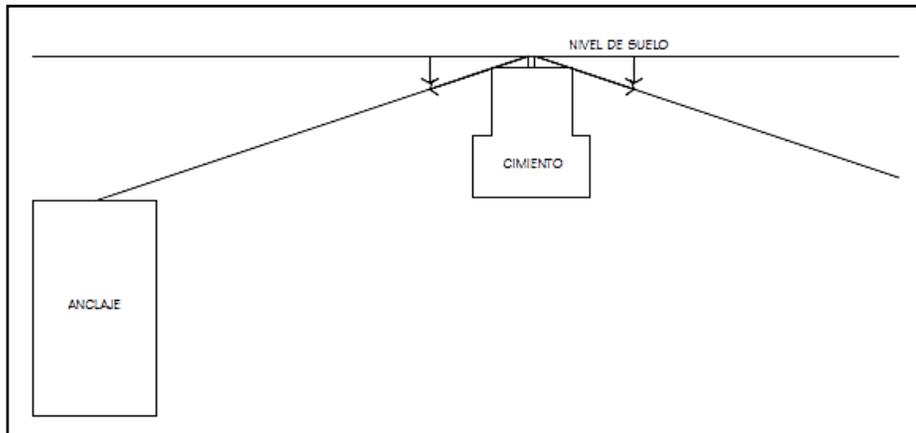
$$21,3 \geq 1,5$$

Con este resultado se sustenta que las dimensiones asumidas para los anclajes son las adecuadas.

3.1.8.9. Diseño de cimentación

La cimentación del puente soporta fuerzas verticales, debido a que los cables principales solo descansan en ella sin ejercer movimientos horizontales. Esto debe ser lo suficientemente resistente para que mantenga el ángulo de llegada de los cables al anclaje, es decir; que la tensión vertical no tienda a enterrarla.

Figura 75. Diagrama de fuerzas en cimentación



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Atendiendo a la conservación de equilibrio: $\Sigma Fy = 0 \uparrow +$

$$Ty + Ty = Ry$$

$$\text{Sen } (20,55)14\ 016,51\text{kg} + \text{sen } (20,55)14\ 016,51\text{kg} = Ry$$

$$9\ 840,28 = Ry$$

$$Ry = 9\ 840,28 < \text{vs adoptado}$$

$$9\ 840,28\text{kg/m}^2 < 33\ 000\ \text{kg/m}^2$$

El valor soporte asumido soporta la presión (Ry) que el puente le aplicará es la reacción que el volumen de concreto debe soportar. Esto conociendo el peso específico del concreto calculando el volumen del cimiento:

$$V_{\text{cim}} = \frac{Ry}{W_c}$$

$$V_{\text{cim}} = \frac{9\ 840,28\text{kg}}{2\ 300\ \text{kg/m}^3} = 4,278\ \text{m}^3$$

Las dimensiones de la cimentación, son equivalentes a 16 m³.

3.1.8.10. Diseño de torres

Las torres se utilizan para soportar los cables aéreos y delimitar el ancho del puente.

Sección de columna de 40 cm x 40 cm

Altura de columna: 2,70 m

- Área de acero:

$$A_s = \rho_{\min} * b * d$$

$$A_s = \frac{14,1}{2810} * 40 * 3,6$$

$$A_s = 7,23 \text{ cm}^2$$

Se usarán 4 varillas Ø 5/8" (área = 7,92 cm²) con estribos Ø 3/8" @ 15 cm.

3.1.8.11. Diseño de tensores

Los tensores son cables diseñados para soportar el equilibrio longitudinal al puente. Esto debido a fuerzas de viento, ayudando a contrarrestar el efecto de volteo que provocan las fuerzas laterales. Para puentes de este tipo la DGC propone ciertas recomendaciones con base en la altura de las torres.

Si $H < 9,00 \text{ m}$; entonces $PV = 100 \text{ Kg/m}^2$

Si $H > 9,00 \text{ m}$; entonces $PV = 150 \text{ Kg/m}^2$

Donde H = altura de las torres y PV = presión del viento en el puente, la altura las torres es de 2,70 m, el criterio adoptado es el primero.

- Presión última de viento:
 $PVu = FCu * PV * 1 \text{ metro de puente}$
 $PVu = 1,6 * 100 \text{ Kg/m}^2 * 1,00 \text{ m} = 160 \text{ Kg/m}$
 $PVu = 160 \text{ Kg/m}$
- Carga muerta última:
 $WCu = 1,4 * CM$
 $WCu = 1,4 * 65,09 \text{ Kg/m} = 142,63 \text{ Kg/m}$
- Carga de diseño última:
 $Wt = PVu + WCu$
 $Wt = 160 \text{ Kg/m} + 91,13 \text{ Kg/m} = 302,63 \text{ Kg/m}$
- Fuerza resultante:

$$T = \frac{Wt * L}{2}$$

$$F = (251,13 \text{ kg/m} * 27 \text{ m}) / 2 = 4\,085,48 \text{ kg}$$

- Área de acero para los tensores:

$$As = \frac{\text{Fuerza}}{\text{Esfuerzo}}$$

$$As = \frac{3\,650,8 \text{ kg}}{9\,000 \text{ kg/m}^3} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Se utilizará un cable de Ø3/8", con un área de 0,71cm²

3.1.8.12. Diseño de anclaje tensor

La fuerza de los cables tensores sobre los cimientos es pequeña. Esta se reparte en dos cimientos a cada lado del puente, con dimensiones de 3 * 3 * 3,5 metros cúbicos, de concreto ciclópeo.

3.1.9. Planos constructivos

- Plano curva de nivel y secciones
- Sección de puente de peatonal
- Planta – perfil
- Especificaciones

3.1.10. Presupuesto

La elaboración del presupuesto está elaborada con base en los precios unitarios. Se le aplicó un porcentaje del 30 % de costos indirectos en los cuales están incluidos gastos de administración, supervisión, utilidades e imprevistos. Los precios de los materiales que se utilizaron en el cálculo de presupuesto se obtuvieron mediante cotizaciones en centros de distribución cercanos a la región donde se llevará a cabo el proyecto. La mano de obra está basado según en lo establecido por la municipalidad.

Tabla XXIV. **Integración de costos**

Proyecto: Diseño de puente peatonal

Ubicación: aldea Choanoj, caserío Xolbeyà

Municipio: Totonicapán

Departamento: Totonicapán

Núm.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	UNITARIO (Q)	TOTAL (Q)
1	Trabajos preliminares	28,00	m ²	66,80	1 870,40
2	Excavación y relleno	70,00	m ²	145,59	10 191,30
3	Muro de contención gaviones	60,00	m ²	737,98	44 278,80
4	Anclaje para cables y tensores, concreto ciclópeo	67,00	m ²	560,32	37 541,44
5	Cimiento para columnas	43,75	m ²	956,29	41 837,69
6	Columna para torres de 0,40 m x 0,40 m	14,60	m ²	651,42	9 510,73
7	Sistema de piso	39,00	m ²	1 690,62	65 934,18
COSTO DEL PROYECTO					211 164,54

Fuente: elaboración propia.

3.1.11. Evaluación de impacto ambiental

Esta se llevó a cabo por medio de una boleta de identificación y evaluación de riesgo que utiliza el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN). Dicha boleta fue proporcionada por la Dirección Municipal de Planificación (DMP) del municipio de Totonicapán. Los resultados obtenidos

durante la evaluación fueron de 168 puntos. Por lo tanto, según la boleta al ser el puntaje de evaluación menor a 400 puntos, el proyecto es aceptado.

Tabla XXV. **Boleta de identificación y evaluación de impacto ambiental para un puente peatonal colgante**

Proyecto:		Diseño de un puente peatonal colgante													
Localización:		Caserío Xolveyá, Aldea Choanoj, Totonicapán													
Identificación y evaluación de riesgo programas/proyectos			N.A.	Expuesto al evento	General al evento	Nula	Mínima	Moderada	Severa		Baja	Media	Alta	Extremadamente Alta	Total = A * V
Origen del evento	Factor	Tipo de evento				0	4	8	10		2	4	8	10	
Naturales	Meteorológicos	Huracanes, ciclones y tifones				X					X				0
		Tornados				X					X				0
		Tormenta tropical					X				X				8
		Onda térmica fría					X				X				8
		Onda térmica cálida				X					X				0
		Inundaciones					X					X			16
		Sequias que provocan pérdidas agrícolas					X				X				8
	Otros														
	Topográficos o geotécnicos	Derrumbes						X			X				8
		Deslizamientos						X			X				8
		Lahares				X					X				0
		Flujos de lodo y agua					X				X				8
		Otros													
	Naturales	Tectónicos o geológicos	Terremotos (sismos)					X			X				8
Erupciones volcánicas						X				X				0	
Maremotos						X				X				0	
Otros															

Continuación de la tabla XXV.

Antrópico-social	Accidentes	Fallas industriales y tecnológicas				X					X					0	
		De transporte aéreo, acuático y terrestre				X					X						0
		Derrame de productos petroleros				X					X						0
		Depósitos industriales y químicos				X					X						0
		colapso de estructuras				X					X						0
		Explosiones					X					X					8
		Centrales eléctricas, térmicas y geotérmicas				X					X						0
		Oleoductos				X					X						0
		Coheterías				X					X						0
		Urbanización desordenada					X						X				16
		Edificios, ruinas, monumentos abandonados				X					X						0
		Otros															
Factor	Escala	Descripción													TOTAL	168	
Amenaza	Nula	No apreciable															
	Mínima	Visible, sin importancia para la estabilidad del sistema															
	Moderada	Alteración notable, pero en un ámbito reducido															
	Severa	Alteración notable, extensa consecuencias dañinas y mortales															
Vulnerabilidad	Baja	Población es afectada en forma mínima, no existe peligro de muerte															
	Media	Población es afectada focalmente, existe peligro de muerte															
	Alta	Población es afectada extensivamente, existe peligro de muerte															
	Extrema alta	Población es afectada extensivamente, existe peligro de muerte, sin capacidad de recuperación															
Escala de decisión - puntos de riesgo	Bajo	Menor 400 (se acepta el proyecto con medidas mitigación)															
	Medio	Mayor de 401 hasta 1000 (reformular el proyecto)															
	Alto	Mayor de 1000 (se rechaza el proyecto, reformularlo)															

Fuente: Dirección Municipal de Planificación (DMP), del municipio de Totonicapán.

CONCLUSIONES

1. Los proyectos desarrollados en este Ejercicio Profesional Supervisado como proyecto de graduación, dan solución a las necesidades de infraestructura y comunicación vial en los caseríos Xolbeyá de la aldea Choanoj y en el sistema educativo de la aldea Barraneché.
2. El diseño de la escuela de tres niveles se elaboró con todos los criterios requeridos para brindar seguridad, comodidad, basados requerimientos arquitectónicos y estructurales establecidos por Mineduc, con base en ACI, Agies y UBC.
3. El puente peatonal colgante facilitará la actividad comercial y los residentes del lugar tendrán un fácil acceso para trasladar a los enfermos. Podrán enviar a los niños a las escuelas sin ningún problema de caerse o enfermarse por cruzar hacia el otro lado en condiciones no óptimas.
4. Los dos proyectos diseñados no producen contaminación ambiental siendo recomendable la ejecución de los mismos.
5. El costo total de cada uno de los proyectos son los siguientes: escuela de tres niveles con un monto de Q 1 863 080,90 y el puente colgante peatonal es de Q 211 164,54.

RECOMENDACIONES

1. Promover la participación de los beneficiarios en la construcción de los proyectos, en el aporte de la mano de obra no calificada.
2. Tomar en cuenta de que los valores de los materiales y la mano de obra calificada, variará dependiendo de cuándo se quiera ejecutar cada proyecto.
3. Organizar a la población en cuadrillas de mantenimientos, proporcionándoles los recursos necesarios para garantizar la vida útil de los proyectos desarrollados.
4. Garantizar la supervisión técnica por un profesional de la ingeniería civil durante la ejecución de la escuela de tres niveles y el puente colgante peatonal. Esto para garantizar que se cumplan con los requerimientos y las especificaciones contenidas en los planos.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute Comité ACI 318. *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-05) y comentario (ACI 318SR-05)*. Estados Unidos: ACI, 2005. 490 p.
2. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2010. 474 p.
3. BRAJA M., Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 4a ed. California: Thomson, 1999. 862 p. ISBN: 0534954030.
4. Código Uniforme de la Edificación. *Reglamento para el diseño de ingeniería estructural*. Volumen 2. Estados Unidos: UBC, 1997. 545 p.
5. Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*. Guatemala: Ingenieros Consultores de Guatemala, 2000. 325 p.
6. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Colombia: McGraw-Hill, 2001. 722 p. ISBN: 958600953X.

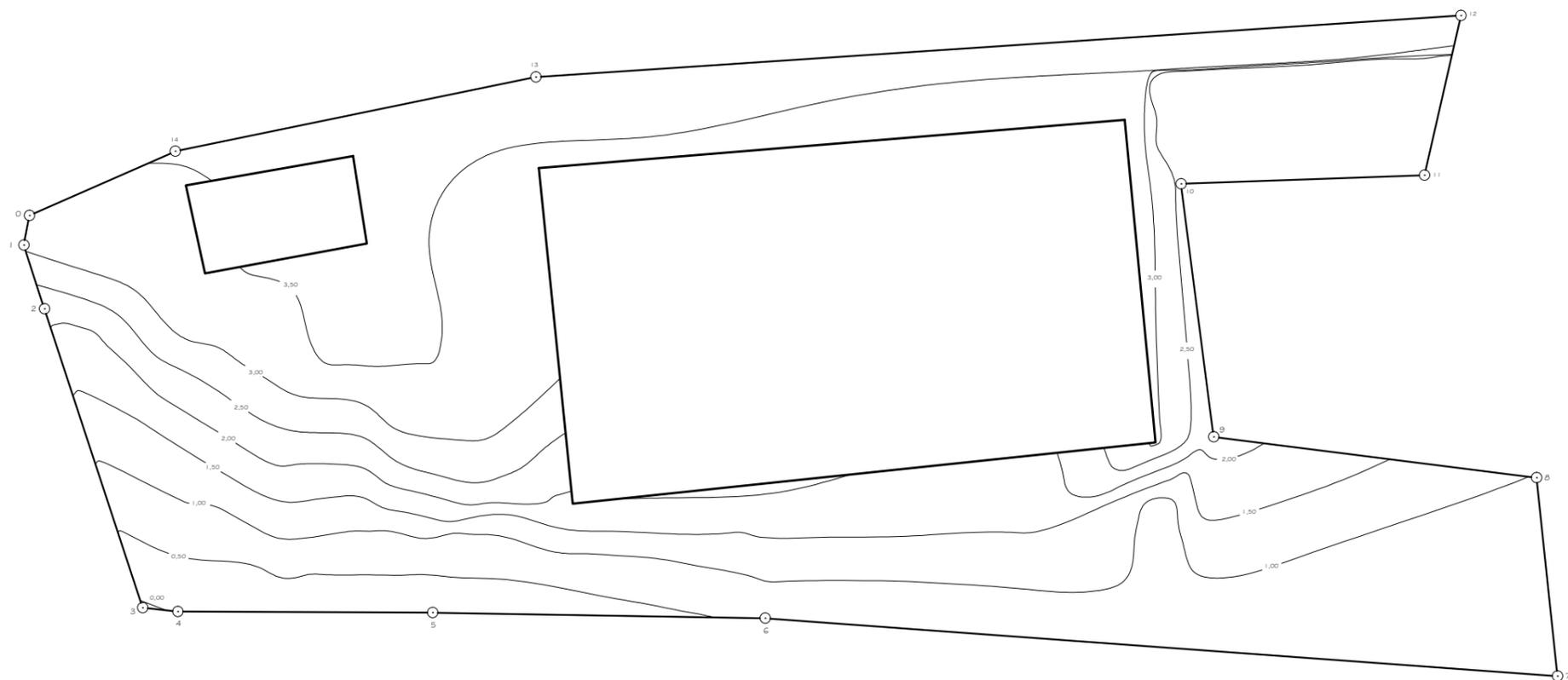
7. RODRIGEZ SOSA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007. 127 p.

8. SICAL RAXCACO, Axel Roely. *Detallado de diseño sísmico de hormigón armado con base al ACI 2005*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2008. 183 p.

APÉNDICES

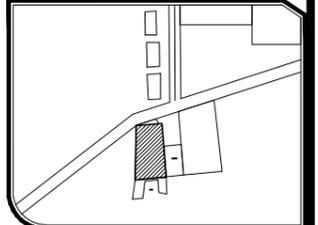
Apéndice 1. **Planos de la escuela de tres niveles Aldea Barraneché, Totonicapán**

- Curvas de nivel
- Planta amueblada
- Planta acotada
- Fachadas
- Planta de acabados
- Cimientos y columnas
- Detalles estructurales
- Planta de losa
- Detalle de vigas
- Armado de gradas
- Planta de fuerza
- Planta de iluminación
- Planta hidráulica
- Planta de drenajes
- Detalles y especificaciones



LADO		RUMBO	DISTANCIA	COORDENADAS	
EST	PUNTO			X	Y
0	1	N 79°15'30.26" W	0.811	881.0095	1.026.4368
1	2	S 72°02'00.61" W	1.795	880.6065	1.023.9320
2	3	S 71°48'07.53" W	8.448	877.9656	1.015.9070
3	4	S 06°17'50.09" W	0.954	877.0204	1.015.6023
4	5	S 00°14'08.09" W	6.845	870.1761	1.015.7742
5	6	S 00°57'57.04" W	8.939	861.2382	1.015.6235
6	7	S 04°10'29.34" W	21.344	839.9509	1.014.0697
7	8	N 83°39'07.29" E	3.395	840.3123	1.019.3979
8	9	N 07°10'56.21" E	8.749	848.1926	1.020.4909
9	10	N 82°39'57.24" E	6.852	850.0672	1.027.2866
10	11	S 02°01'38.60" E	6.547	843.5247	1.027.5182
11	12	S 77°05'26.24" E	4.395	842.5495	1.031.8063
12	13	N 03°48'18.26" W	24.915	867.4056	1.030.1529
13	14	N 11°37'46.11" W	9.886	877.0883	1.028.1601
14	0	N 23°43'27.54" W	4.253	881.0095	1.026.4368

SUPERFICIE = 512.602 m²



MUNICIPALIDAD DE TONICAPAN

UBICACION DEL PROYECTO:

ALDEA BARRANECHÉ

CONTIENE:

PLANTA AMUEBLADA

DISEÑO:

FREDY TZOC

CALCULO:

FREDY TZOC

DIBUJO:

FREDY TZOC

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

FEBRERO DE 2016

ESPECIFICACIONES

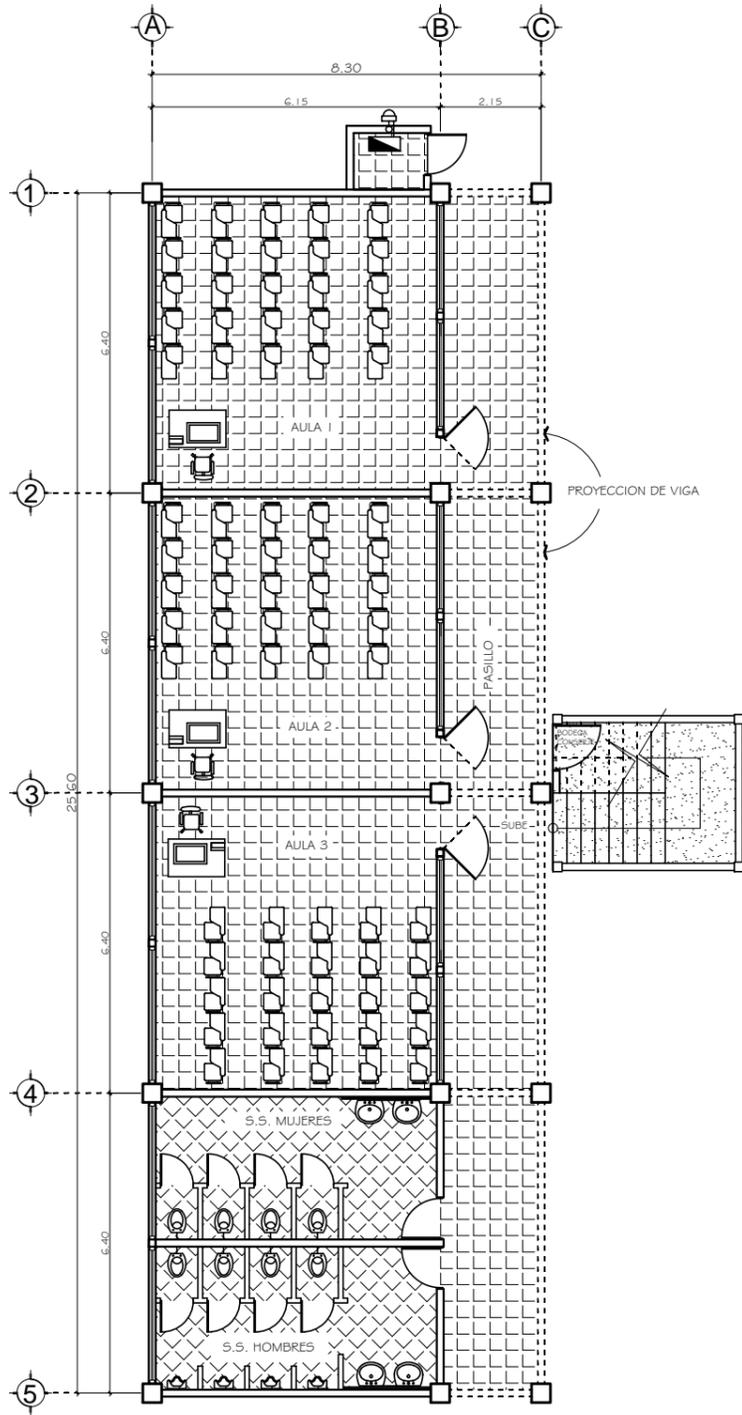
ING. LUIS ALFARO VELIZ
ASESOR E.P.S

HOJA:

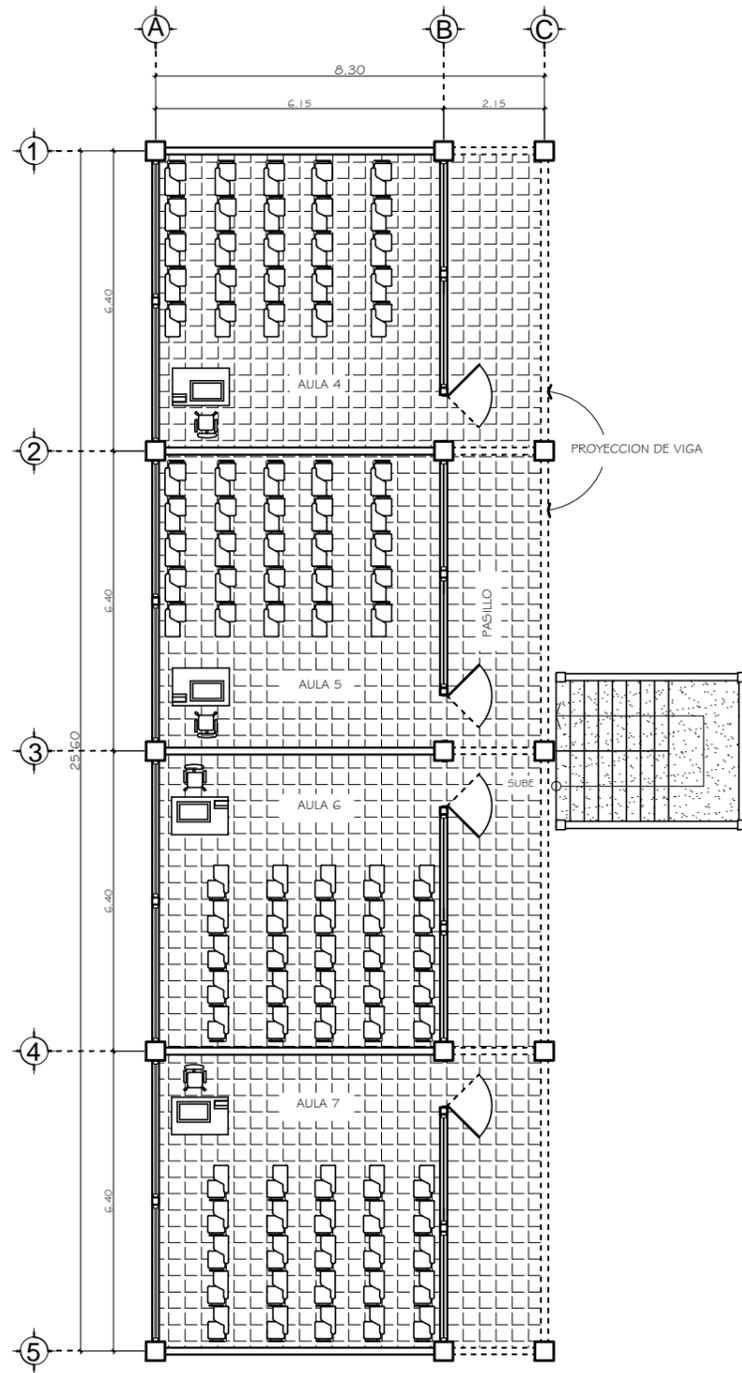
1/15

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

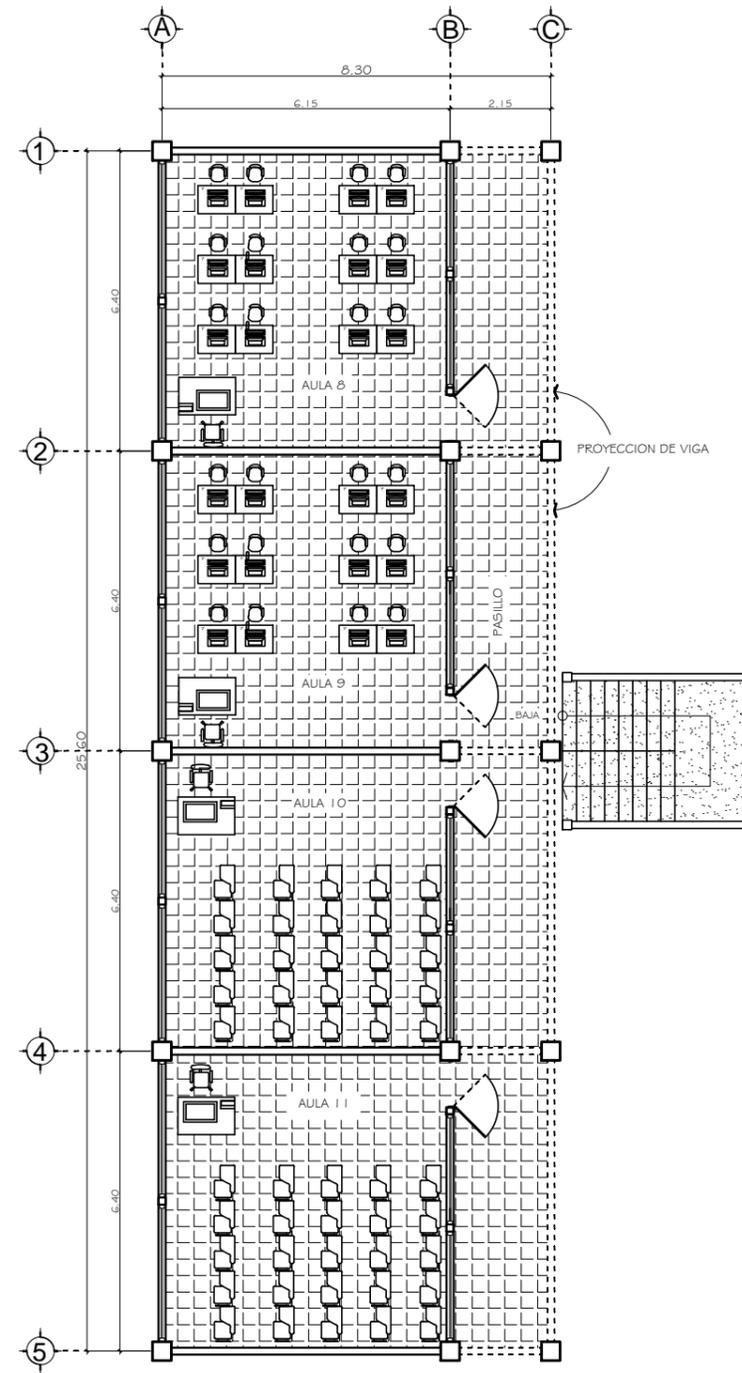




PRIMER NIVEL



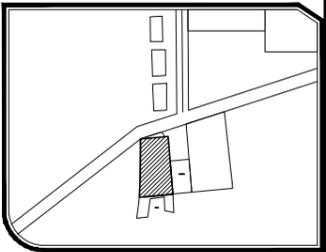
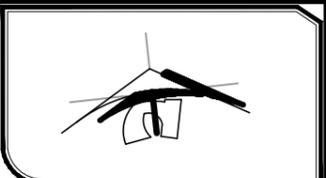
SEGUNDO NIVEL



TERCER NIVEL

PLANTA AMUEBLADA

ESCALA: 1/75



MUNICIPALIDAD DE TONICAPAN

UBICACION DEL PROYECTO:
ALDEA BARRANECHÉ

CONTIENE:
PLANTA AMUEBLADA

DISENO:
FREDDY TZOC

CALCULO:
FREDDY TZOC

DIBUJO:
FREDDY TZOC

ESCALA:
INDICADA

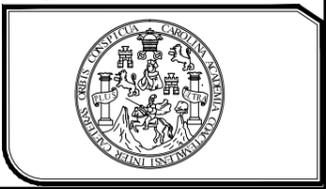
FECHA:
FEBRERO DE 2016

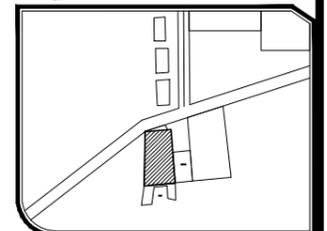
ESPECIFICACIONES

ING. LUIS ALFARO VELIZ
ASESOR E.P.S.

HOJA:
2/15

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO





MUNICIPALIDAD DE TONICAPAN

UBICACIÓN DEL PROYECTO:

ALDEA BARRANECHÉ

CONTIENE:

PLANTA ACOTADA

DISEÑO:

FREDY TZOC

CALCULO:

FREDY TZOC

DIBUJO:

FREDY TZOC

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

FEBRERO DE 2016

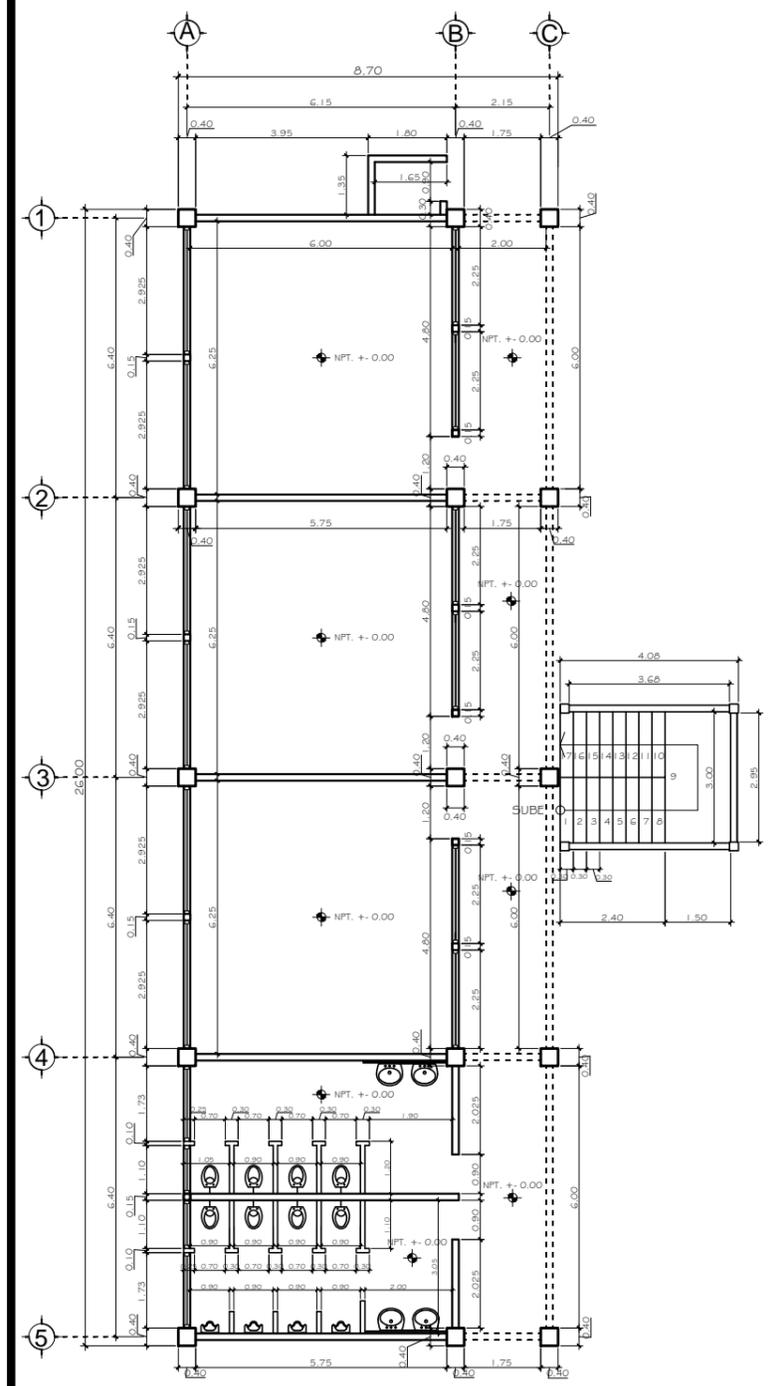
ESPECIFICACIONES

ING. LUIS ALFARO VELIZ
ASESOR E.P.S

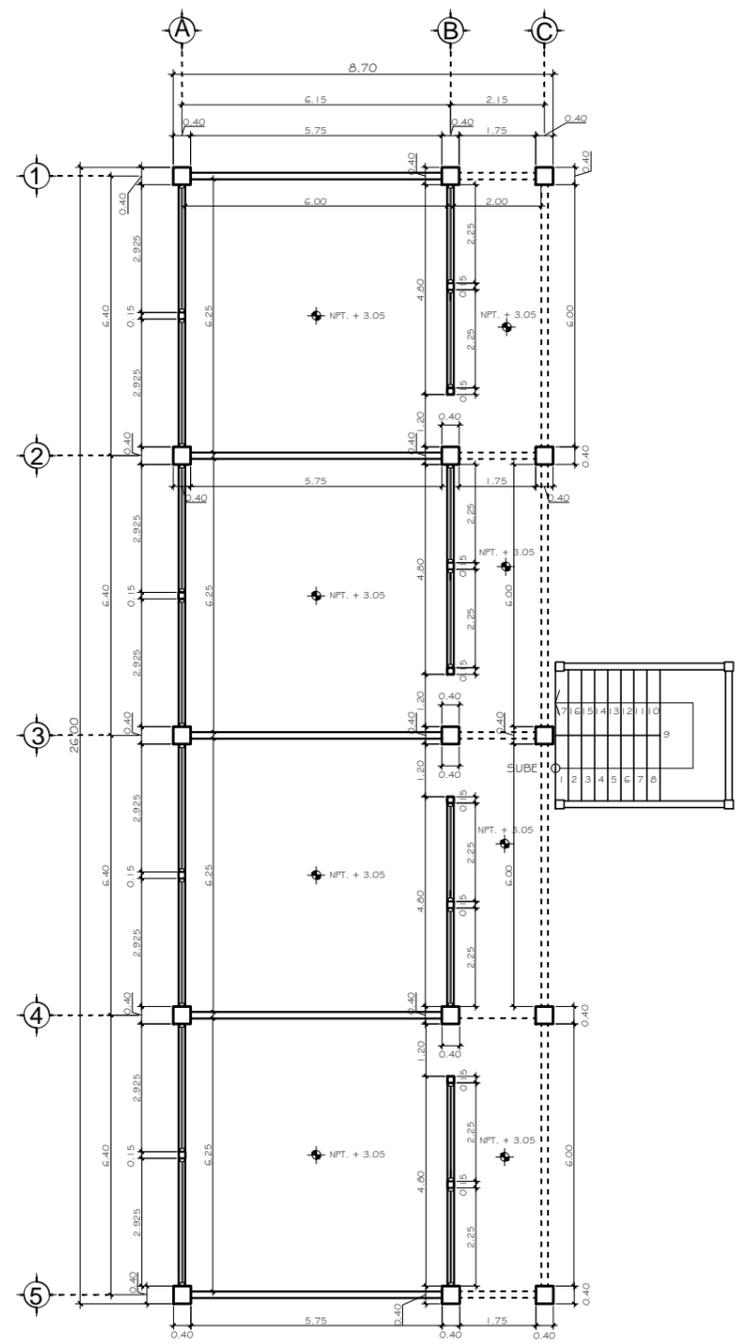
HOJA:

3/15

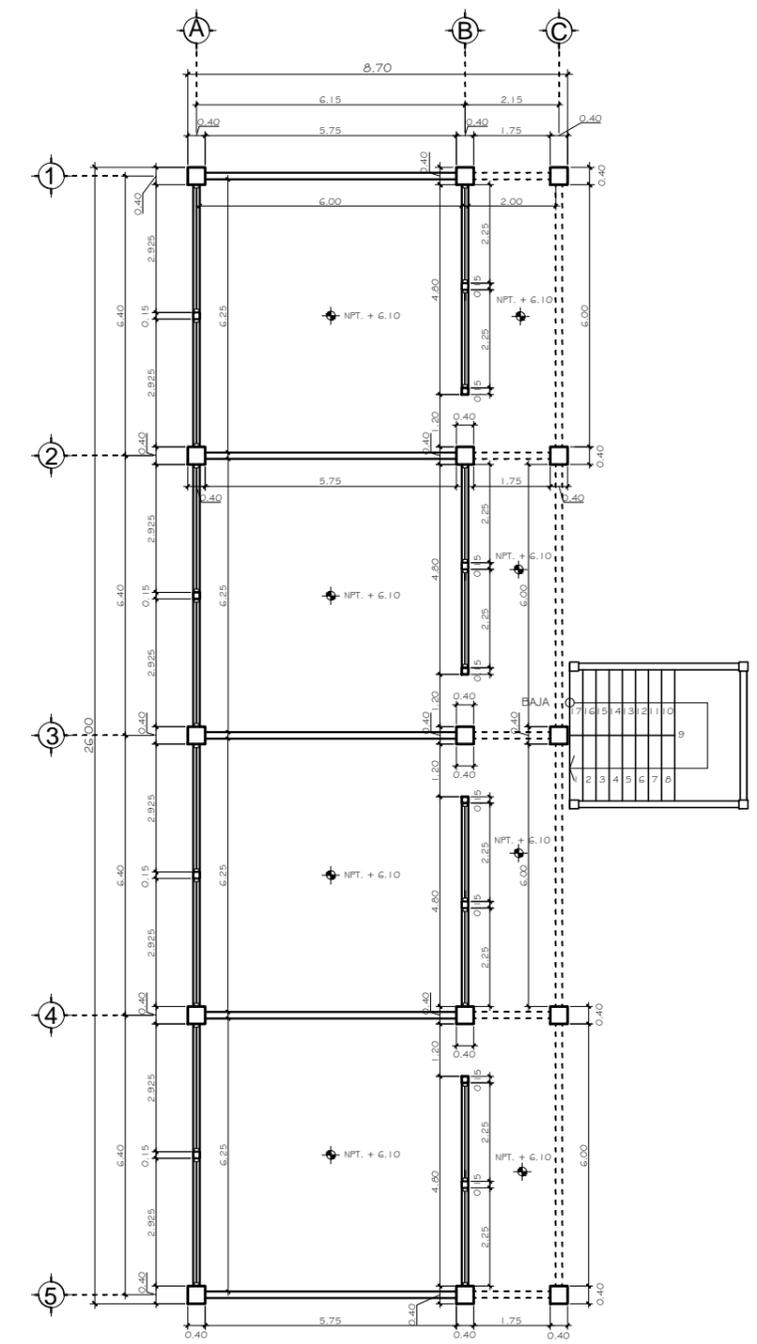
UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO



PRIMER NIVEL



SEGUNDO NIVEL



TERCER NIVEL

PLANTA ACOTADA
ESCALA: 1/75



MUNICIPALIDAD DE TONICAPAN

UBICACIÓN DEL PROYECTO:
ALDEA BARRANECHÉ

CONTIENE:
ELEVACIONES

DISEÑO:
FREDY TZOC

CALCULO:
FREDY TZOC

DIBUJO:
FREDY TZOC

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
FEBRERO DE 2016

ESPECIFICACIONES

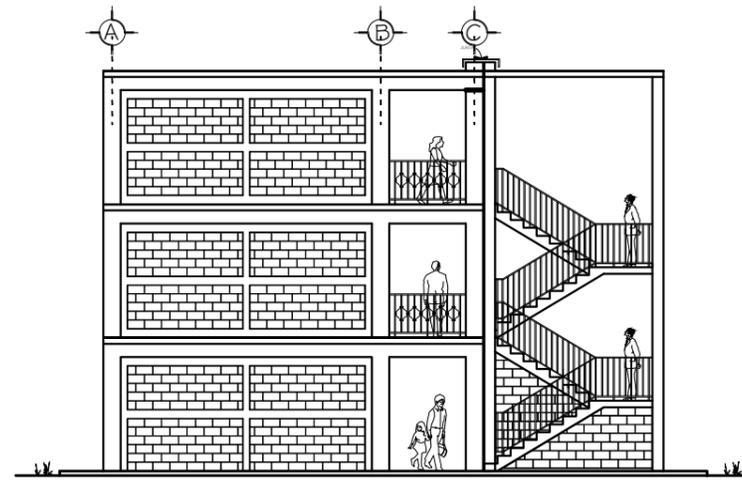
ING. LUIS ALFARO VELAZ
ASESOR E.P.S

HOJA:
4/15

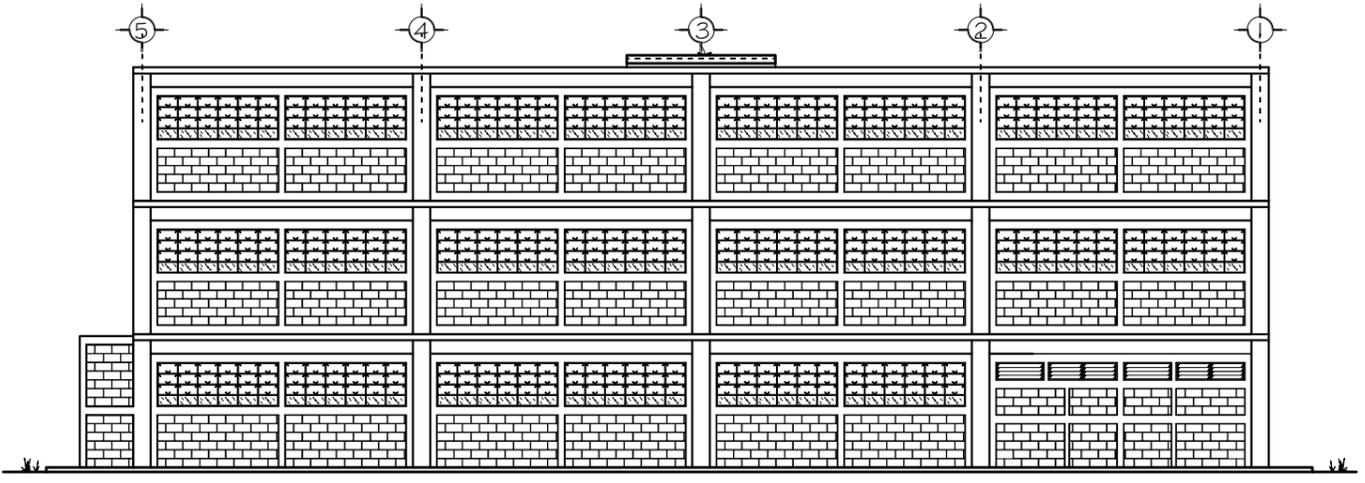
UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO



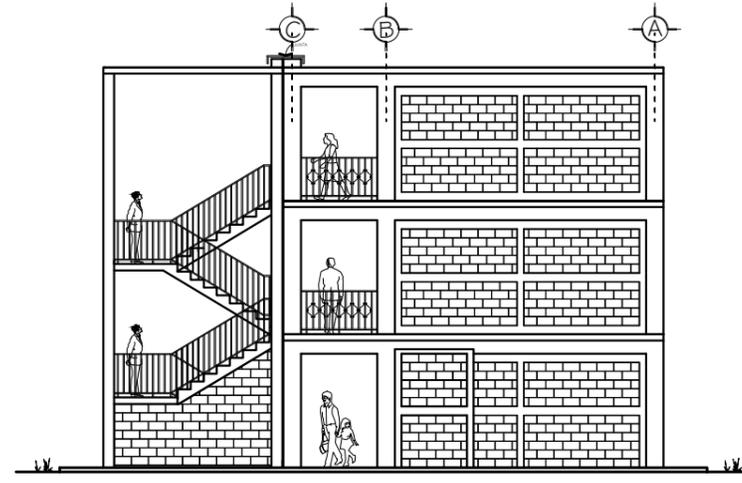
ELEVACIÓN FRONTAL
ESCALA: 1/75



ELEVACIÓN LATERAL IZQUIERDA
ESCALA: 1/75



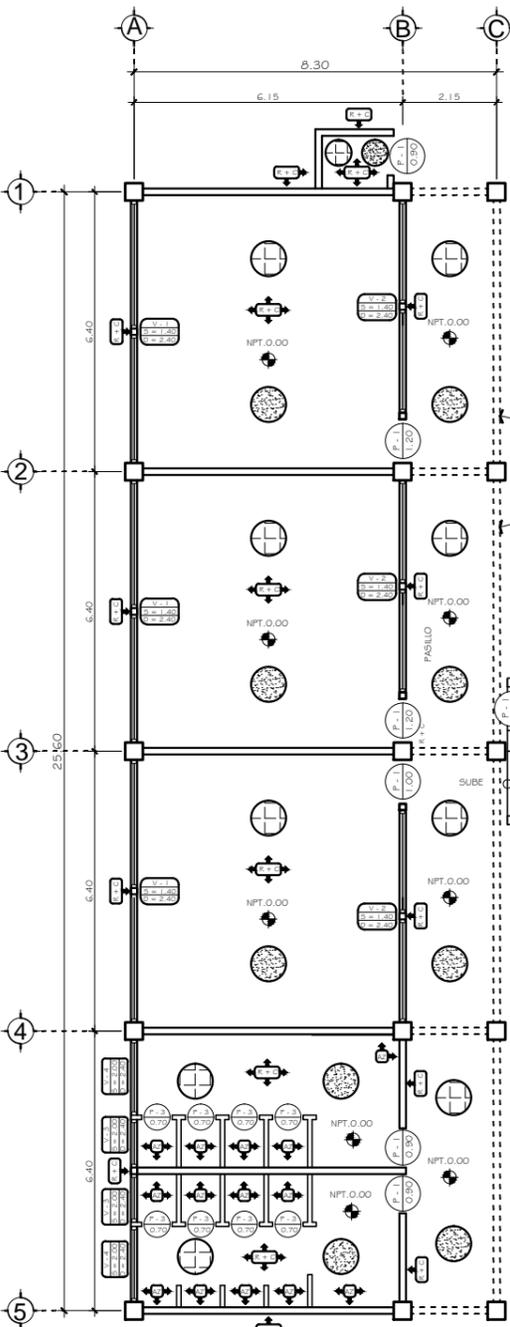
ELEVACIÓN POSTERIOR
ESCALA: 1/75



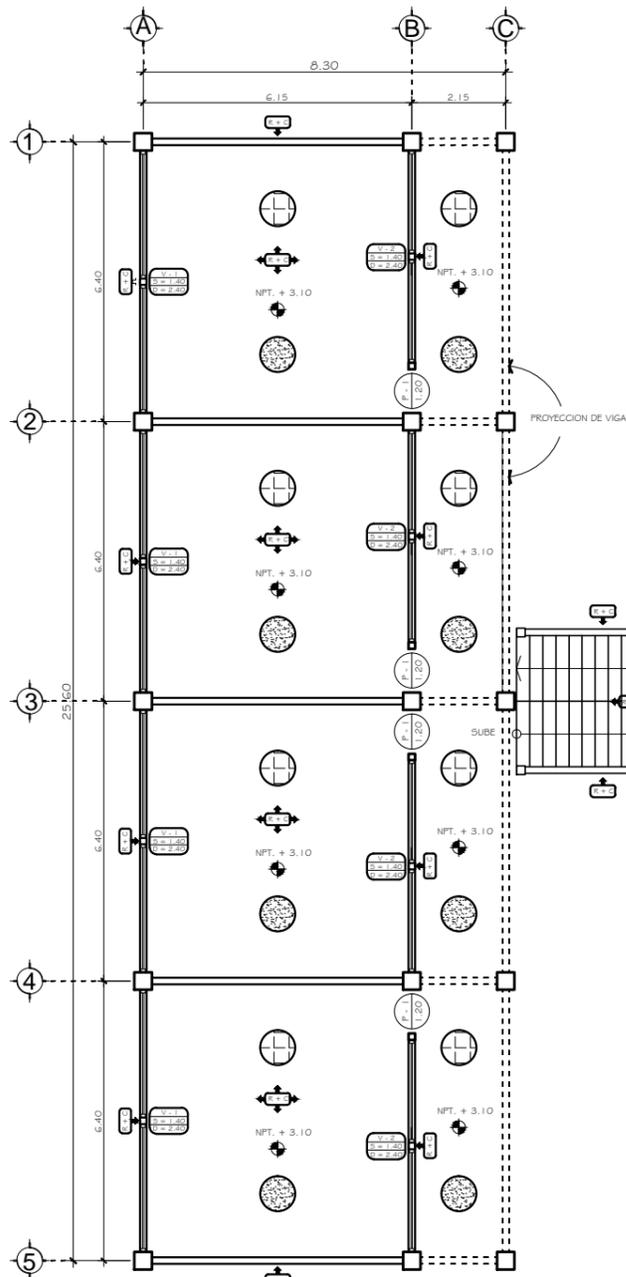
ELEVACIÓN LATERAL DERECHA
ESCALA: 1/75

NOTA:
LOS ACABADOS EN LAS ELEVACIONES
SERAN DE REPELLO + CERNIDO
SEGUN PLANO DE ACABADOS

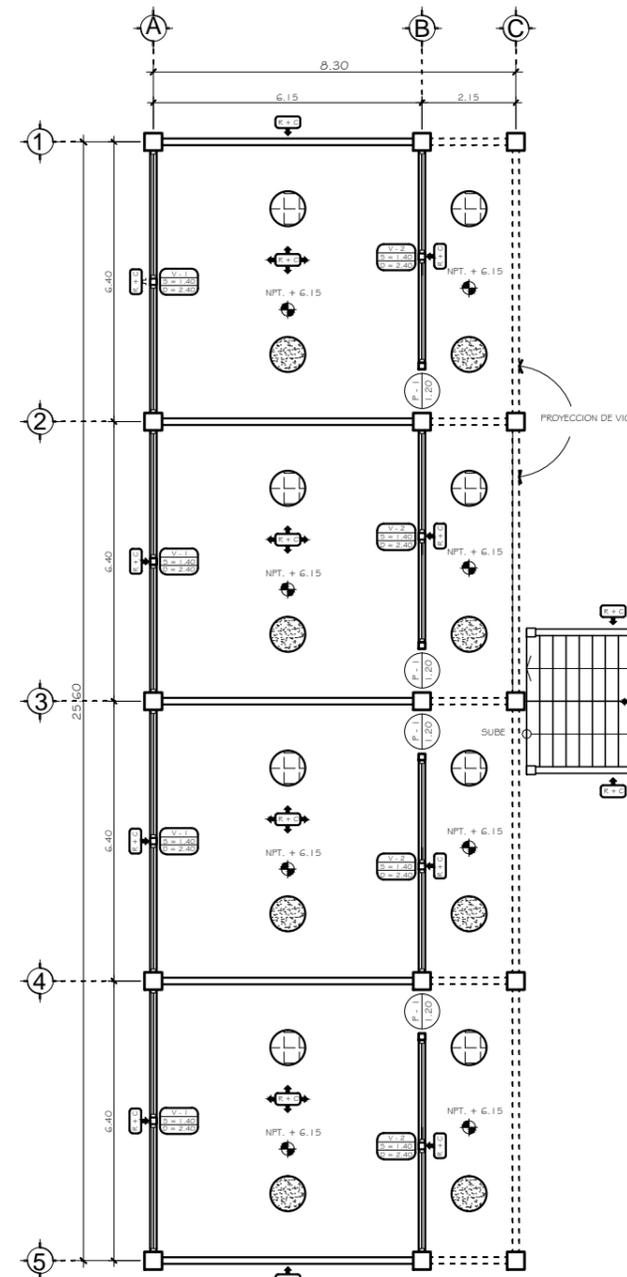
SE DIBUJO EL BLOCK VISTO CON LA
FINALIDAD DE UBICAR VIGAS,
COLUMNAS, SOLERAS, VENTANAS Y
PUERTAS, ADEMAS DE LA CANTIDAD
DE HILADAS DE BLOCK.



PRIMER NIVEL



SEGUNDO NIVEL



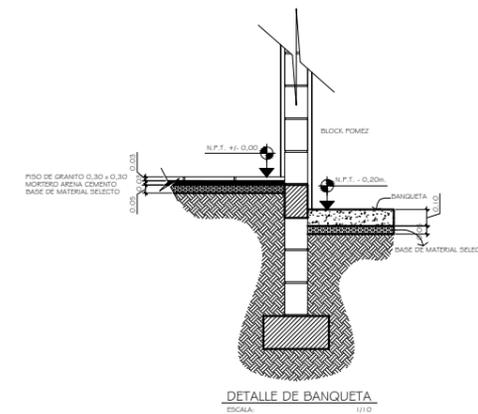
TERCER NIVEL

PLANTA DE ACABADOS

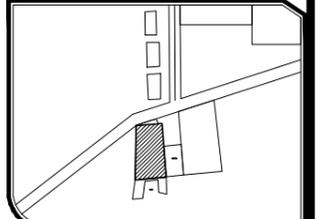
ESCALA: 1/75

NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	TIPO DE PUERTA ANCHO DE VANO DE PUERTA
	TIPO DE VENTANA ALTURA DE SILLAR ALTURA DE DINTEL
	ACABADOS EN MUROS, COLUMNAS Y VIGAS REFELLO + CERNIDO
	PISO DE GRANITO DE 0,30 x 0,30
	AZULEJO EN BAÑO h = 1,20 RESTO R + C
	ACABADO EN CIELO CERNIDO REMOLINEADO COLOR BLANCO
	ACABADO EN PISO, CEMENTO RUSTICO GRIS

NOTA:
- VER DETALLE DE PUERTAS EN HOJA DE
DETALLES MAS ESPECIFICACIONES
- VER DETALLES DE VENTANAS EN HOJA
DE DETALLES MAS ESPECIFICACIONES



DETALLE DE BANQUETA
ESCALA: 1/10



MUNICIPALIDAD DE
TOTONICAPAN

UBICACION DEL PROYECTO:

ALDEA BARRANECHÉ

CONTIENE:

PLANTA DE ACABADOS

DISEÑO: FREDY TZOC

CALCULO: FREDY TZOC

DIBUJO: FREDY TZOC

ESCALA: INDICADA

FECHA: FEBRERO DE 2016

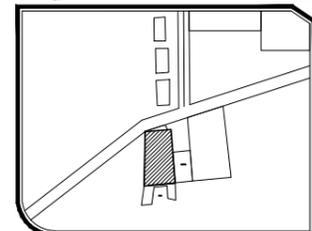
ESPECIFICACIONES

ING. LUIS ALFARO VELIZ
ASESOR E.P.S

HOJA:
5/15

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO





MUNICIPALIDAD DE TONICAPAN

UBICACION DEL PROYECTO:
ALDEA BARRANECHÉ

CONTIENE:
PLANTA DE CIMIENTOS Y COLUMNAS

DISEÑO: FREDY TZOC

CALCULO: FREDY TZOC

DIBUJO: FREDY TZOC

ESCALA: INDICADA

FECHA: FEBRERO DE 2016

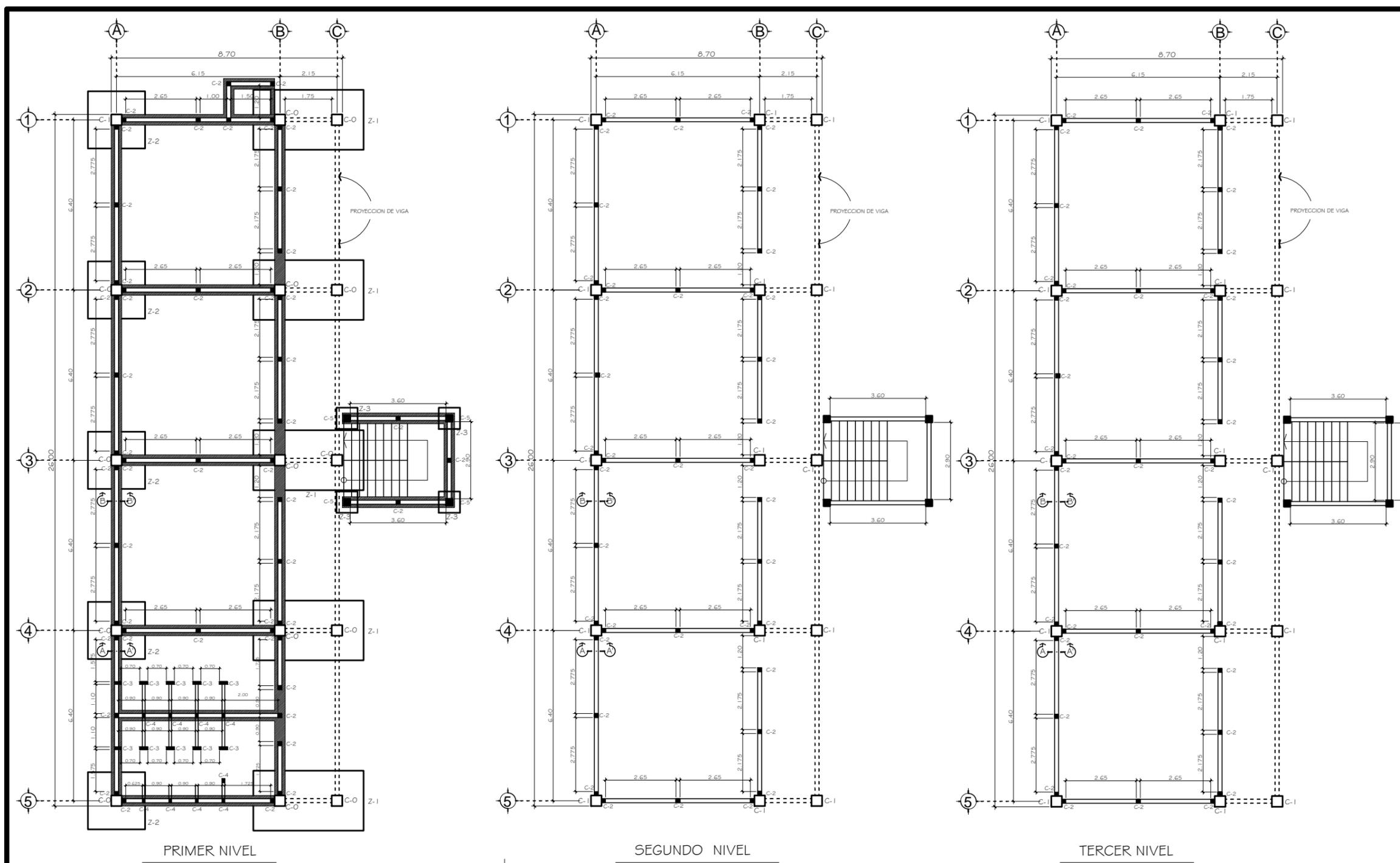
ESPECIFICACIONES

ING. LUIS ALFARO VELIZ
ASESOR E.P.S

HOJA:

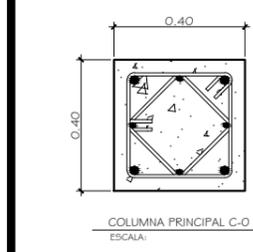
6/15

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO



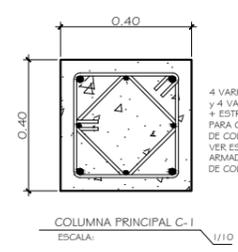
PLANTA DE CIMIENTOS Y COLUMNAS

ESCALA: 1/75



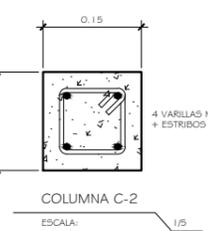
4 VARILLAS No. 6
y 4 VARILLAS No. 4
+ ESTRIBOS No. 3
PARA CONFINAMIENTO DE
COLUMNIA
VER ESPACIAMIENTO EN
ARMADO
DE COLUMNAS

COLUMNA PRINCIPAL C-0
ESCALA: 1/10



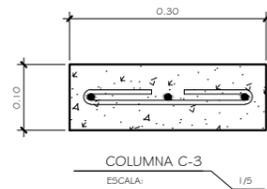
4 VARILLAS No. 6
y 4 VARILLAS No. 4
+ ESTRIBOS No. 3
PARA CONFINAMIENTO DE
COLUMNIA
VER ESPACIAMIENTO EN
ARMADO
DE COLUMNAS

COLUMNA PRINCIPAL C-1
ESCALA: 1/10



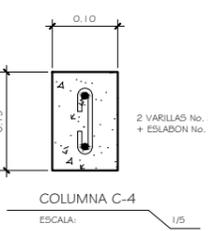
4 VARILLAS No. 3
+ ESTRIBOS No. 2 @ 0.15

COLUMNA C-2
ESCALA: 1/5



3 VARILLAS No. 3
+ ESTRIBOS No. 2 @ 0.15

COLUMNA C-3
ESCALA: 1/5



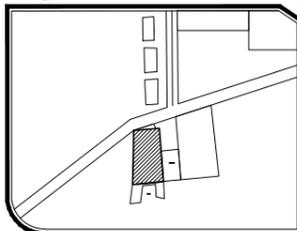
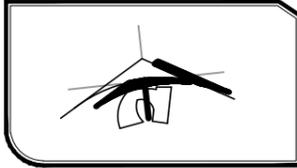
2 VARILLAS No. 3
+ ESTRIBOS No. 2 @ 0.15

COLUMNA C-4
ESCALA: 1/5

NOMENCLATURA

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	ZAPATA TIPO 1
	ZAPATA TIPO 2
	INDICA CIMIENTO CORRIDO
	INDICA COLUMNA TIPO-0
	INDICA COLUMNA TIPO-1
	INDICA COLUMNA TIPO-2
	INDICA COLUMNA TIPO-3
	INDICA COLUMNA TIPO-4
	INDICA COLUMNA TIPO-5

NOTA:
1. DETALLE DE ZAPATA TIPO 1
DETALLE DE ZAPATA TIPO 2
2. DETALLE DE CIMIENTO CORRIDO
3. VER DETALLE DE CORTE TÍPICO DE MURO
EN HOJA No. 7 CORTE TÍPICO DE MURO,
ZAPATAS MAS DETALLES.



MUNICIPALIDAD DE TONONICAPAN

UBICACIÓN DEL PROYECTO:

ALDEA BARRANECHÉ

CONTIENE:

CORTE TÍPICO DE MURO, ZAPATAS Y DETALLES

DISÑO:

FREDY TZOC

CALCULO:

FREDY TZOC

DIBUJO:

FREDY TZOC

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

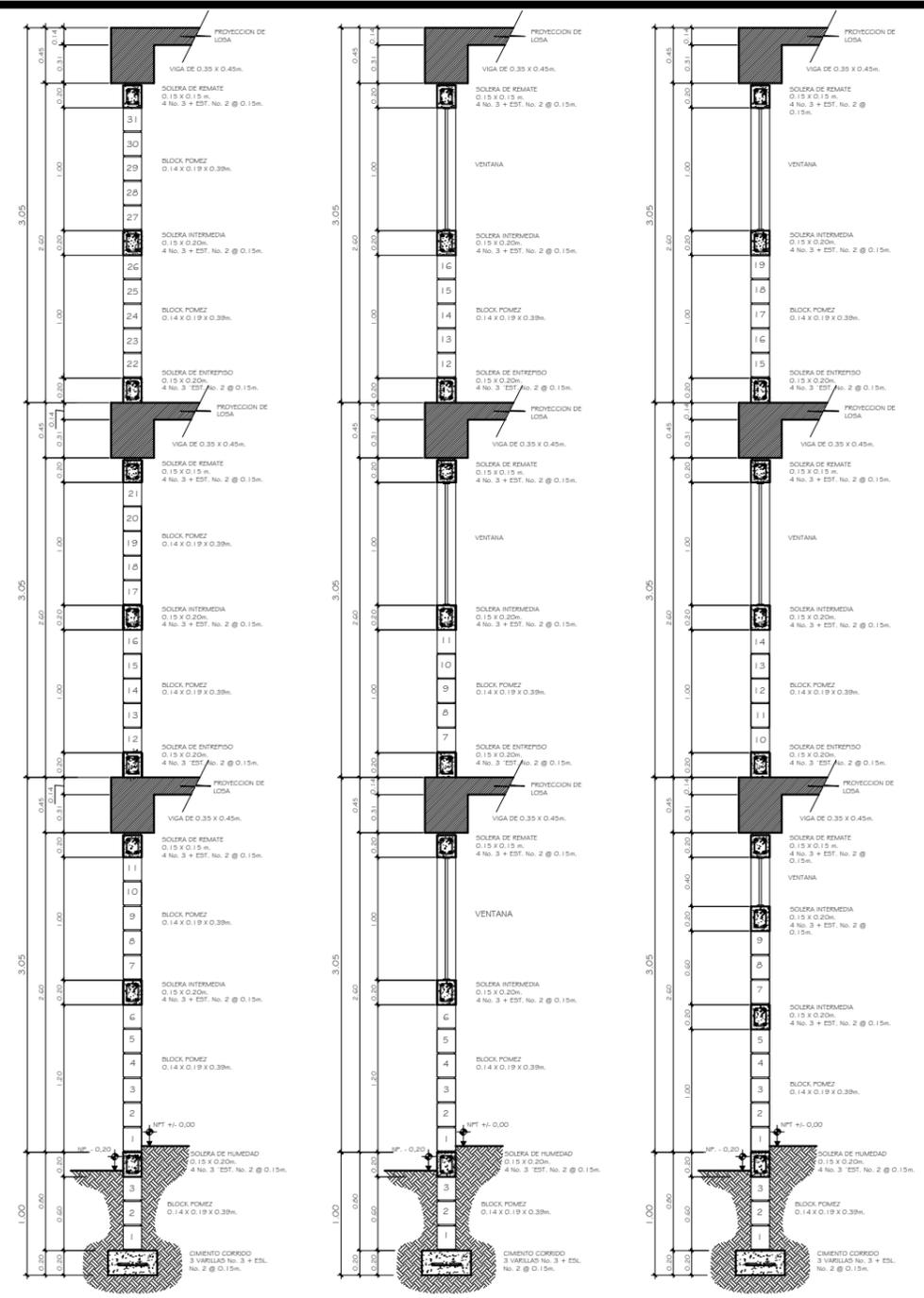
FEBRERO DE 2016

ESPECIFICACIONES

HOJA:

7/15

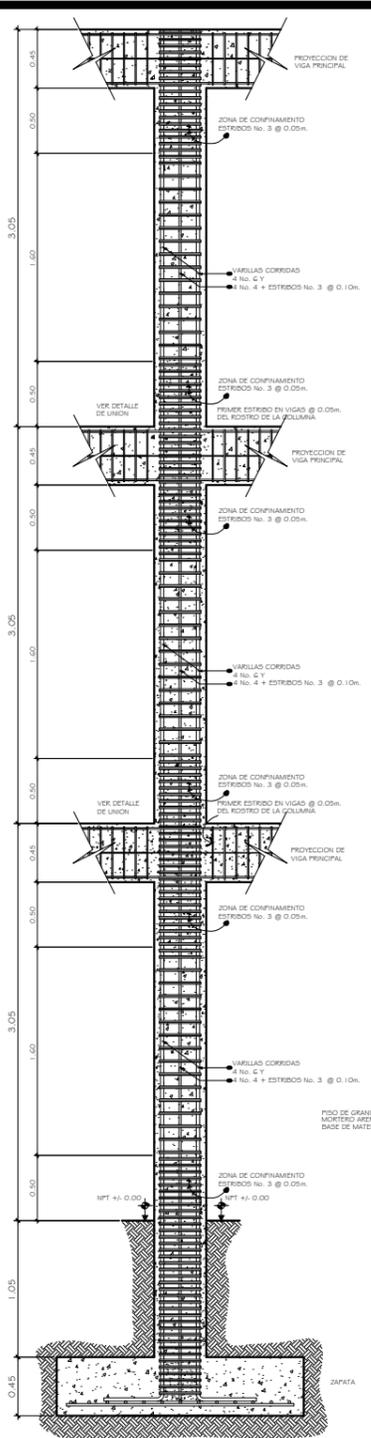
UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO



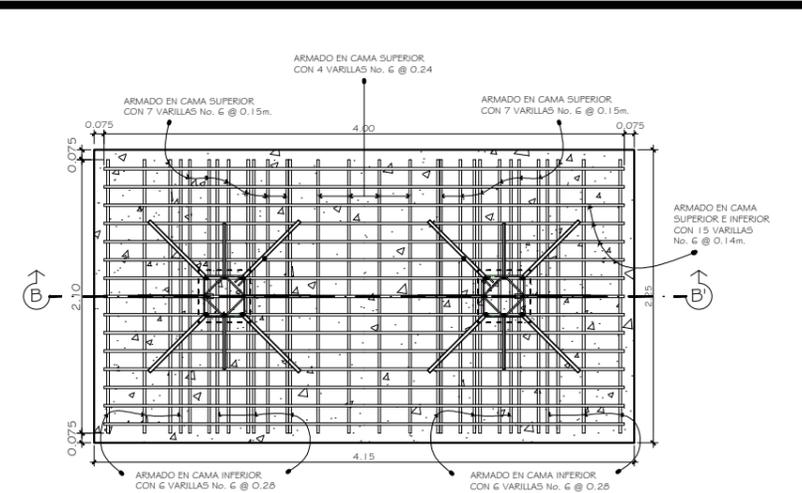
CORTE TÍPICO DE MURO
ESCALA: 1/25

CORTE DE MURO A-A'
ESCALA: 1/25

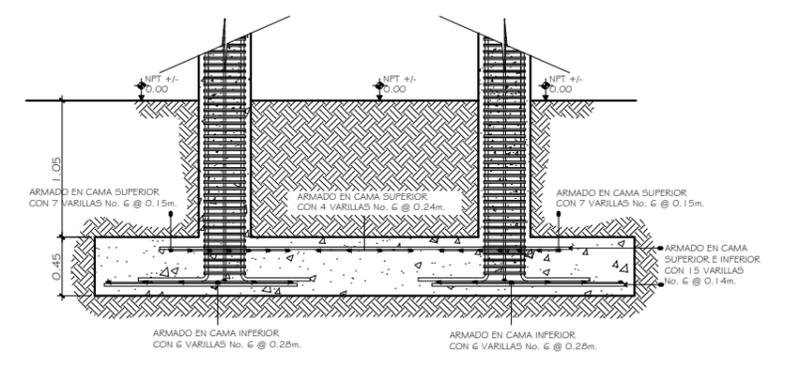
CORTE DE MURO B-B'
ESCALA: 1/25



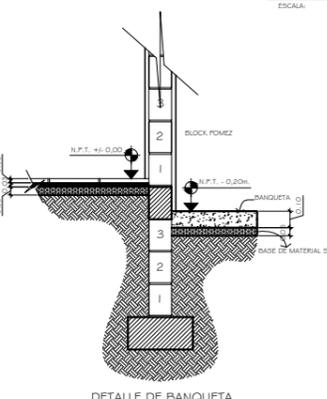
DETALLE DE ARMADO DE COLUMNA
ESCALA: 1/25



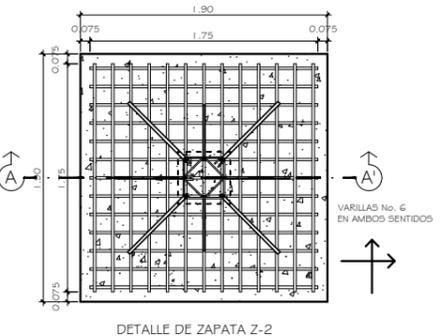
DETALLE DE ZAPATA Z-2
ESCALA: 1/25



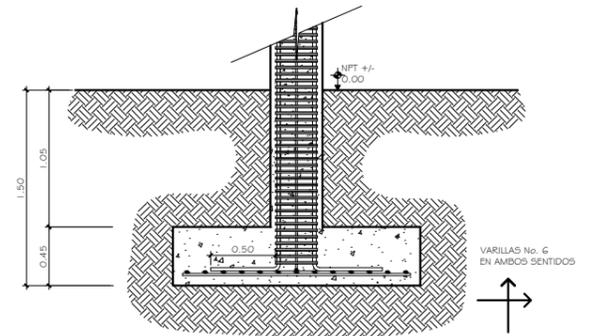
SECCION B-B' ZAPATA Z-1
ESCALA: 1/25



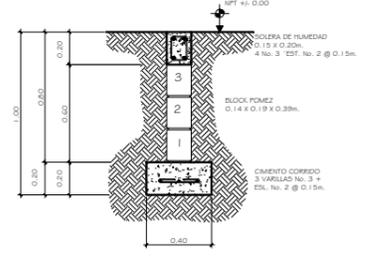
DETALLE DE BANQUETA
ESCALA: 1/20



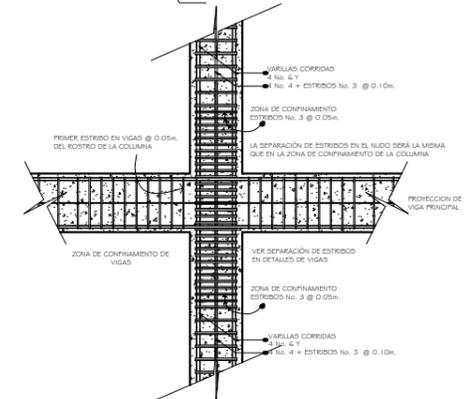
DETALLE DE ZAPATA Z-2
ESCALA: 1/25



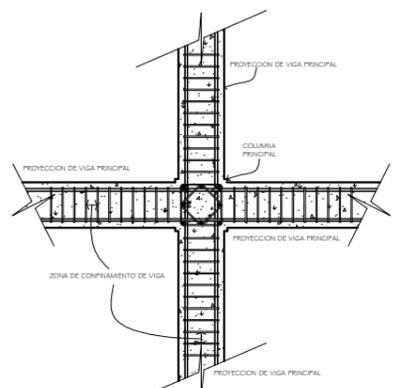
SECCION A-A' ZAPATA Z-2
ESCALA: 1/25



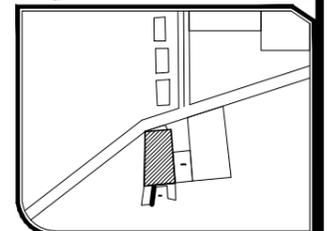
DETALLE DE CIMENTO CORRIDO
ESCALA: 1/20



DETALLE EN ELEVACIÓN DE NUDO VIGA - COLUMNA
ESCALA: 1/25



DETALLE EN PLANTA DE NUDO VIGA - COLUMNA
ESCALA: 1/25



MUNICIPALIDAD DE TONICAPAN

UBICACION DEL PROYECTO:
ALDEA BARRANECHÉ

CONTIENE:
PLANTA DE LOSA Y
DETALLES DE VIGA

DISEÑO: FREDY TZOC

CALCULO: FREDY TZOC

DIBUJO: FREDY TZOC

ESCALA: INDICADA

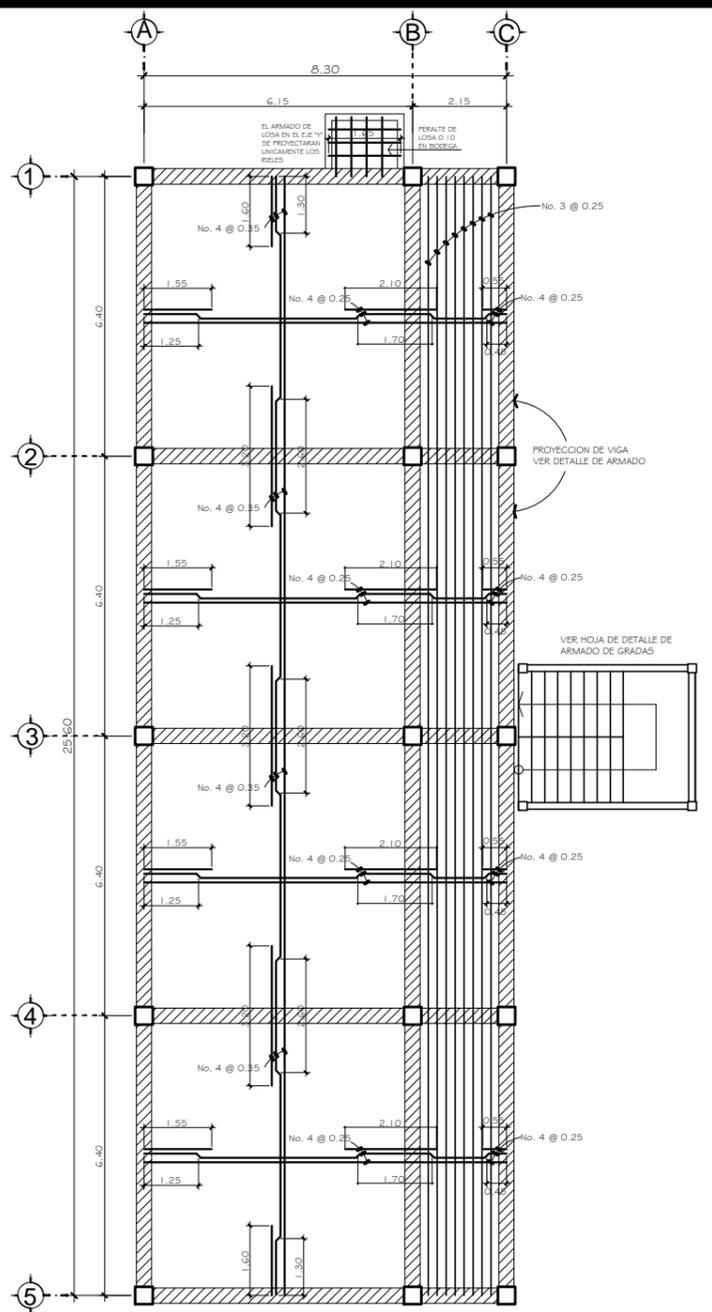
FECHA: FEBRERO DE 2016

ESPECIFICACIONES

ING. LUIS ALFARO VELIZ
ASESOR E.P.S

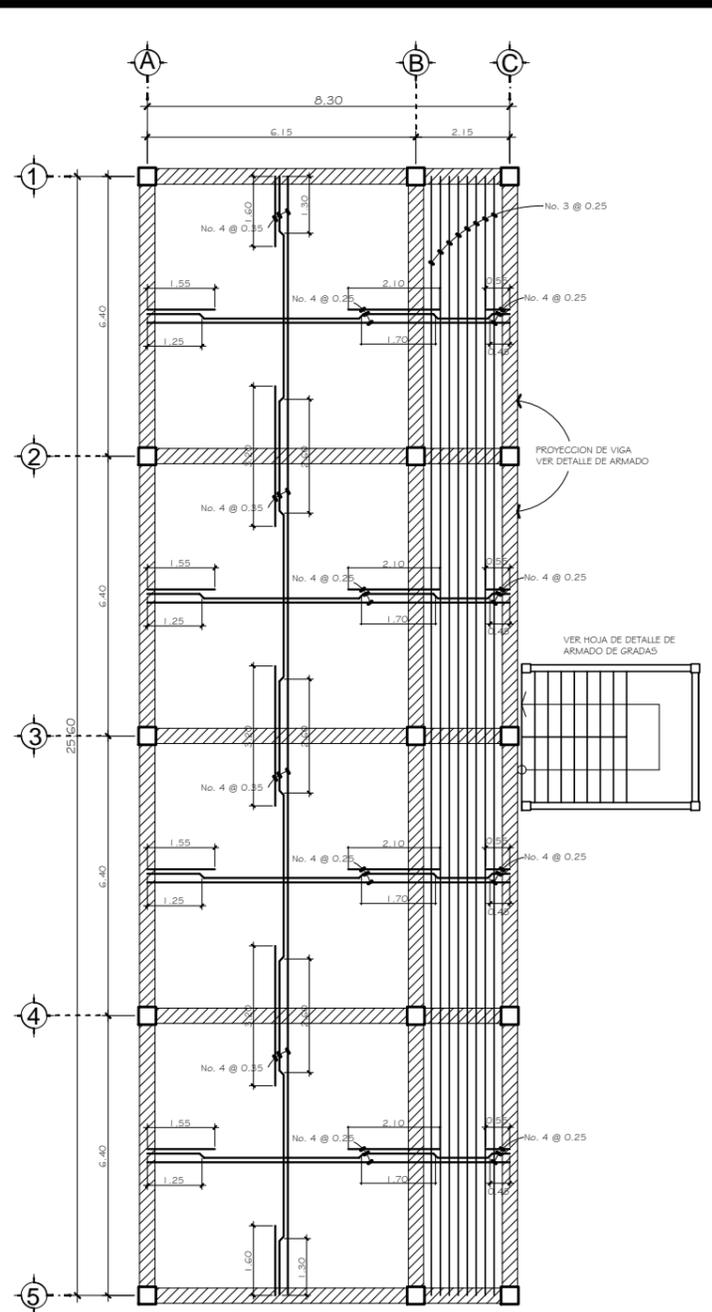
HOJA: 8/15

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO



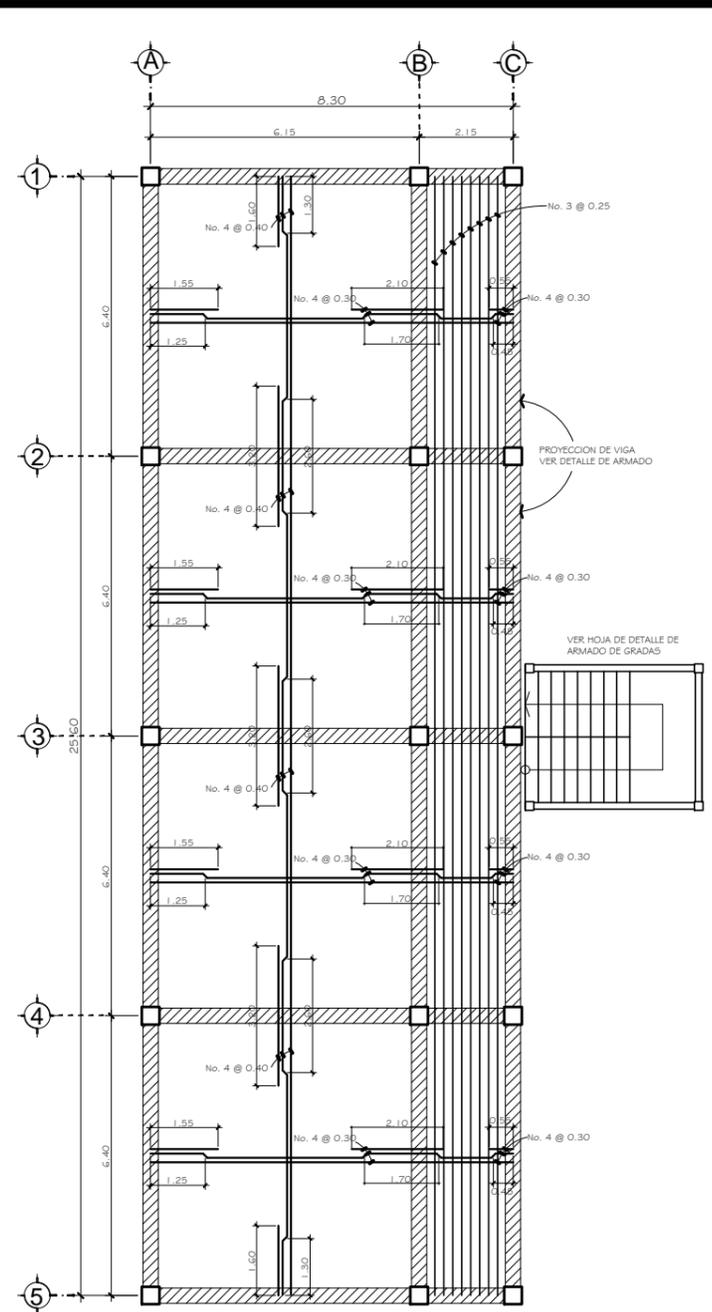
PLANTA DE LOSA Y VIGAS PRIMER NIVEL

ESCALA: 1/75



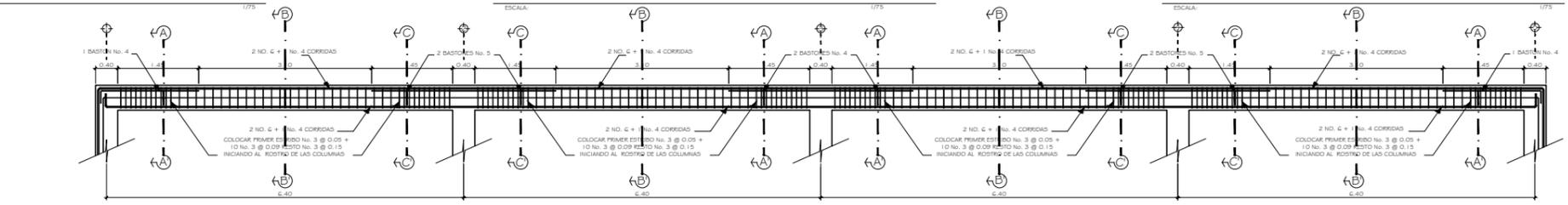
PLANTA DE LOSA Y VIGAS SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1/75



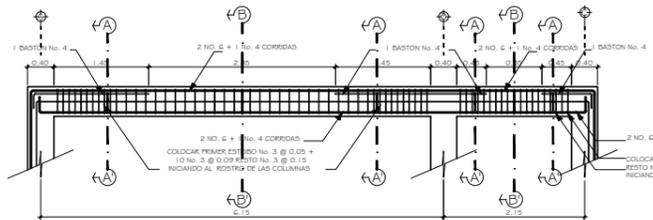
PLANTA DE LOSA Y VIGAS TERCER NIVEL

ESCALA: 1/75



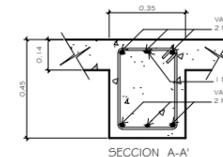
DETALLE DE ARMADO DE VIGA TERCER NIVEL MARCO A, B Y C

ESCALA: 1/20



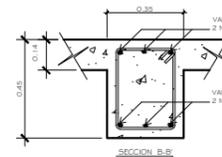
DETALLE DE ARMADO DE VIGA TERCER NIVEL MARCO 1, 2, 3, 4 Y 5

ESCALA: 1/20



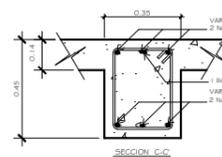
SECCION A-A

ESCALA: 1/20



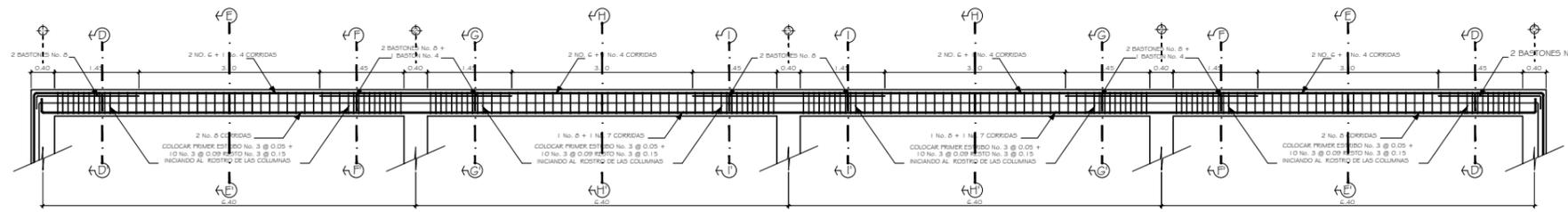
SECCION B-B

ESCALA: 1/20

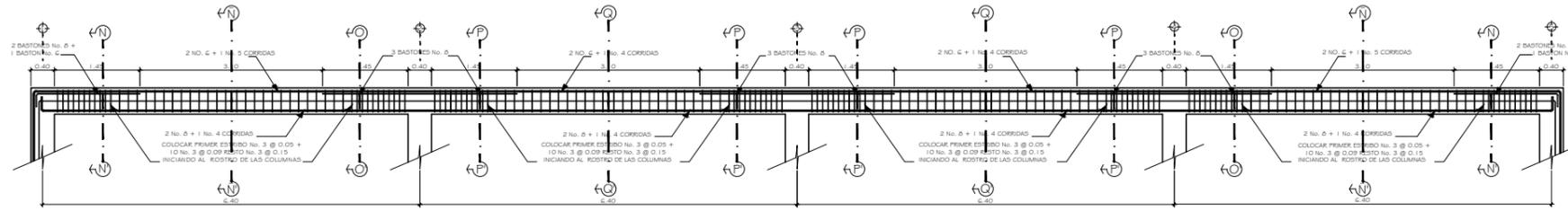


SECCION C-C

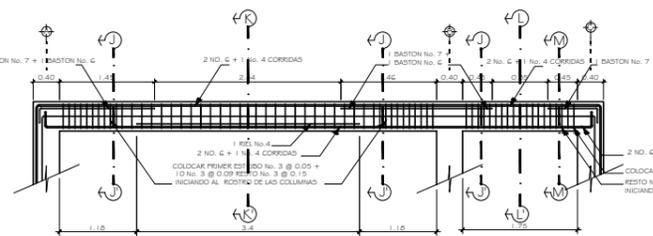
ESCALA: 1/20



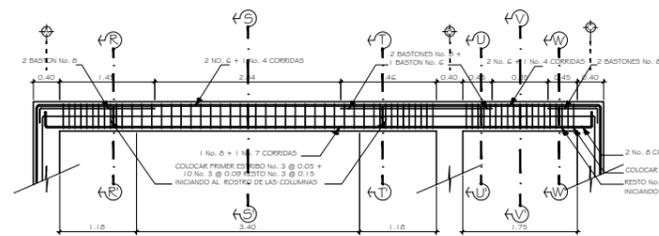
DETALLE DE ARMADO DE VIGA SEGUNDO NIVEL MARCO A, B Y C
ESCALA 1/50



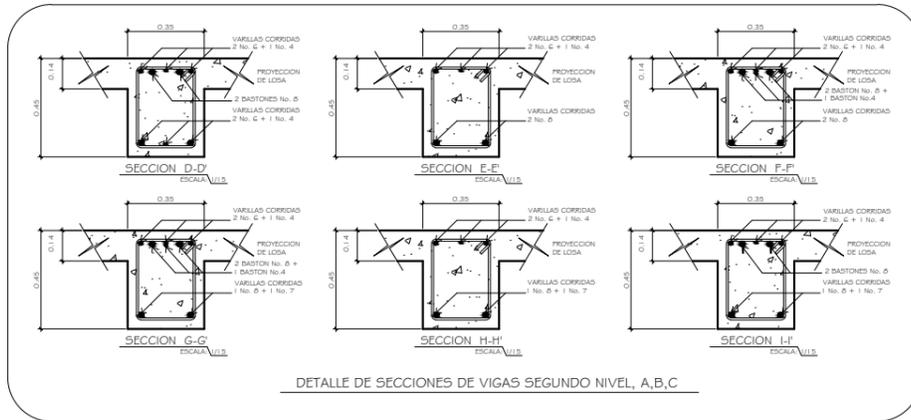
DETALLE DE ARMADO DE VIGA PRIMER NIVEL MARCO A, B Y C
ESCALA 1/50



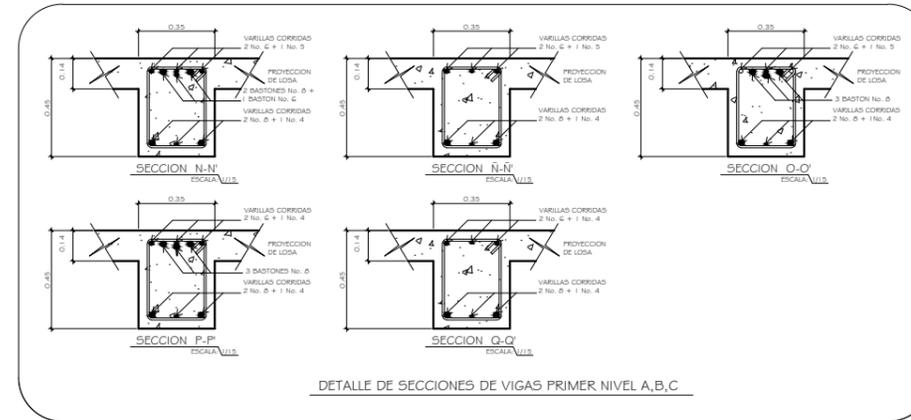
DETALLE DE ARMADO DE VIGA SEGUNDO NIVEL MARCO 1, 2, 3, 4 Y 5
ESCALA 1/50



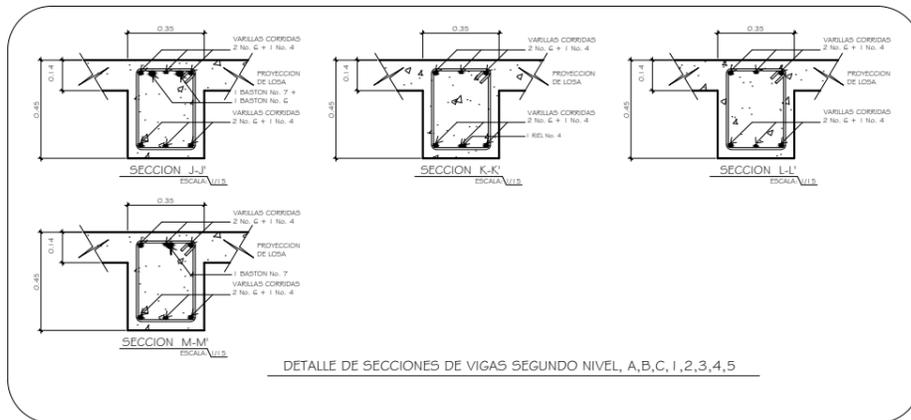
DETALLE DE ARMADO DE VIGA PRIMER NIVEL MARCO 1, 2, 3, 4 Y 5
ESCALA 1/50



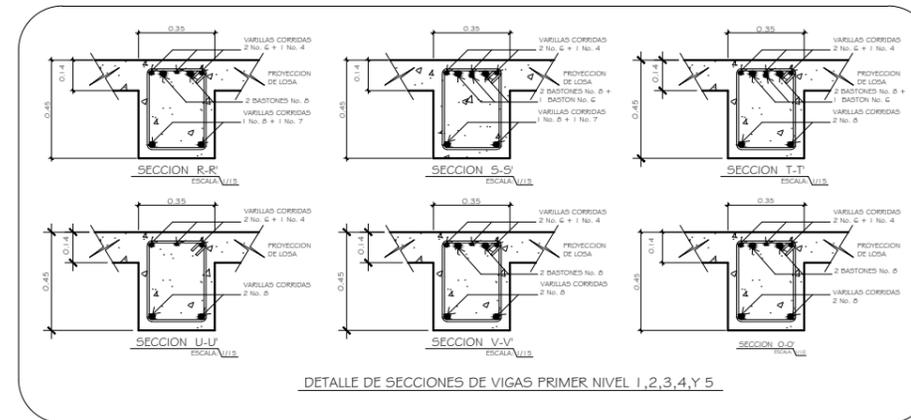
DETALLE DE SECCIONES DE VIGAS SEGUNDO NIVEL, A,B,C



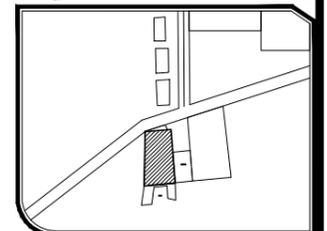
DETALLE DE SECCIONES DE VIGAS PRIMER NIVEL, A,B,C



DETALLE DE SECCIONES DE VIGAS SEGUNDO NIVEL, A,B,C, 1,2,3,4,5



DETALLE DE SECCIONES DE VIGAS PRIMER NIVEL 1,2,3,4,5



MUNICIPALIDAD DE TONICAPAN

UBICACION DEL PROYECTO:
ALDEA BARRANECHÉ

CONTIENE:
DETALLE DE ARMADO DE VIGAS

DISEÑO: FREDY TZOC

CALCULO: FREDY TZOC

DIBUJO: FREDY TZOC

ESCALA: INDICADA

FECHA: FEBRERO DE 2016

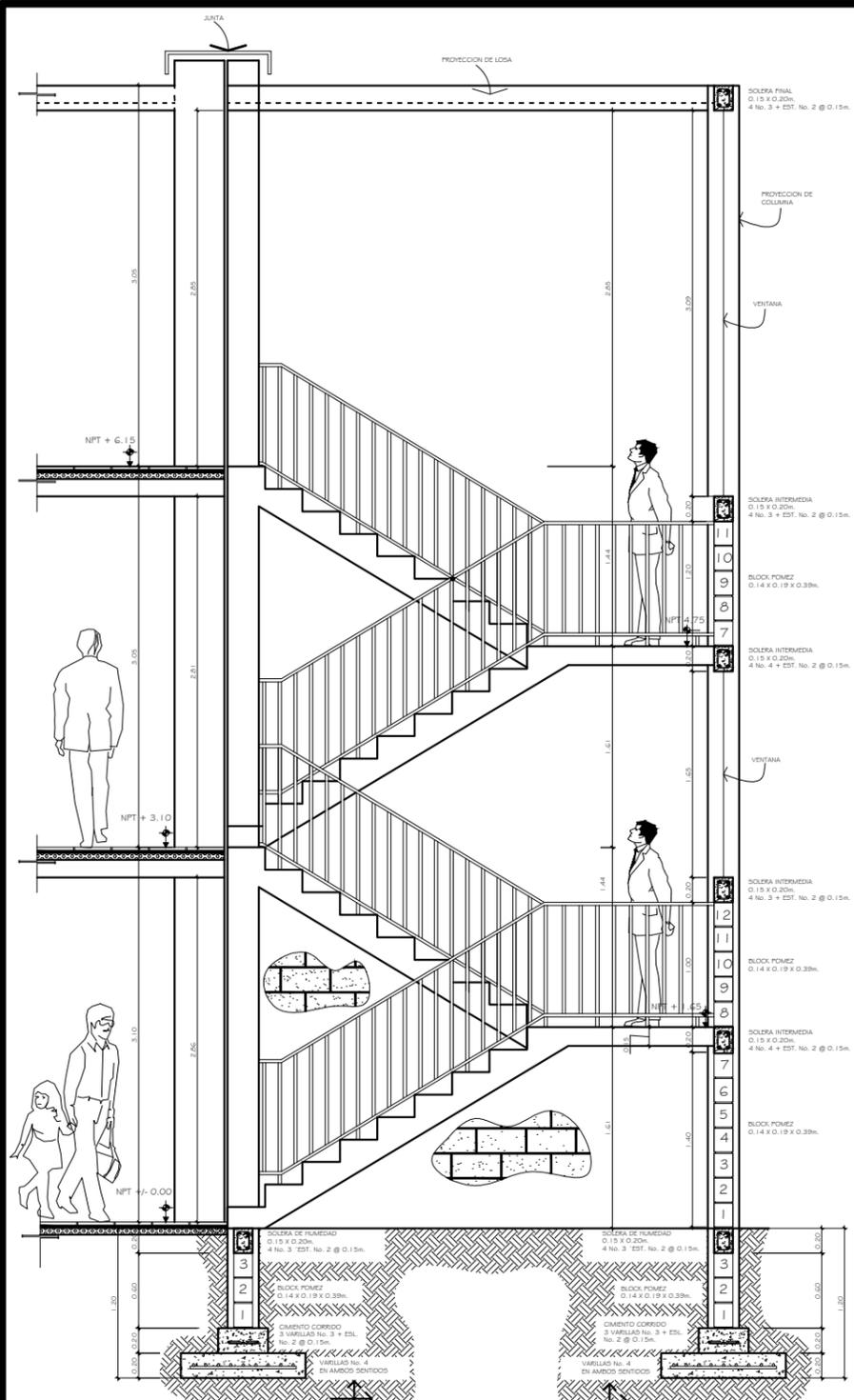
ESPECIFICACIONES

ING. LUIS ALFARO VELIZ
ASESOR E.P.S.

HOJA: 9/15

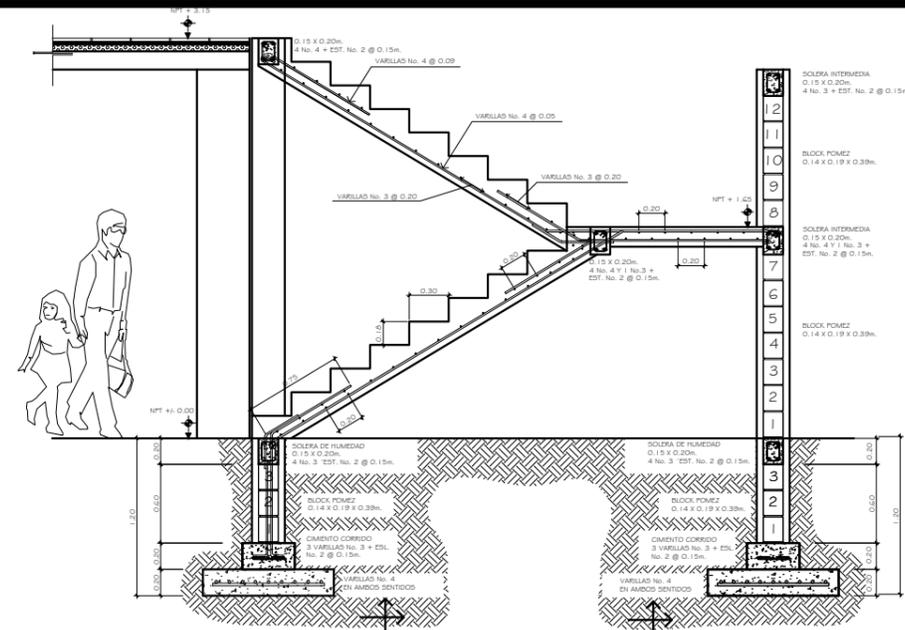
UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO





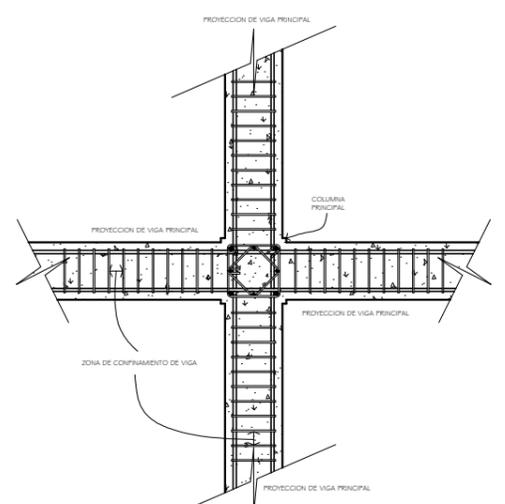
SECCION DE GRADAS A - A'

ESCALA: 1/25



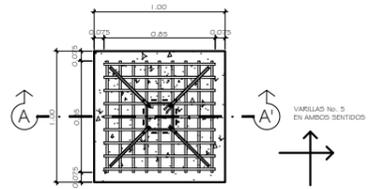
DETALLE DE ARMADO DE GRADAS

ESCALA: 1/25



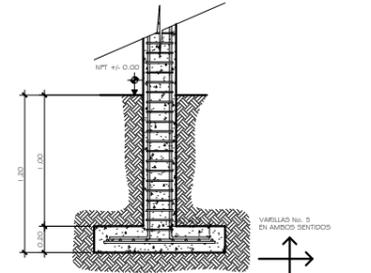
DETALLE EN PLANTA DE NUDO VIGA - COLUMNA

ESCALA: 1/20



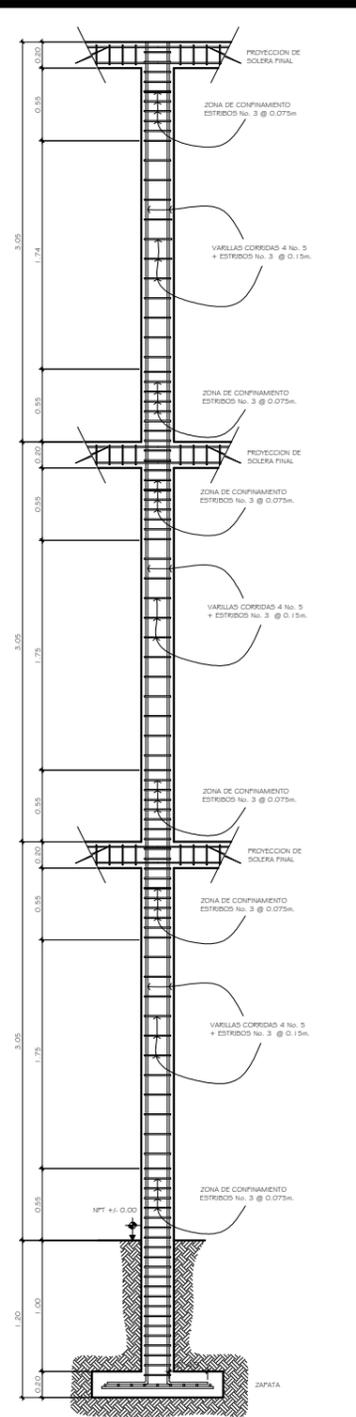
Detalle de Zapata Z-3

ESCALA: 1/25



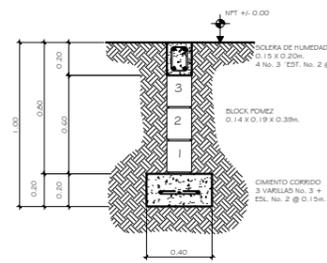
DETALLE DE ARMADO DE COLUMNA C - 5

ESCALA: 1/25



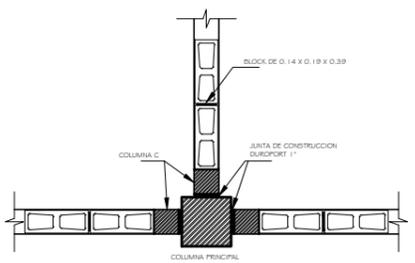
DETALLE DE ARMADO DE COLUMNA C - 5

ESCALA: 1/25



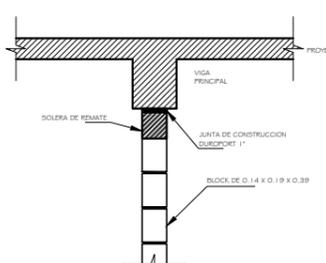
DETALLE DE CIMENTO CORRIDO

ESCALA: 1/20



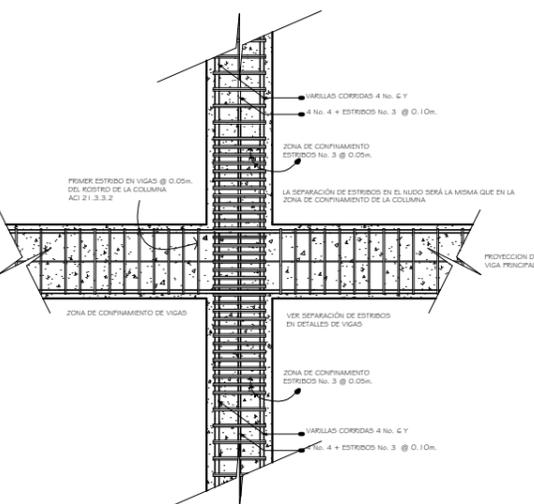
DETALLE DE JUNTA COLUMNA - MURO

ESCALA: 1/20



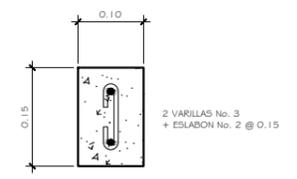
DETALLE DE JUNTA VIGA - MURO

ESCALA: 1/20



DETALLE EN ELEVACION DE NUDO VIGA - COLUMNA

ESCALA: 1/20



COLUMNA C-4

ESCALA: 1/5



MUNICIPALIDAD DE TOTONICAPÁN

UBICACIÓN DEL PROYECTO:
ALDEA BARRANECHÉ

CONTIENE:
ARMADO Y DETALLES DE GRADAS MAS DETALLES DE JUNTAS

DISEÑO: FREDY TZOC

CALCULO: FREDY TZOC

DIBUJO: FREDY TZOC

ESCALA: INDICADA

FECHA: FEBRERO DE 2016

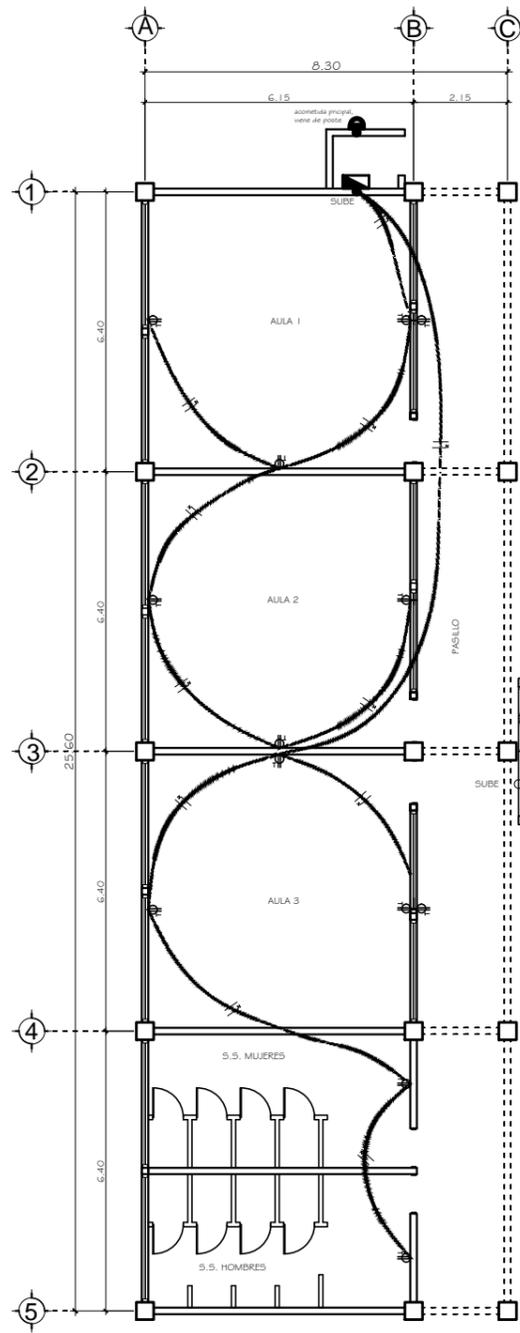
ESPECIFICACIONES

ING. LUIS ALFARO VELIZ
ASESOR E.P.S

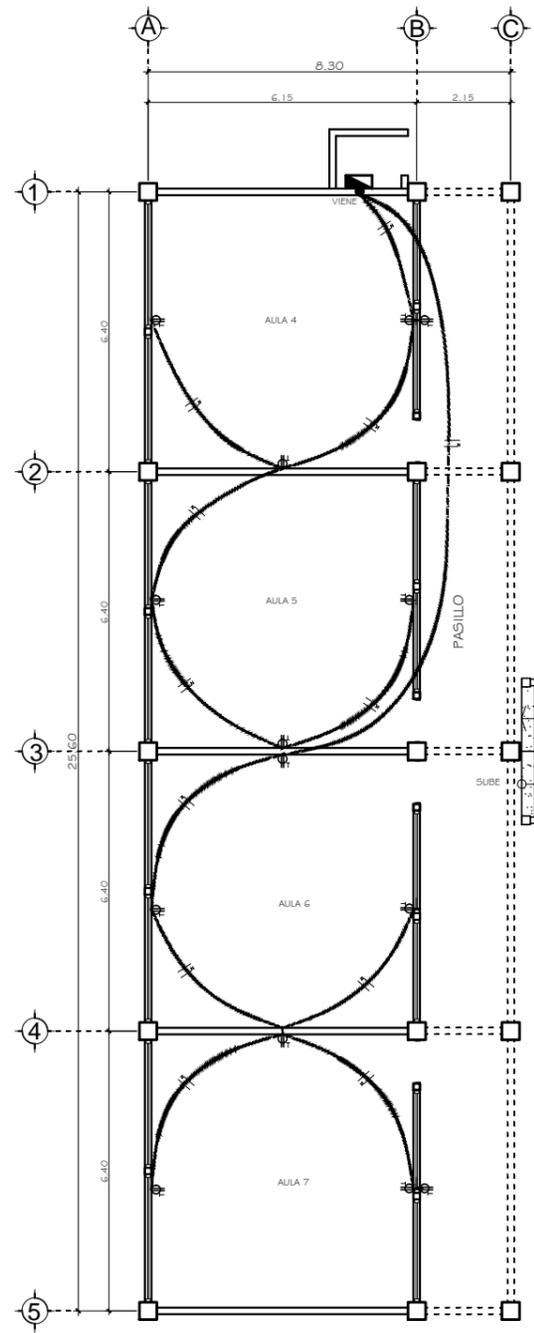
HOJA:
10/15

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

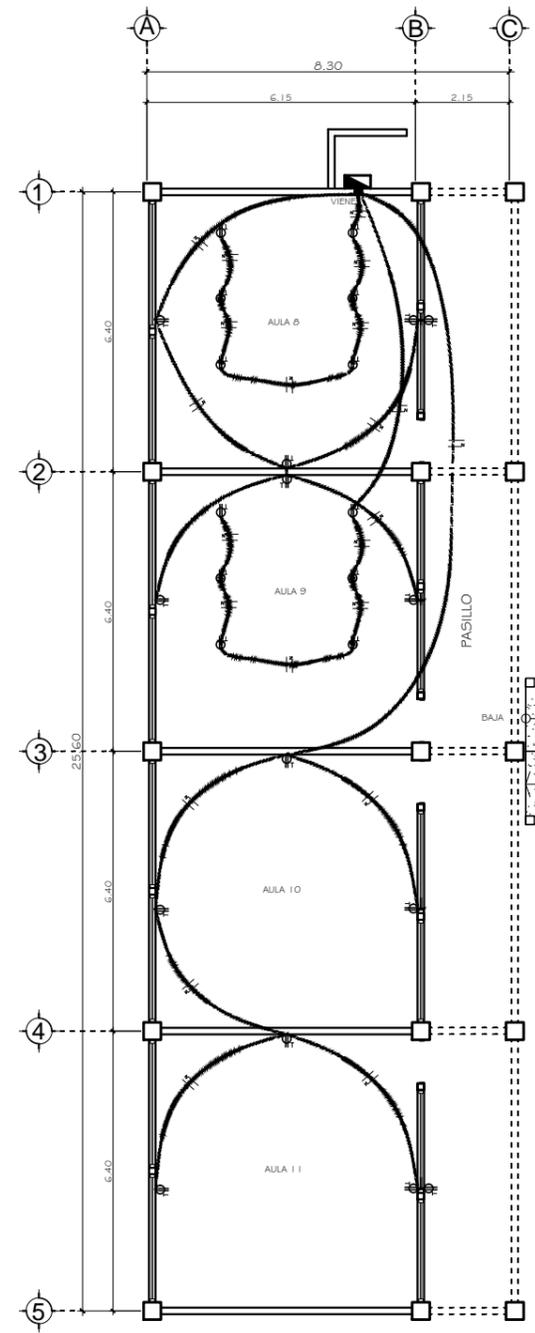




PRIMER NIVEL



SEGUNDO NIVEL



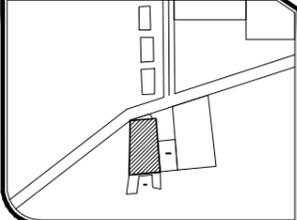
TERCER NIVEL

PLANTA DE FUERZA

ESCALA: 1/75

NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN H = 1,70
	CONTADOR ELECTRICO H = 1,80 S.N.P.T.
	TOMACORRIENTE DOBLE 1 1/2 V. H = 0,30 S.N.P.T.
	TUBO PVC ELECTRICO 3/4" EMPOTRADO EN PISO O PARED
	LÍNEA VIVA CALIBRE 10 AWG
	LÍNEA NEUTRAL CALIBRE 10 AWG

VER DETALLE DE TOMACORRIENTE, CONTADOR, TABLERO DE DISTRIBUCION, EN HOJA DE DETALLES

MUNICIPALIDAD DE TONICAPÁN

UBICACIÓN DEL PROYECTO:
ALDEA BARRANECHÉ

CONTIENE:
PLANTA DE FUERZA

DISEÑO: FREDY TZOC

CALCULO: FREDY TZOC

DIBUJO: FREDY TZOC

ESCALA: INDICADA

FECHA: FEBRERO DE 2016

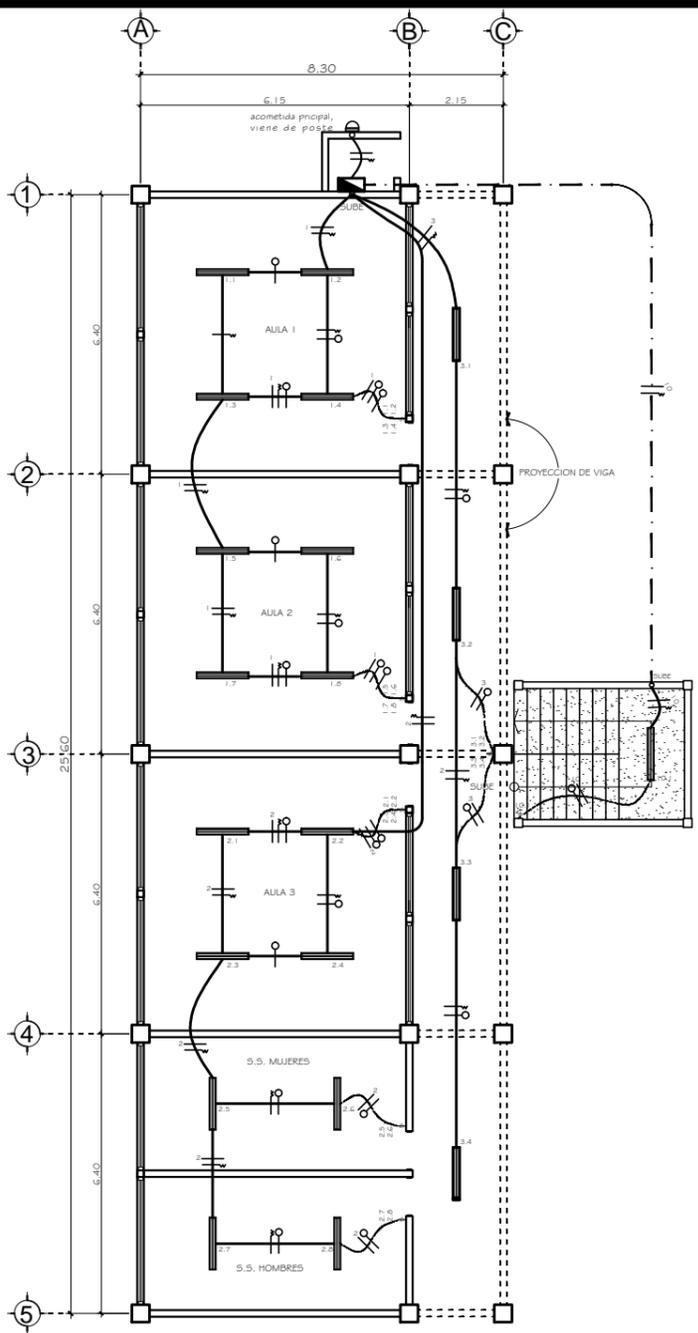
ESPECIFICACIONES

ING. LUIS ALFARO VELIZ
ASESOR E.P.S

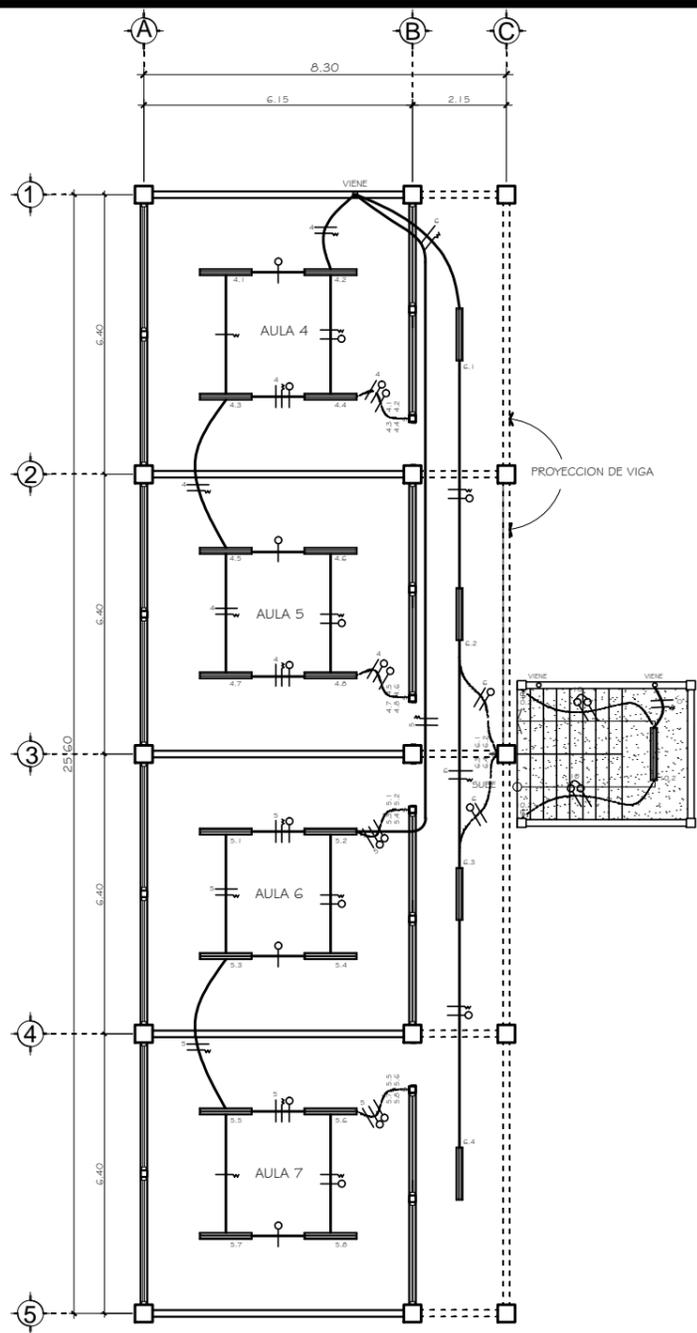
HOJA: 11/15

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

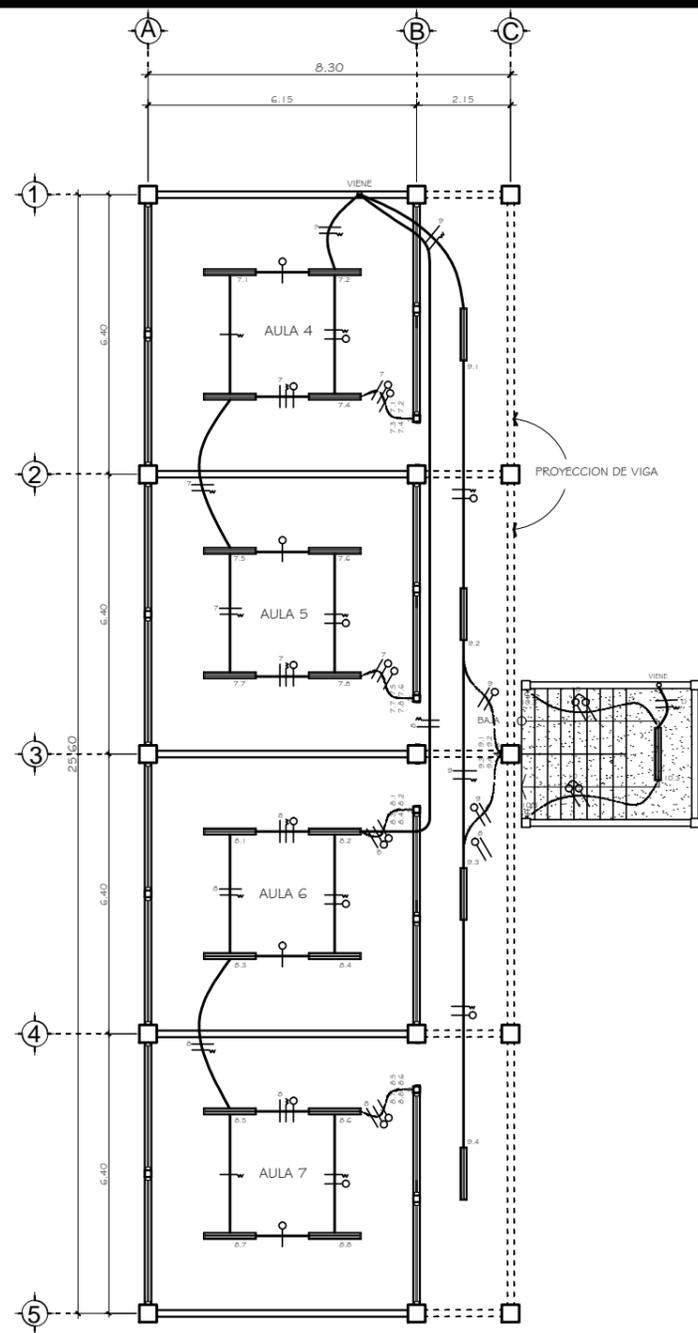




PRIMER NIVEL



SEGUNDO NIVEL



TERCER NIVEL

PLANTA DE ILUMINACIÓN

ESCALA: 1/75

NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN H = 1.70 S.N.P.T.
	CONTADOR ELECTRICO H = 1.80 S.N.P.T.
	LAMPARA GAS NEÓN DOBLE 40 WATTS.
	LÍNEA DE RETORNO CALIBRE 12 AWG
	LÍNEA NEUTRAL CALIBRE 12 AWG
	LÍNEA VIVA CALIBRE 12 AWG Y NÚMERO DE CIRCUITO
	INTERRUPTOR SIMPLE
	INTERRUPTOR DOBLE
	FOLDODUCTO Ø=3/4" EMPOTRADO EN LOSA O PARED
	FUENTE THREE WAY
	TUBO PVC. ELECTRICO Ø=3/4" EMPOTRADO EN PISO

VER DETALLE DE INTERRUPTOR, CONTADOR, TABLERO DE DISTRIBUCIÓN, EN HOJA DE DETALLES

MUNICIPALIDAD DE TONICAPÁN

UBICACIÓN DEL PROYECTO:
ALDEA BARRANECHÉ

CONTIENE:
PLANTA DE ILUMINACIÓN

DISEÑO: FREDY TZOC

CALCULO: FREDY TZOC

DIBUJO: FREDY TZOC

ESCALA: INDICADA

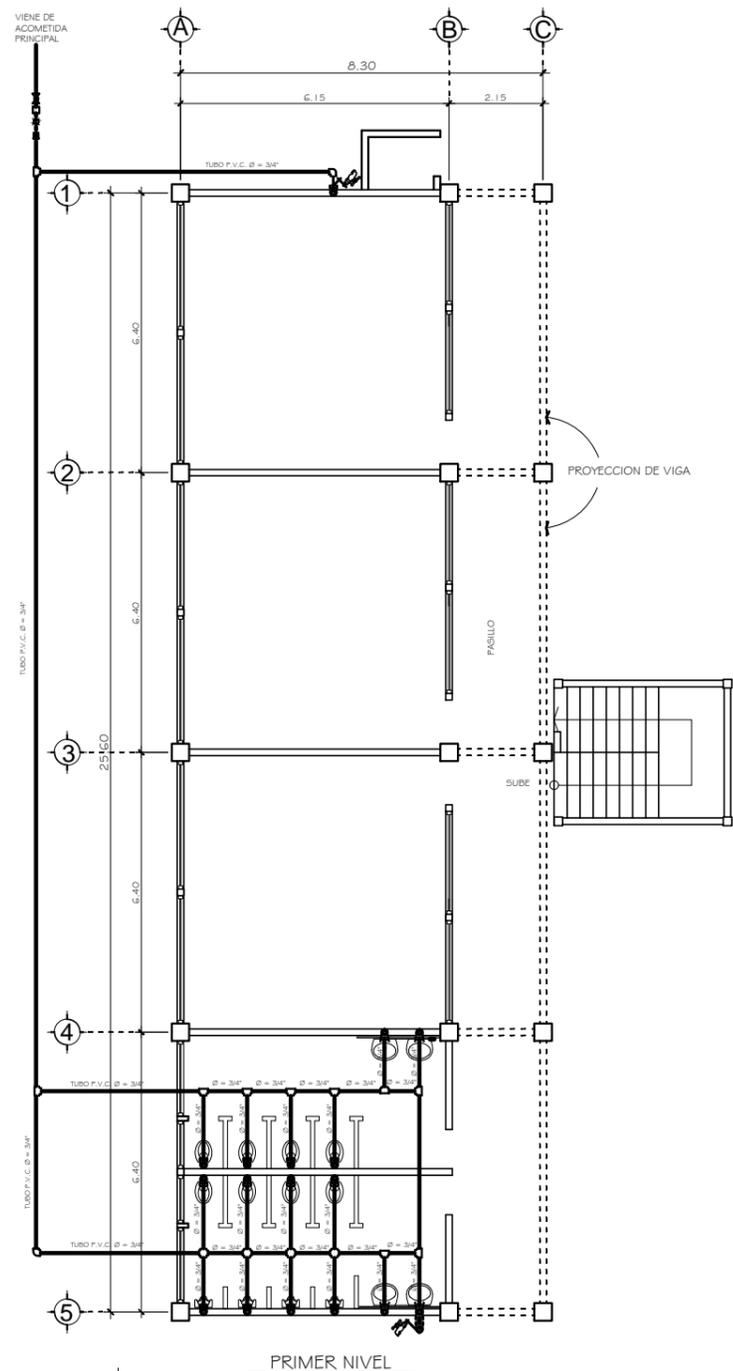
FECHA: OCTUBRE 2015

ESPECIFICACIONES

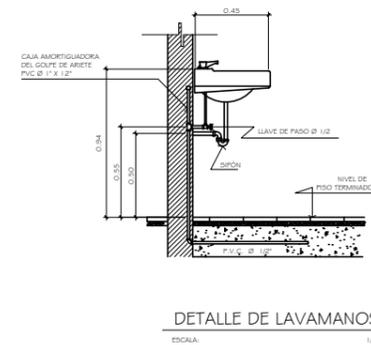
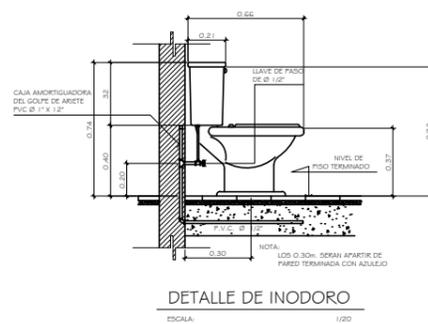
ING. LUIS ALFARO VELIZ
ASESOR E.P.S.

HOJA: 12/15

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO



PRIMER NIVEL
PLANTA DE INSTALACIÓN HIDRÁULICA



NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	VÁLVULA DE GLOBO
	VÁLVULA DE COMPUERTA
	CONTADOR
	VÁLVULA DE CHEQUE
	TEE HORIZONTAL
	TEE VERTICAL
	CODO A 90° HORIZONTAL
	CODO A 90° VERTICAL
	GRIFO
	TUBERÍA P.V.C. Ø INDICADO

MUNICIPALIDAD DE TONICAPÁN

UBICACIÓN DEL PROYECTO:
ALDEA BARRANECHÉ

CONTIENE:
PLANTA DE INSTALACIÓN HIDRÁULICA

DISEÑO: FREDY TZOC

CALCULO: FREDY TZOC

DIBUJO: FREDY TZOC

ESCALA: INDICADA

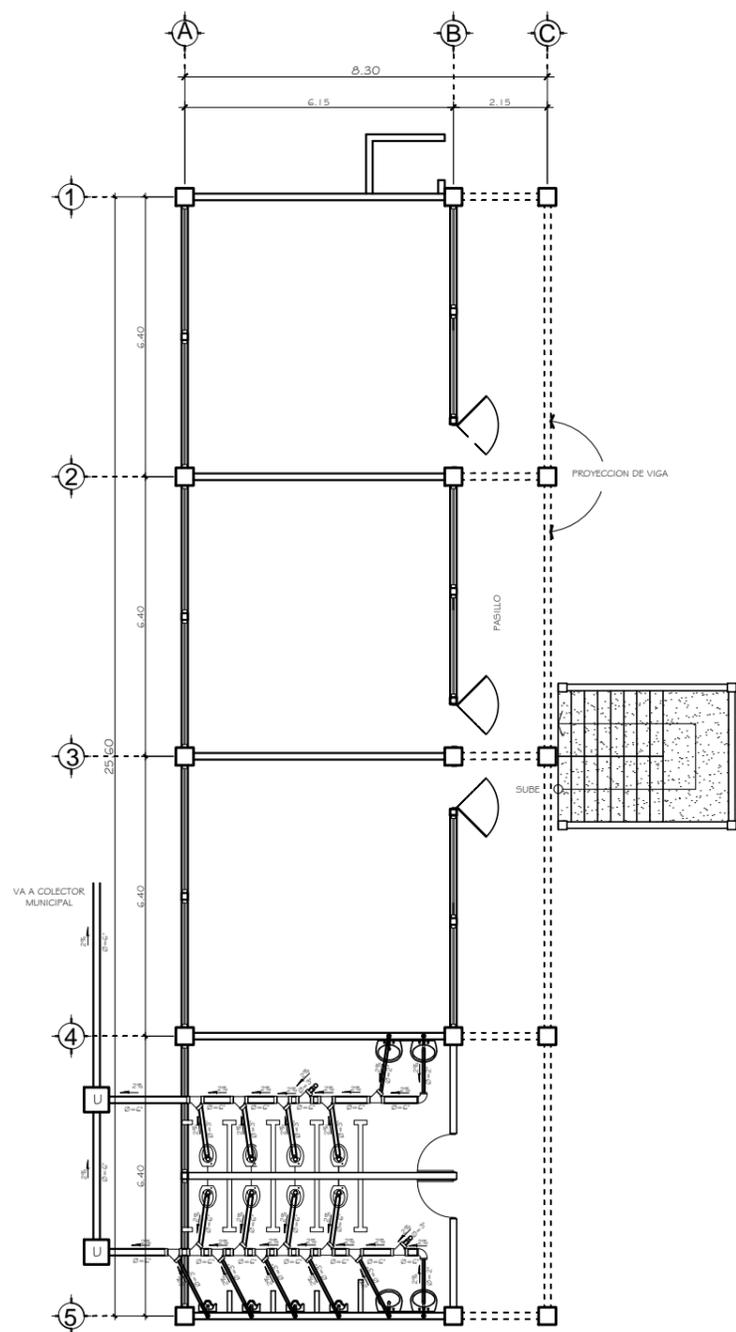
FECHA: FEBRERO DE 2016

ESPECIFICACIONES

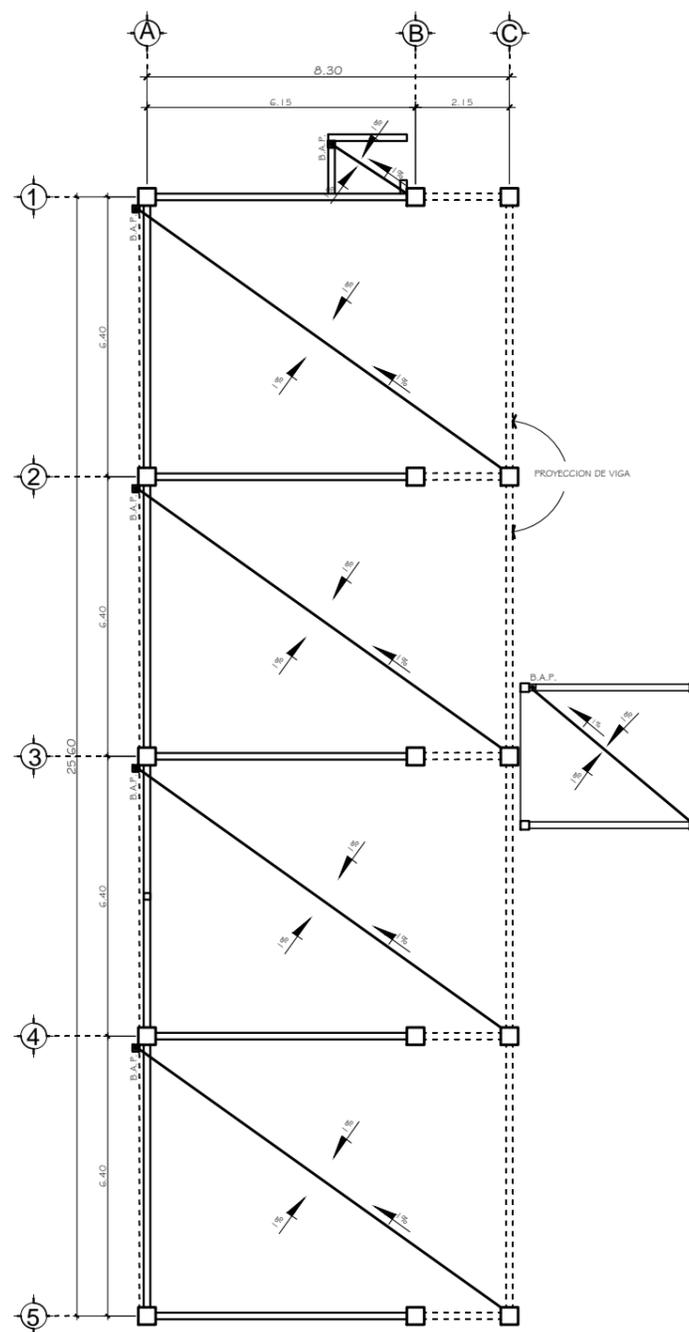
ING. LUIS ALFARO VELIZ
ASESOR E.P.S

HOJA:
13/15

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO



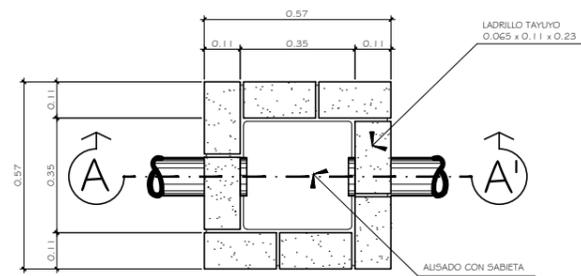
PRIMER NIVEL



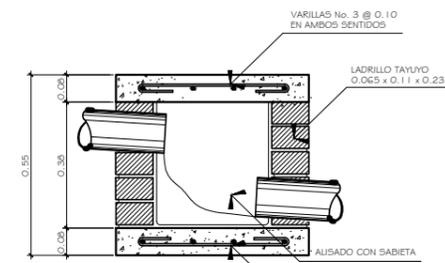
TERCER NIVEL

PLANTA DE DRENAJES

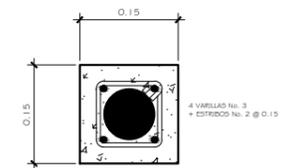
ESCALA: 1/75



DETALLE DE CAJA UNION
ESCALA: 1/10



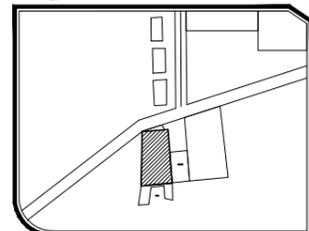
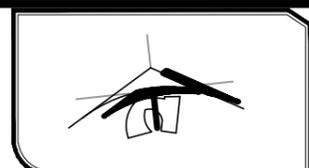
SECCION DE CAJA UNION A - A'
ESCALA: 1/10



COLUMNA EN B.A.P.

ESCALA: 1/5

NOMENCLATURA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCION
	CAJA UNIFICADORA
	TUBERIA P.V.C. Ø INDICADO
	BAJADA DE AGUA PLUVIAL TUBERIA DE P.V.C. AMARILLO Ø 3"
	CODO VERTICA A 90° Ø INDICADO
	CODO HORIZONTAL A 90° Ø INDICADO
	YEE HORIZONTAL Ø INDICADO
	REDUCTOR DE P.V.C. DE 6" A 3"
	REDUCTOR DE P.V.C. DE 6" A 2"
	SIFON PARA LAVAMANOS Ø INDICADO
	PORCENTAJE DE PENDIENTE Y DIRECCION DE FLUJO



MUNICIPALIDAD DE TONICAPAN

UBICACION DEL PROYECTO:

ALDEA BARRANECHÉ

CONTIENE:

PLANTA DE DRENAJES

DISEÑO:

FREDY TZOC

CALCULO:

FREDY TZOC

DIBUJO:

FREDY TZOC

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

FEBRERO DE 2016

ESPECIFICACIONES

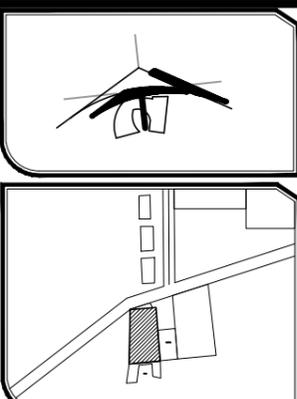
ING. LUIS ALFARO VELIZ
ASESOR E.P.S

HOJA:

14/15

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO





MUNICIPALIDAD DE TONICAPAN

UBICACIÓN DEL PROYECTO:
ALDEA BARRANECHÉ

CONTIENE:
DETALLES MAS ESPECIFICACIONES GENERALES

DISEÑO: FREDY TZOC

CALCULO: FREDY TZOC

DIBUJO: FREDY TZOC

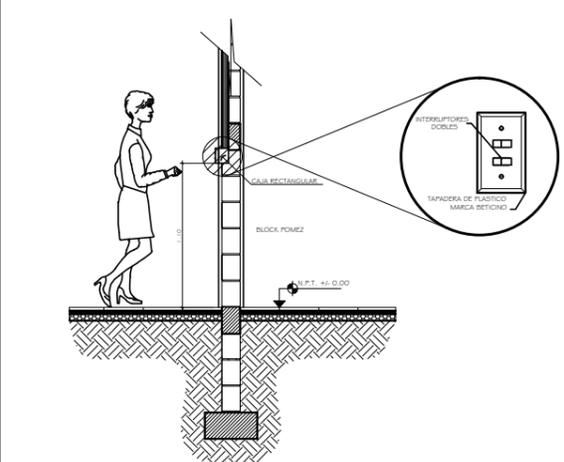
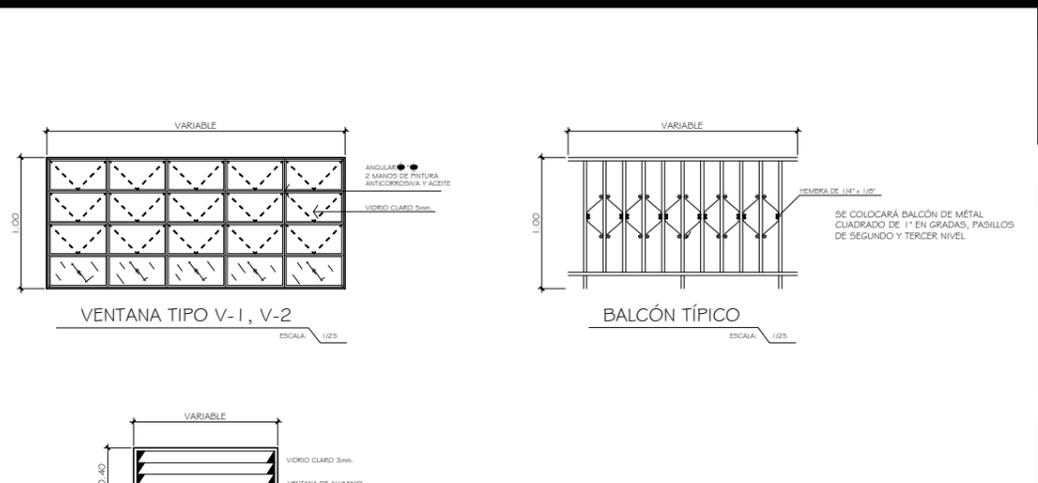
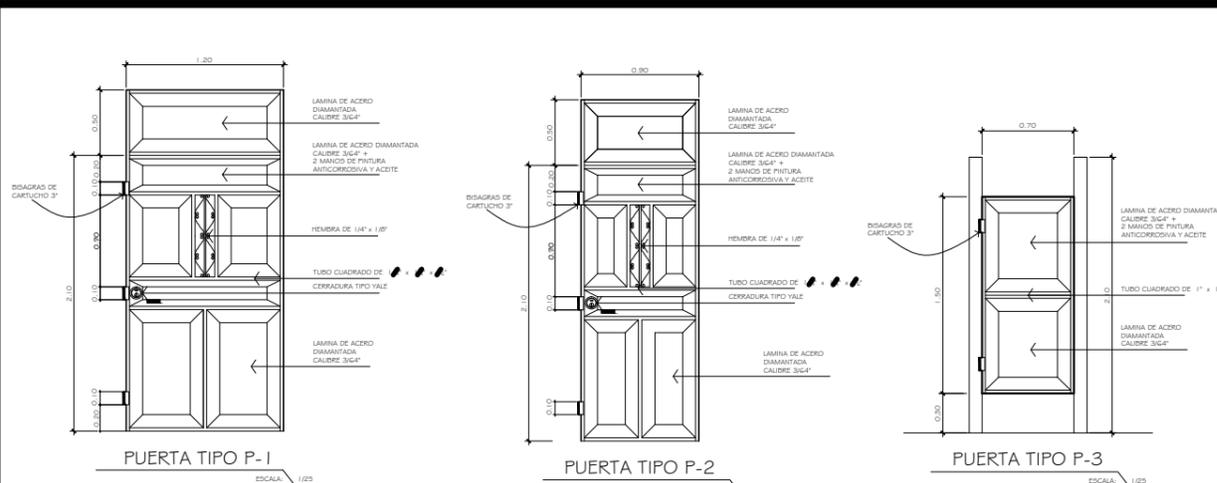
ESCALA: INDICADA

FECHA: FEBRERO DE 2016

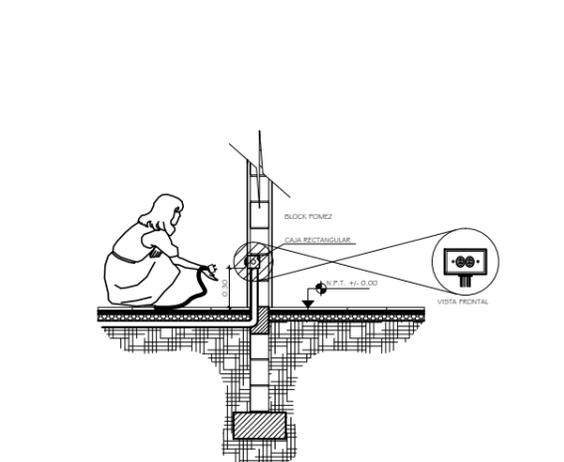
ESPECIFICACIONES

HOJA:
15/15

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO



DETALLE DE INTERRUPTOR
ESCALA: 1/25



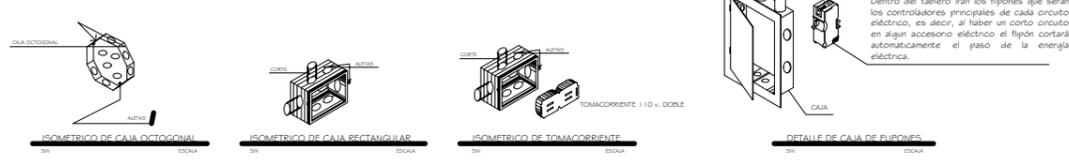
DETALLE DE TOMACORRIENTE
ESCALA: 1/25

PLANILLA DE VENTANAS

TIPO	ANCHO	ALTO	SILLAR	DINTEL	UNIDADES	MATERIAL
V-1	2,925	1,00	1,40	2,40	22	METAL
V-2	2,25	1,00	1,40	2,40	22	METAL
V-3	1,10	0,40	2,00	2,40	2	ALUMINIO
V-4	0,625	0,40	2,00	2,40	4	ALUMINIO

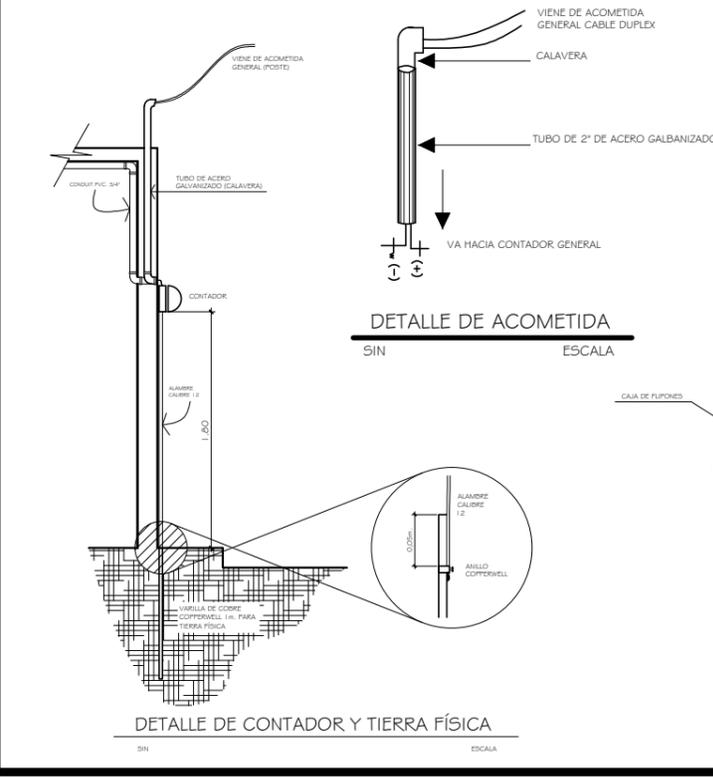
PLANILLA DE PUERTAS

TIPO	ANCHO	ALTO	UNIDADES	MATERIAL
P-1	1,20	2,10	11	METAL
P-2	0,90	2,10	3	METAL
P-3	0,70	1,50	8	METAL

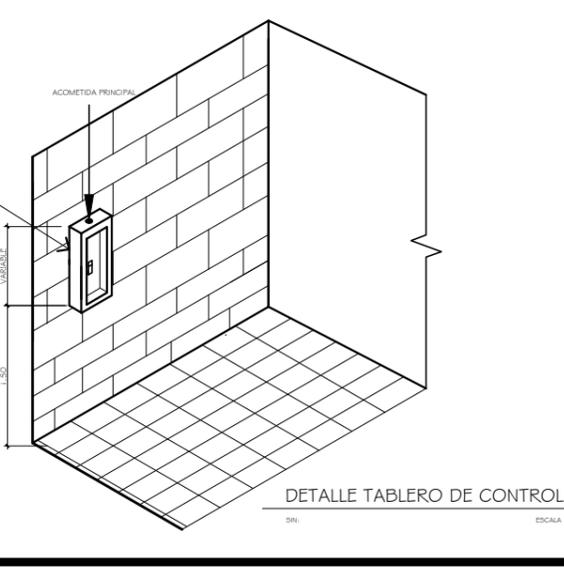


CAJA OCTOGONAL
Esta presenta dos aletas dobladas hacia el interior, perforadas y roscadas, su función es facilitar el montaje de la plafonera en la cual se enroscan los focos, además de ello se puede visualizar que tanto en el fondo como en los costados tiene varios cortes en forma de circunferencia incompleta, en la cual basta un pequeño golpe en seco sobre esta tapita para que salte dejando una perforación que se utiliza para empalmar la tubería que conduce los cables eléctricos que hacen que los focos o lámparas se enciendan y apaguen.

CAJA RECTANGULAR
Esta presenta dos aletas dobladas hacia el interior perforadas y roscadas, su objetivo es facilitar el montaje de las plafonetas en la cual se enroscan los tomacorrientes, además en dicha caja se puede ver que tanto en el fondo como en los costados tiene varios cortes en forma de circunferencia incompleta en el cual basta con un pequeño golpe en seco sobre esta tapita para que salte dejando una perforación que se utiliza para empalmar la tubería que conduce los cables eléctricos que hacen que el tomacorriente funcione.



DETALLE DE CONTADOR Y TIERRA FÍSICA
ESCALA: 1/25



DETALLE TABLERO DE CONTROL
ESCALA: 1/25

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ANCHO (cm)	L1	L2	L3	L4	L5	LONGITUD DE DESARROLLO (cm)
2	0,64	0,08	0,08	0,08	0,11	0,30
3	0,95	0,08	0,12	0,08	0,16	0,30
4	1,27	0,08	0,16	0,08	0,21	0,30
5	1,59	0,10	0,20	0,07	0,26	0,30
6	1,91	0,12	0,23	0,08	0,32	0,42
7	2,22	0,14	0,27	0,09	0,37	0,49
8	2,54	0,16	0,31	0,11	0,42	0,55
9	2,86	—	0,35	0,12	0,47	0,62
10	3,18	—	0,39	0,13	0,52	0,68
11	3,49	—	0,42	0,14	0,56	0,75

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
 f_c = 280 kg/cm² o 40 000 psi
 f_y = 2810 kg/cm² o 40 000 psi
 REQUERIMIENTOS (ACI 318-05 - CAP. 7.7):
 • Vigas: 4cm
 • Columnas: 4cm
 • Losas: 2,5cm
 • Zapatas: 7cm

EMPALMES POR TRASLADO (ACI 318-05):
 • Las barras en platabas se empalman trasladando barras individualizadas a lo largo de la longitud del empalme (CAP. 12.14.2.2).
 • Nunca se deben de empalmar barras en la zona de confinamiento o en los nudos -uniones viga-columna (CAP. 13.2.3).
 • Cuando se realice un empalme por traslado se deben disponer de estacas por confinamiento a lo largo de la longitud del empalme (CAP. 21.3.2.3). Para las vigas con un espesor de 0,25m separar las estacas en toda la longitud del empalme a 0,07m y para las vigas con un espesor de 0,30m separar las estacas en toda la longitud del empalme a 0,10m.
 • Las barras empalmadas por traslado deben de cubrir con alambre de amarrar, en ningún caso se aceptará soldadura.
 • Espesor de amarrar calibre 14

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
 f_c = 210 kg/cm² o 3000 psi
 f_y = 2810 kg/cm² o 4000 psi
 Stock Formas de fierro = 25kg/cm²
 Agregado grueso de 1/2"

CARGAS VIVAS UTILIZADAS:
 Techos = 75 kg/cm²
 Alas = 250 kg/cm²
 Pasillos = 500 kg/cm²
 Acabados = 50 kg/cm²

NOTA: Prevo a la construcción, realizar ensayo dinámico para verificar Valor Soporte del Suelo

CEMENTO: USAR tipo general en la construcción con platabas en sacos de 42,5kg deberá de ser fresco y de reciente producción, se desahará el cemento que haya endurecido o que haya formado grúmulos por humedad.

ARENA DE RÍO: Lavada y libre de materia orgánica, raíces, arcillas etc. su granulometría deberá ser uniforme.

PIEDRA: GRAVA: Grava lavada o análoga lavada o pedruzco de piedra caliza triturada, ambas de granulometría uniforme. Tamaño máximo para el agregado para concretos, muros y piso de 1"

AGUA: Libre de sales, ácidos y otras impurezas que puedan reaccionar o debilitar la resistencia del concreto

CONCRETO DE 4000PSI (0,6X25 5 Litros/Bacos de cemento)
 • El concreto para cimentación podrá ser mezclado por medios mecánicos ya sea por mezcladores de 1 o 2 sacos de capacidad, o podrá ser premezclado en camiones

• Para la colocación del concreto en losa y muro deberá utilizarse vibradores para lograr un adecuado acomodamiento

RELACION AGUJAMIENTO MAXIMA PERMISIBLE:
 • Del concreto principalmente para evitar raiaduras

• El curado de cimentación se hará por riego continuo con agua por un mínimo de 3 días, o bien con mantelera curadora que no proporcione presencia de adherencia.

Apéndice 2. **Planos del puente peatonal colgante del caserío Xolveyá,
Aldea Choanoj, Totonicapán**

- Plano curva de nivel y secciones
- Sección de puente de peatonal
- Planta – perfil
- Especificaciones



MUNICIPALIDAD DE TONICAPAN

UBICACIÓN DEL PROYECTO: CASERIO XOLVEYA, ALDEA CHUANOJ, TONICAPAN

CONTIENE: CURVAS DE NIVEL Y SECCIONES

DISEÑO: FREDY TZOC

CALCULO: FREDY TZOC

DIBUJO: FREDY TZOC

ESCALA: INDICADA

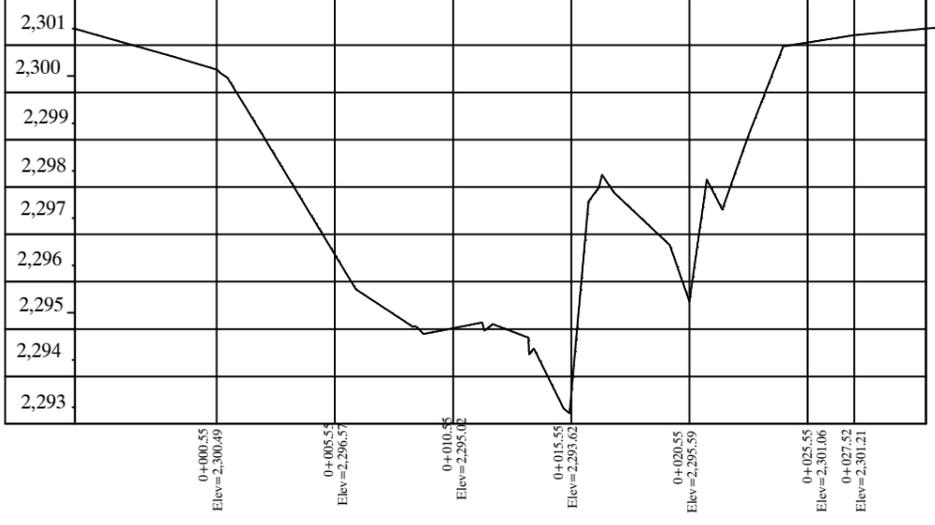
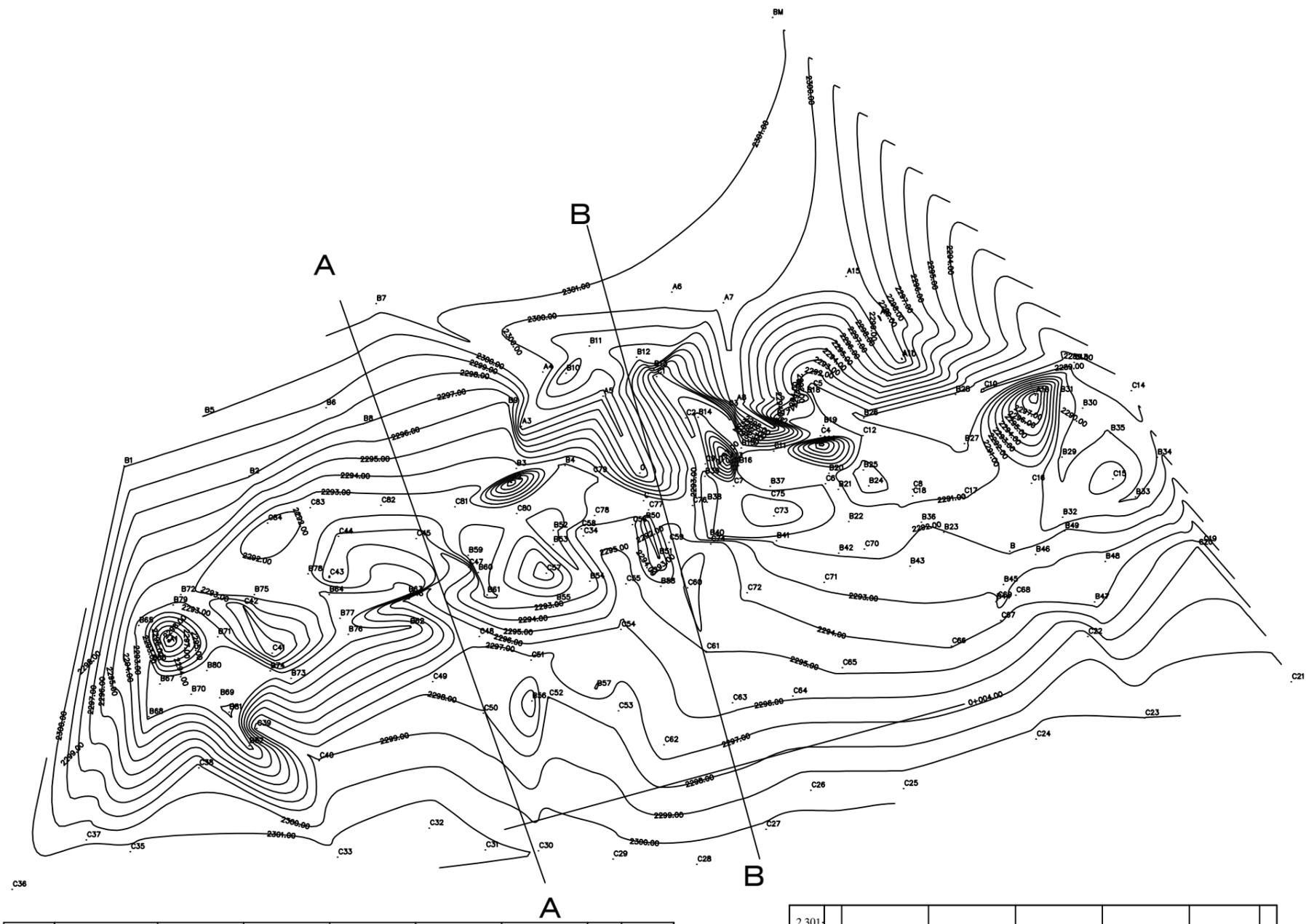
FECHA: FEBRERO DE 2016

ESPECIFICACIONES

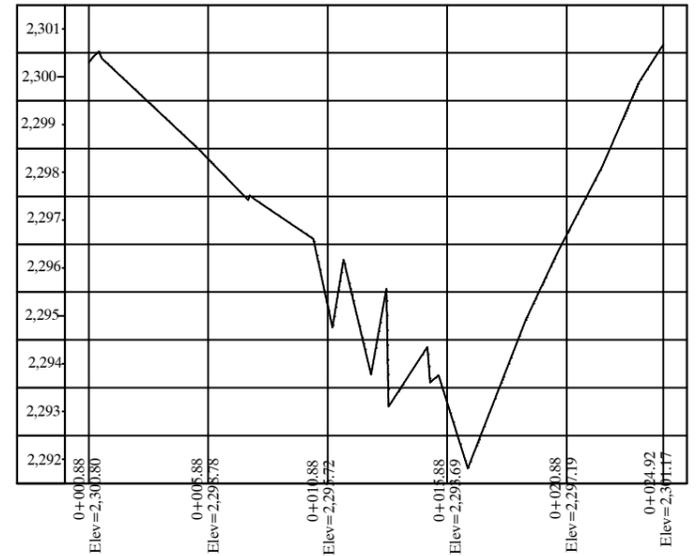
ING. LUIS ALFARO VÉLIZ
ASESOR E.P.S

HOJA: 1/4

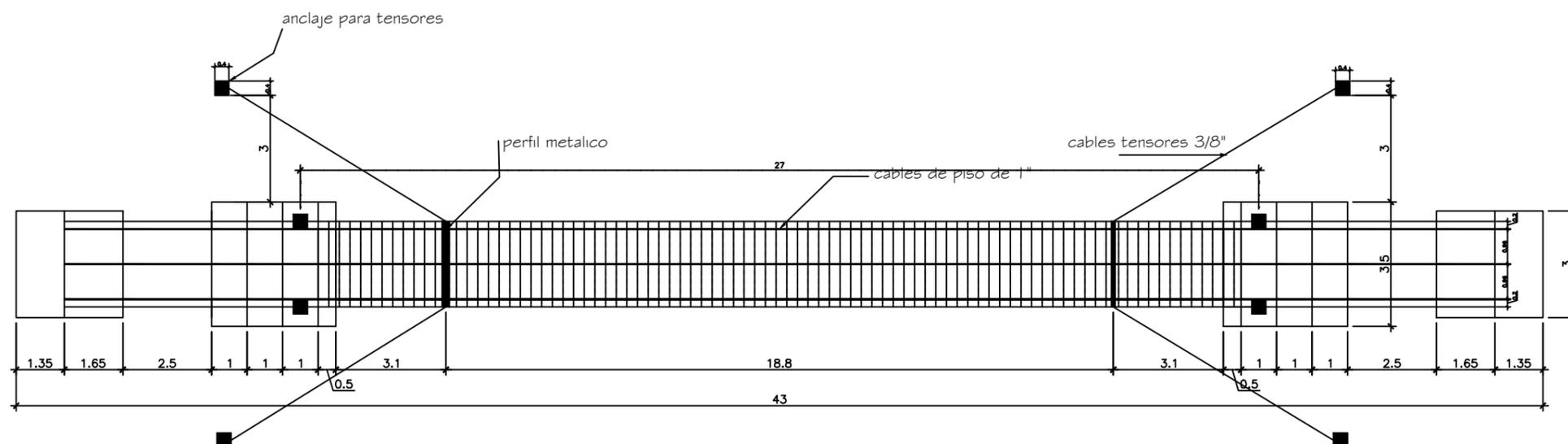
UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO



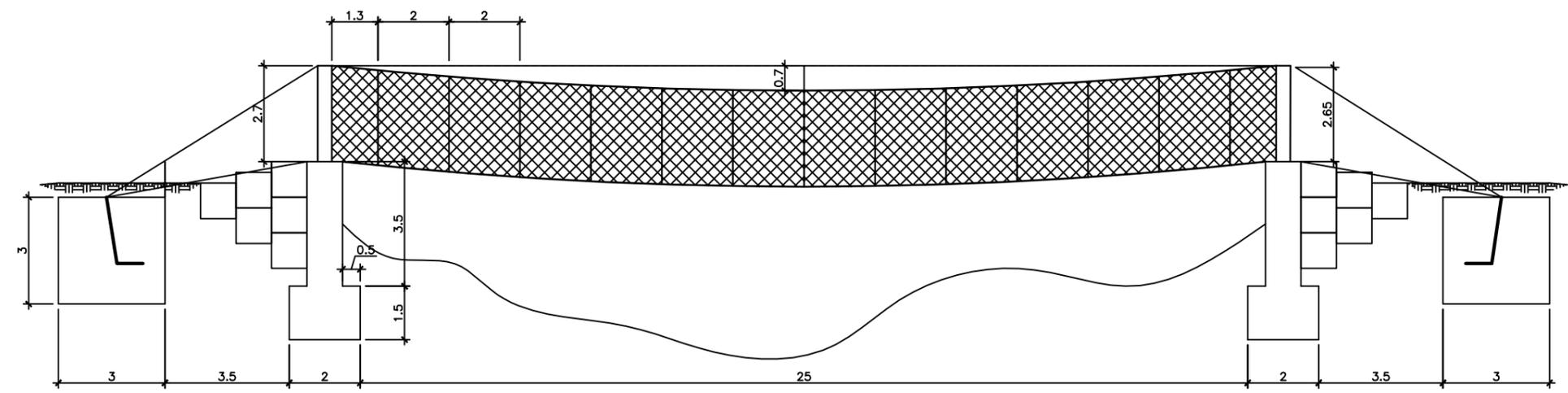
PERFIL A-A
ESCALA HORIZONTAL 1 : 1000
ESCALA VERTICAL 1 : 800



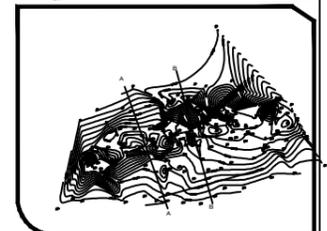
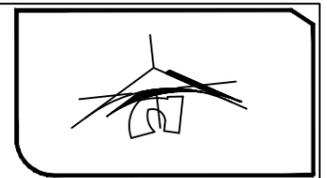
PERFIL B-B
ESCALA HORIZONTAL 1 : 1000
ESCALA VERTICAL 1 : 800



PLANTA ACOTADA
Esc. 1/125



ELEVACION LATERAL ACOTADA
Esc. 1/125



MUNICIPALIDAD DE
TOTONICAPAN

UBICACIÓN
DEL
PROYECTO: CASERIO XOLVEYA,
ALDEA CHUANOJ,
TOTONICAPAN

CONTIENE:
PLANTA-PERFIL

DISEÑO: FREDY TZOC

CALCULO: FREDY TZOC

DIBUJO: FREDY TZOC

ESCALA: INDICADA

FECHA: FEBRERO DE 2016

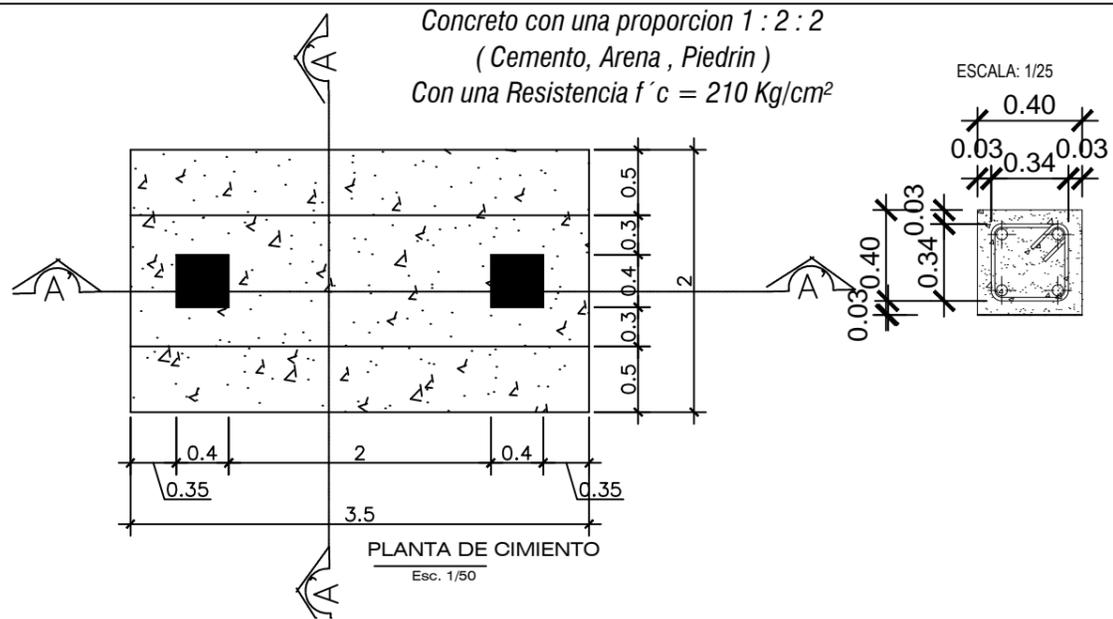
ESPECIFICACIONES

ING. LUIS ALFARO VÉLIZ
ASESOR E.P.S

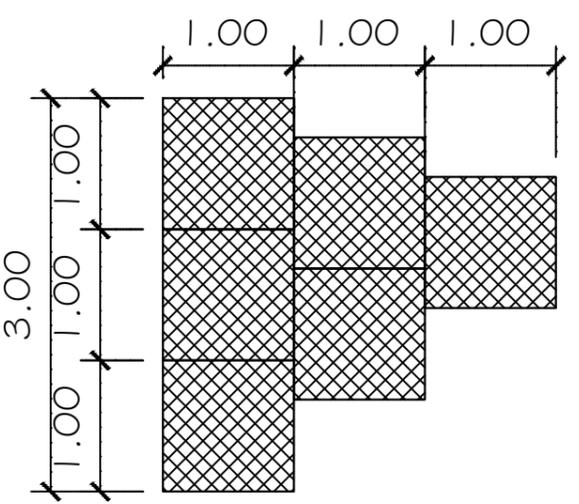
HOJA:
3/4

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

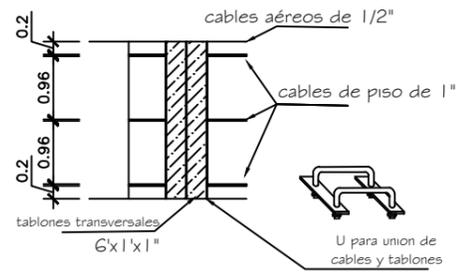




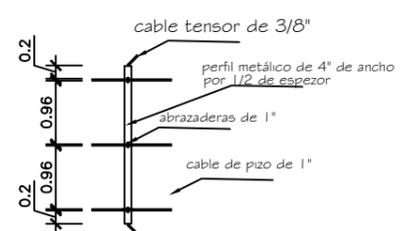
4 No. corridos + EST.
No.3 @ 0.15
Concreto con una proporcion 1 : 2 : 2
(Cemento, Arena, Piedrin)
Con una Resistencia $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$



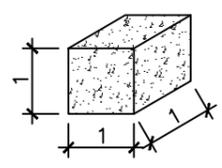
PLANTA DE GABIONES
Esc. 1/50



DETALLE DE SISTEMA DE PISO
Esc. 1/50

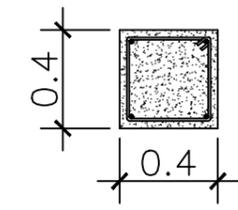


PERFIL METALICO PARA UNION DE CABLES
Esc. 1/50



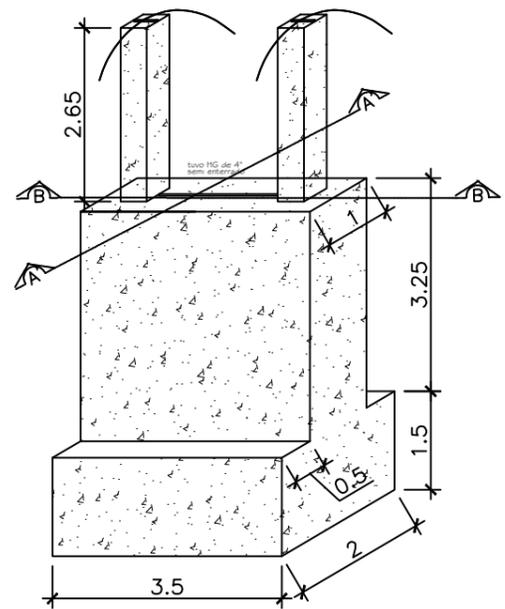
ISOMETRICO DE ANCLAJE DE TENSORES
Esc. 1/50

Anclaje con concreto ciclópeo, en proporcion 67% de Piedra de canto rodado y 33% de concreto
Concreto con una proporcion 1 : 2 : 2
(Cemento, Arena, Piedrin)
Con una Resistencia $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

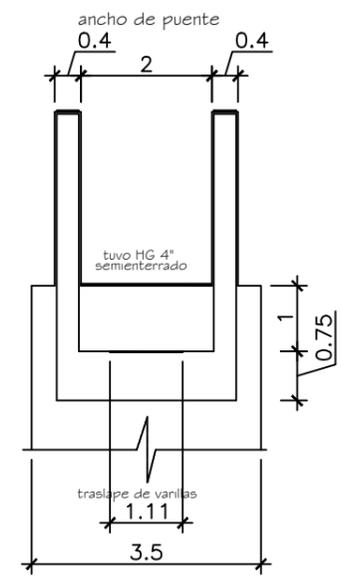


DETALLE DE TORRES
Esc. 1/75

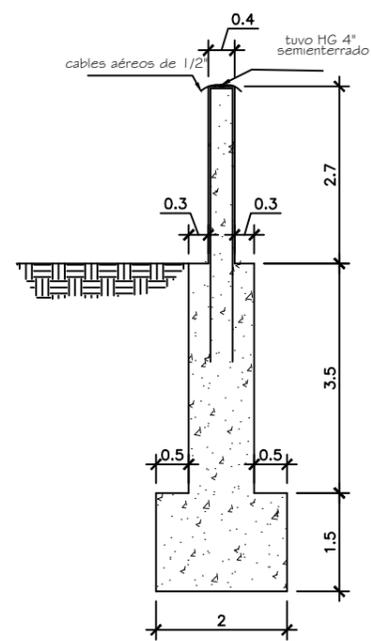
Concreto con una proporcion 1 : 2 : 2
(Cemento, Arena, Piedrin)
Con una Resistencia $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$



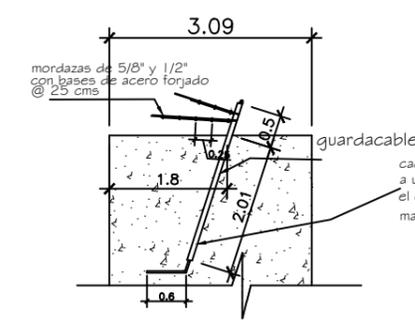
ISOMETRICO DE CIMIENTO + COLUMNAS
Esc. 1/75
Concreto con una proporcion 1 : 2 : 2
(Cemento, Arena, Piedrin)
Con una Resistencia $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$



CIMIENTO SECCION B-B'
Esc. 1/75



CIMIENTO + TORRES SECCION A-A'
Esc. 1/75
Concreto con una proporcion 1 : 2 : 2
(Cemento, Arena, Piedrin)
Con una Resistencia $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$



DETALLE DE ATADO DE CABLES
Esc. 1/75
Concreto con una proporcion 1 : 2 : 2
(Cemento, Arena, Piedrin)
Con una Resistencia $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$



MUNICIPALIDAD DE TOTONICAPAN

UBICACION DEL PROYECTO: CASERIO XOLVEYA, ALDEA CHUANOJ, TOTONICAPAN

CONTIENE: DETALLES CONSTRUCTIVOS

DISEÑO: FREDY TZOC

CALCULO: FREDY TZOC

DIBUJO: FREDY TZOC

ESCALA: INDICADA

FECHA: FEBRERO DE 2016

EESPECIFICACIONES

ING. LUIS ALFARO VÉLIZ
ASESOR E.P.S

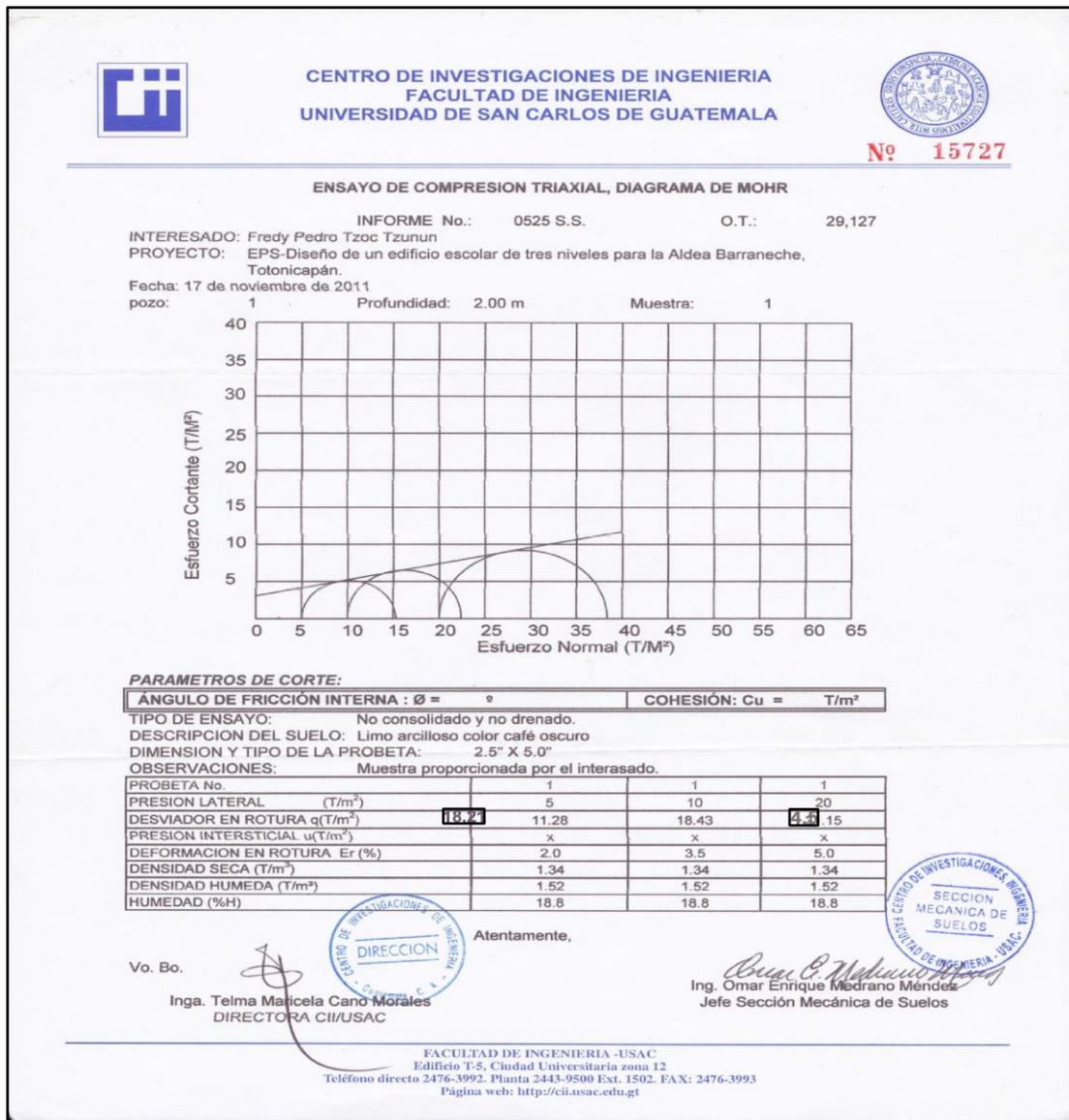
HOJA: 4/4

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO



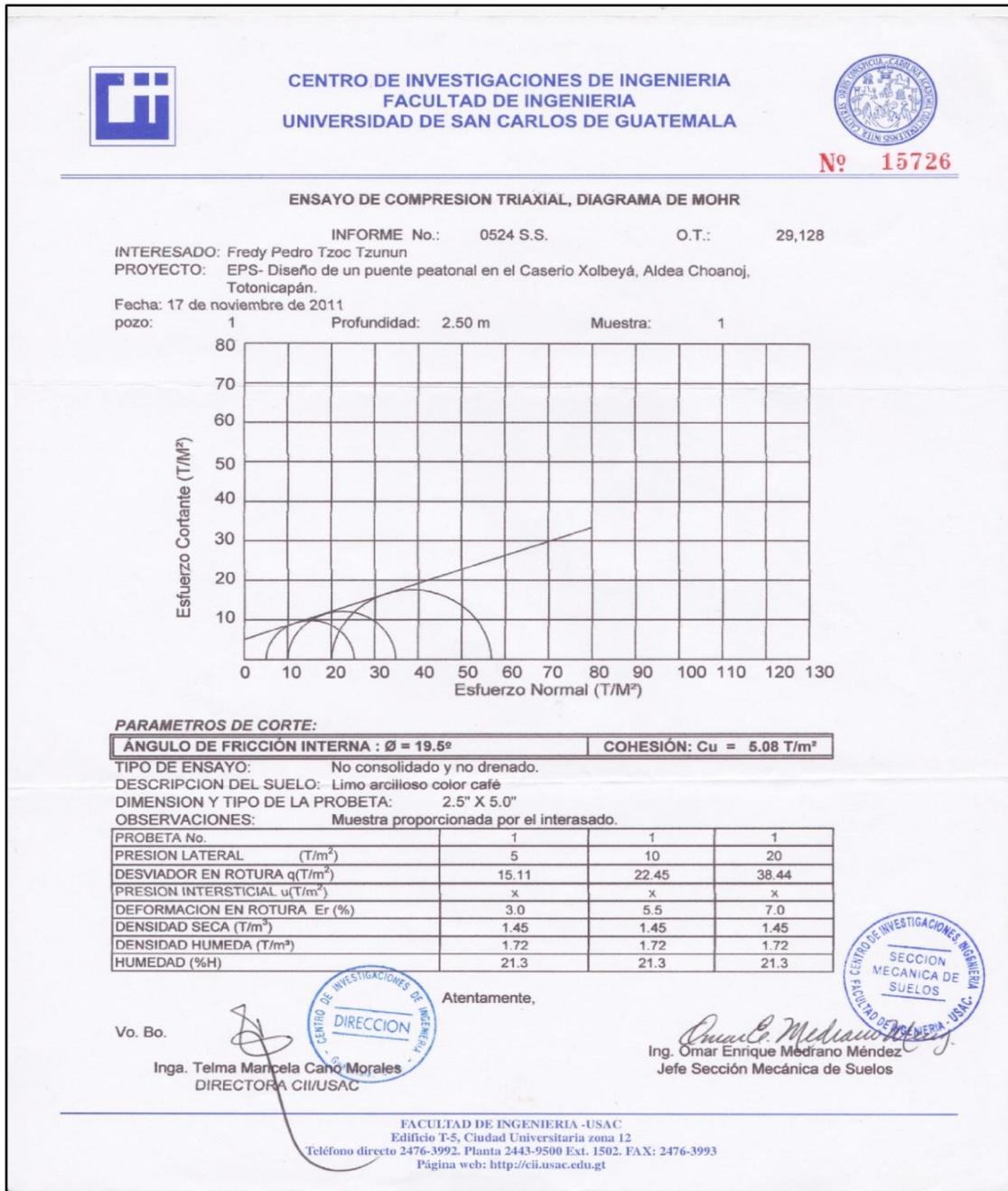
ANEXOS

Anexo 1. Resultados del ensayo de compresión triaxial para el edificio



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Usac.

Anexo 2. **Resultados del ensayo de compresión triaxial para el puente colgante peatonal**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Usac.

Anexo 3. **Coefficientes para momentos negativos en losas**

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
	<input type="checkbox"/>								
1.00 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.045 0.045	0.076	0.050 0.050	0.075	0.071	0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.050 0.041	0.072	0.055 0.045	0.079	0.075	0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.055 0.037	0.070	0.060 0.040	0.080	0.079	0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.060 0.031	0.065	0.066 0.034	0.082	0.083	0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.065 0.027	0.061	0.071 0.029	0.083	0.086	0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.069 0.022	0.056	0.076 0.024	0.085	0.088	0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.074 0.017	0.050	0.081 0.019	0.086	0.091	0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.077 0.014	0.043	0.085 0.015	0.087	0.093	0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.081 0.010	0.035	0.089 0.011	0.088	0.095	0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.084 0.007	0.028	0.092 0.008	0.089	0.096	0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50 $C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.086 0.006	0.022	0.094 0.006	0.090	0.097	0.014	0.089 0.010	0.088 0.003

Fuente: NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 378.

Anexo 4. **Coefficients for positive moments due to dead load on slabs**

Relación l_b	Caso1	Caso2	Caso3	Caso4	Caso5	Caso6	Caso7	Caso8	Caso9
1.00	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,dl}$	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
$C_{b,dl}$	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,dl}$	0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
$C_{b,dl}$	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,dl}$	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
$C_{b,dl}$	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,dl}$	0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
$C_{b,dl}$	0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.80	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,dl}$	0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
$C_{b,dl}$	0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010
0.75	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,dl}$	0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
$C_{b,dl}$	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.70	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,dl}$	0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033
$C_{b,dl}$	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,dl}$	0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034
$C_{b,dl}$	0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.60	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,dl}$	0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
$C_{b,dl}$	0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,dl}$	0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
$C_{b,dl}$	0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.50	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,dl}$	0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
$C_{b,dl}$	0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002

Fuente: NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 379.

Anexo 5. **Coeficientes para momentos positivos debidos a carga viva en losas**

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,II}$ $C_{b,II}$	0.036 0.036	0.027 0.027	0.027 0.032	0.032 0.032	0.032 0.027	0.035 0.032	0.032 0.035	0.028 0.030	0.030 0.028
0.95	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,II}$ $C_{b,II}$	0.040 0.033	0.030 0.025	0.031 0.029	0.035 0.029	0.034 0.024	0.038 0.029	0.036 0.032	0.031 0.027	0.032 0.025
0.90	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,II}$ $C_{b,II}$	0.045 0.029	0.034 0.022	0.035 0.027	0.039 0.026	0.037 0.021	0.042 0.025	0.040 0.029	0.035 0.024	0.036 0.022
0.85	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,II}$ $C_{b,II}$	0.050 0.026	0.037 0.019	0.040 0.024	0.043 0.023	0.041 0.019	0.046 0.022	0.045 0.026	0.040 0.022	0.039 0.020
0.80	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,II}$ $C_{b,II}$	0.056 0.023	0.041 0.017	0.045 0.022	0.048 0.020	0.044 0.016	0.051 0.019	0.051 0.023	0.044 0.019	0.042 0.017
0.75	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,II}$ $C_{b,II}$	0.061 0.019	0.045 0.014	0.051 0.019	0.052 0.016	0.047 0.013	0.055 0.016	0.056 0.020	0.049 0.016	0.046 0.013
0.70	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,II}$ $C_{b,II}$	0.068 0.016	0.049 0.012	0.057 0.016	0.057 0.014	0.051 0.011	0.060 0.013	0.063 0.017	0.054 0.014	0.050 0.011
0.65	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,II}$ $C_{b,II}$	0.074 0.013	0.053 0.010	0.064 0.014	0.062 0.011	0.055 0.009	0.064 0.010	0.070 0.014	0.059 0.011	0.054 0.009
0.60	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,II}$ $C_{b,II}$	0.081 0.010	0.058 0.007	0.071 0.011	0.067 0.009	0.059 0.007	0.068 0.008	0.077 0.011	0.065 0.009	0.059 0.007
0.55	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,II}$ $C_{b,II}$	0.088 0.008	0.062 0.006	0.080 0.009	0.072 0.007	0.063 0.005	0.073 0.006	0.085 0.009	0.070 0.007	0.063 0.006
0.50	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,II}$ $C_{b,II}$	0.095 0.006	0.066 0.004	0.088 0.007	0.077 0.005	0.067 0.004	0.078 0.005	0.092 0.007	0.076 0.005	0.067 0.004

Fuente: NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 380.

