



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

**DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ESCUELA OFICIAL
URBANA MIXTA REPÚBLICA FEDERAL DE CENTRO AMÉRICA, CASCO URBANO Y DE
UN SALÓN DE USOS MÚLTIPLES, ALDEA CHOACORRAL, SAN LUCAS SACATEPÉQUEZ,
SACATEPÉQUEZ**

Rubí Abigail Gomez Córdova

Asesorada por la Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra

Guatemala, marzo de 2017

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ESCUELA OFICIAL
URBANA MIXTA REPÚBLICA FEDERAL DE CENTRO AMÉRICA, CASCO URBANO Y DE
UN SALÓN DE USOS MÚLTIPLES, ALDEA CHOACORRAL, SAN LUCAS SACATEPÉQUEZ,
SACATEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

RUBÍ ABIGAIL GOMEZ CÓRDOVA

ASESORADA POR LA INGA. MAYRA REBECA GARCÍA SORIA DE SIERRA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERA CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2017

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	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Jurgen Andoni Ramírez Ramírez
VOCAL V	Br. Oscar Humberto Galicia Nuñez
SECRETARIO	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADORA	Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

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 UNA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ESCUELA OFICIAL URBANA MIXTA REPÚBLICA FEDERAL DE CENTRO AMÉRICA, CASCO URBANO Y DE UN SALÓN DE USOS MÚLTIPLES, ALDEA CHOACORRAL, SAN LUCAS SACATEPÉQUEZ, SACATEPÉQUEZ

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 7 de mayo de 2015.

Rubí Abigail Gomez Córdova



Guatemala, 23 de septiembre de 2016
REF.EPS.DOC.688.09.16

Inga. Christa Classon de Pinto
Directora
Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Classon de Pinto:

Por este medio atentamente le informo que como Asesora-Supervisora de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), de la estudiante universitaria **Rubi Abigail Gomez Córdova** con carné No. **200924507**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ESCUELA OFICIAL URBANA MIXTA REPÚBLICA FEDERAL DE CENTRO AMÉRICA, CASCO URBANO Y DE UN SALÓN DE USOS MÚLTIPLES, ALDEA CHOACORRAL, SAN LUCAS SACATEPÉQUEZ, SACATEPÉQUEZ.**

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"

Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra
Asesor-Supervisor de EPS de Ingeniería y EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
MRGSdS/ra



Guatemala, 15 de febrero de 2017

Ref.EPS.D.51.02.17

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco:

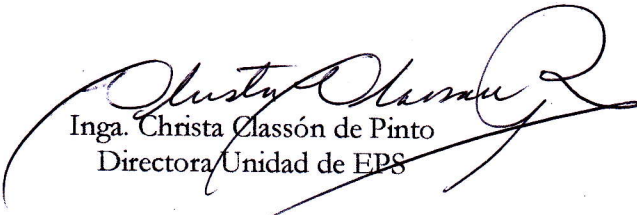
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ESCUELA OFICIAL URBANA MIXTA REPÚBLICA FEDERAL DE CENTRO AMÉRICA, CASCO URBANO Y DE UN SALÓN DE USOS MÚLTIPLES, ALDEA CHOACORRAL, SAN LUCAS SACATEPÉQUEZ, SACATEPÉQUEZ**, que fue desarrollado por la estudiante universitaria **Rubi Abigail Gomez Córdova, Registro Académico 200924507 y CUI 2062 74076 0101**, quien fue debidamente asesorada y supervisada por la **Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Christa Classón de Pinto
Directora Unidad de EPS

CCdP/ra



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA

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

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Guatemala,
08 de febrero de 2017

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 UNA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ESCUELA OFICIAL URBANA MIXTA REPÚBLICA FEDERAL DE CENTRO AMÉRICA, CASCO URBANO Y DE UN SALÓN DE USOS MÚLTIPLES, ALDEA CHOACORRAL, SAN LUCAS SACATEPÉQUEZ, SACATEPÉQUEZ desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil Rubí Abigail Gomez Córdova, con Carnet No. 200924507 , quien contó con la asesoría de la Inga. Mayra Rebeca García Soria.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/mrrm.



Mas de 136 años de Trabajo y Mejora Continua



USAC

TRICENTENARIA

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA

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

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen de la Asesora Inga. Mayra Rebeca García Soria y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto, al trabajo de graduación de la estudiante Rubi Abigail Gomez Córdova titulado **DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ESCUELA OFICIAL URBANA MIXTA REPÚBLICA FEDERAL DE CENTRO AMÉRICA, CASCO URBANO Y DE UN SALÓN DE USOS MÚLTIPLES, ALDEA CHOACORRAL, SAN LUCAS SACATEPÉQUEZ, SACATEPÉQUEZ** da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, marzo 2017.

/mrrm.





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 UNA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ESCUELA OFICIAL URBANA MIXTA REPÚBLICA FEDERAL DE CENTRO AMÉRICA, CASCO URBANO Y DE UN SALÓN DE USOS MÚLTIPLES, ALDEA CHOACORRAL, SAN LUCAS SACATEPÉQUEZ, SACATEPÉQUEZ**, presentado por la estudiante universitaria: **Rubí Abigail Gomez Córdova**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano

Guatemala, marzo de 2017



/cc

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por guiarme e iluminarme en todo momento, permitiendo que alcance todas mis metas y aspiraciones.
- Mis padres** Helder Ulises Gómez y Rebeca Abigail Córdova Sánchez, por su esfuerzo y dedicación, por los ideales y valores que me han inculcado y por el gran ejemplo que han sido. Les agradezco su confianza, apoyo y amor incondicional.
- Mis hermanos** Helder Fabián y Jeimy Nairobi, por su gran amor, apoyo y por animarme siempre. Gracias por su ejemplo.
- Mis sobrinos** Fabián André y Helder Gabriel Gómez Ramírez y Mario Roberto Gómez Morales por la luz y alegría que le dan a mi vida.
- Mis abuelos** En especial a María Teresa del Pilar Gómez Sánchez (q. d. e. p.), por su amor y consejos.
- Mis tíos** Por sus consejos y cariño que siempre me demuestran.

Mis primos

Por todos los momentos especiales que hemos vivido y por su cariño.

Mis amigos

Por su valiosa y sincera amistad, por su cariño y por todos los momentos que hemos vivido.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	En especial a la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería, por ser fundamental en el proceso de mi formación como profesional.
Mis padres	Por todas las muestras de amor que siempre me brindan, por su confianza y apoyo incondicional.
Mis hermanos	Por siempre demostrarme su amor y apoyo y alentarme durante toda mi vida.
Mi asesora	Por su orientación y apoyo durante el desarrollo de este trabajo de graduación.
Municipalidad de San Lucas Sacatepéquez	Por permitirme realizar el ejercicio profesional supervisado en sus instalaciones y brindarme la confianza y todo lo necesario para el desarrollo de este trabajo de graduación.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
GLOSARIO	XVII
RESUMEN.....	XXI
OBJETIVOS.....	XXIII
INTRODUCCIÓN	XXV
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía de San Lucas Sacatepéquez.....	1
1.1.1. Antecedentes.....	1
1.1.2. Características geográficas	2
1.1.2.1. Localización del municipio	2
1.1.2.2. Extensión territorial	3
1.1.2.3. Ubicación geográfica	3
1.1.2.4. Distribución territorial	3
1.1.2.5. Aspectos topográficos	4
1.1.2.6. Límites y colindancias.....	5
1.1.2.7. Clima	6
1.1.2.8. Vías de acceso	6
1.1.3. Características socioeconómicas	7
1.1.3.1. Demografía.....	7
1.1.3.1.1. Población.....	7
1.1.3.1.2. Idioma.....	9
1.1.3.2. Actividades económicas	9
1.1.3.3. Turismo.....	9

1.1.3.4.	Servicios existentes.....	10
1.1.3.4.1.	Educación	10
1.1.3.4.2.	Salud.....	11
1.1.3.4.3.	Energía eléctrica	11
1.1.3.4.4.	Agua potable	12
1.1.3.4.5.	Drenaje.....	12
1.2.	Principales necesidades del municipio.....	13
1.2.1.	Descripción de las necesidades	13
1.2.2.	Evaluación y priorización de las necesidades	15
2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.....	17
2.1.	Diseño de una edificación escolar de dos niveles para la Escuela Oficial Urbana Mixta República Federal de Centro América, casco urbano, San Lucas Sacatepéquez.....	17
2.1.1.	Descripción del proyecto	17
2.1.2.	Levantamiento topográfico	18
2.1.3.	Estudio de suelos	18
2.1.3.1.	Ensayo de compresión triaxial.....	18
2.1.4.	Preliminares	23
2.1.4.1.	Limpieza y demolición	23
2.1.5.	Normas de diseño	24
2.1.6.	Diseño arquitectónico.....	24
2.1.6.1.	Requerimiento de áreas	24
2.1.6.2.	Distribución de ambientes	25
2.1.6.3.	Altura del edificio.....	25
2.1.7.	Análisis estructural	25
2.1.7.1.	Selección del sistema estructural a utilizar.....	25
2.1.7.1.1.	Sistema de marcos	26

2.1.7.2.	Predimensionamiento de elementos estructurales	26
2.1.7.2.1.	Columnas	26
2.1.7.2.2.	Vigas	28
2.1.7.2.3.	Losas.....	29
2.1.7.3.	Modelos matemáticos de marcos	30
2.1.7.4.	Análisis de cargas.....	32
2.1.7.4.1.	Cargas verticales.....	32
2.1.7.4.2.	Cargas horizontales por AGIES	38
2.1.7.5.	Análisis de momento último con método numérico y comparación con <i>software</i>	59
2.1.7.5.1.	Diagramas de momentos.....	80
2.1.7.5.2.	Envolvente de momento	96
2.1.8.	Diseño estructural.....	107
2.1.8.1.	Diseño de losas	107
2.1.8.2.	Diseño de vigas	122
2.1.8.3.	Diseño de columnas	134
2.1.8.4.	Diseño de la cimentación.....	149
2.1.8.4.1.	Diseño de cimiento corrido	149
2.1.8.4.2.	Diseño de zapatas.....	151
2.1.8.5.	Diseño de muros tabiques	181
2.1.9.	Diseño de instalaciones.....	183
2.1.9.1.	Instalaciones eléctricas.....	183
2.1.9.2.	Instalaciones hidráulicas.....	185

	2.1.9.3.	Instalaciones sanitarias	186
2.1.10.		Desarrollo del proyecto	188
	2.1.10.1.	Presupuesto	188
	2.1.10.2.	Cronograma de ejecución	190
	2.1.10.3.	Elaboración de planos.....	191
	2.1.10.4.	Evaluación ambiental inicial	192
2.2.		Diseño de un salón de usos múltiples, aldea Choacorrál, San Lucas Sacatepéquez	201
2.2.1.		Descripción del proyecto	201
2.2.2.		Levantamiento topográfico	202
2.2.3.		Estudio de suelos	202
	2.2.3.1.	Ensayo de compresión triaxial.....	202
2.2.4.		Normas de diseño	205
2.2.5.		Diseño arquitectónico	205
	2.2.5.1.	Distribución de ambientes	205
	2.2.5.2.	Altura del edificio	206
	2.2.5.3.	Tipo de estructura	206
2.2.6.		Análisis estructural	207
	2.2.6.1.	Selección del sistema estructural a utilizar	207
	2.2.6.2.	Análisis de cargas	207
	2.2.6.2.1.	Cargas verticales	207
	2.2.6.2.2.	Cargas horizontales por AGIES.....	208
	2.2.6.3.	Método simplificado en muros de mampostería	217
	2.2.6.3.1.	Selección de la cubierta	234

	2.2.6.3.2.	Selección de la estructura de apoyo....	236
2.2.7.		Diseño estructural.....	237
	2.2.7.1.	Diseño de la cimentación.....	238
		2.2.7.1.1. Diseño del cimient corrido	238
		2.2.7.1.2. Diseño de zapatas.....	245
2.2.8.		Diseño de instalaciones.....	245
	2.2.8.1.	Instalaciones eléctricas.....	245
	2.2.8.2.	Instalaciones hidráulicas.....	247
	2.2.8.3.	Instalaciones sanitarias	251
2.2.9.		Desarrollo del proyecto.....	255
	2.2.9.1.	Presupuesto.....	255
	2.2.9.2.	Cronograma de ejecución.....	256
	2.2.9.3.	Elaboración de planos	257
	2.2.9.4.	Evaluación ambiental inicial.....	258
CONCLUSIONES			269
RECOMENDACIONES.....			271
BIBLIOGRAFÍA.....			273
APÉNDICES			275
ANEXOS.....			279

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización de San Lucas Sacatepéquez.....	2
2.	Colindancias de San Lucas Sacatepéquez	5
3.	Proyección de la población por grupos etarios.....	8
4.	Área tributaria de columna crítica.....	28
5.	Modelo matemático del marco 3 sentido Y	31
6.	Modelo matemático del marco B sentido X	32
7.	Áreas tributarias para vigas críticas	34
8.	Cargas verticales sobre el marco 3 sentido Y	37
9.	Cargas verticales sobre el marco B sentido X.....	38
10.	Fallas geológicas cercanas a San Lucas Sacatepéquez	44
11.	Centro de masa y centro de rigidez de diseño	56
12.	Fuerzas horizontales marco B sentido X.....	58
13.	Fuerzas horizontales marco 3 sentido Y	58
14.	Momentos de carga muerta. Vigas, marco B sentido X	81
15.	Momentos de carga muerta. Columnas, marco B, sentido X	81
16.	Momentos de carga viva. Vigas, marco B sentido X	82
17.	Momentos de carga viva. Columnas, marco B sentido X.....	82
18.	Momentos de carga de sismo. Vigas, marco B sentido X	83
19.	Momentos de carga de sismo. Columnas, marco B sentido X.....	83
20.	Momentos de carga muerta, marco 3 sentido Y	84
21.	Momentos de carga viva, marco 3 sentido Y	84
22.	Momentos de carga de sismo, marco 3 sentido Y	85

23.	Momentos de carga muerta, marco B sentido X. Utilizando SAP2000.....	86
24.	Momentos de carga viva, marco B sentido X. Utilizando SAP2000	86
25.	Momentos de carga sísmica, marco B sentido X. Utilizando SAP2000.....	87
26.	Momentos de carga muerta, marco 3 sentido Y. Utilizando SAP2000.....	88
27.	Momentos de carga viva, marco 3 sentido Y. Utilizando SAP2000	89
28.	Momentos de carga sísmica, marco 3 sentido Y. Utilizando SAP2000.....	90
29.	Momentos de carga sísmica para el elemento A-B.....	91
30.	Diagrama de momentos últimos. Vigas, marco B eje X	100
31.	Diagrama de momentos últimos. Columnas, marco B eje X	100
32.	Diagrama de momentos últimos, marco 3 eje Y	102
33.	Diagrama de corte último. Vigas, marco B eje X.....	105
34.	Diagrama de corte último. Columnas, marco B eje X	105
35.	Diagrama de corte último, marco 3 eje Y	107
36.	Planta típica de distribución de losas.....	108
37.	Momentos actuantes en losas	112
38.	Momentos balanceados en losas.....	117
39.	Sección de losa.....	121
40.	Diagrama de momento último en kg-m. Viga 5-6, eje Y.....	124
41.	Diagrama de corte último en kg. Viga 5-6, eje Y.....	130
42.	Elevación de viga 5-6.....	133
43.	Detalle de armado de viga 5-6.....	133
44.	Elevación de columna	148
45.	Armado de columna.....	149
46.	Armado de cimiento corrido	150
47.	Falla por corte simple.....	155

48.	Falla por corte por punzonamiento.....	157
49.	Detalle de zapata tipo Z1	161
50.	Diagrama de cuerpo libre	163
51.	Cálculo de dimensiones de zapata combinada	164
52.	Diagrama de cuerpo libre de la zapata en sentido de L	165
53.	Presiones ejercidas sobre el suelo en ton/m ²	167
54.	Presiones sobre el cimiento	168
55.	Presiones últimas por metro lineal	170
56.	Diagrama de corte y momento	172
57.	Armado de zapata combinada	180
58.	Cronograma de ejecución del edificio escolar.....	190
59.	Velocidad básica del viento en km/h de Guatemala.....	210
60.	Centro de masa y centro de rigidez.....	221
61.	Relación modular	229
62.	Detalle de la sección de las mochetas	232
63.	Detalle de soleras	234
64.	Diagrama flecha / luz.....	235
65.	Detalle de la viga tipo canal	237
66.	Detalle de cimiento corrido CC-1	243
67.	Sección de cimiento corrido CC-2.....	245
68.	Cronograma de ejecución del salón de usos múltiples	257

TABLAS

I.	Distribución territorial de San Lucas Sacatepéquez.....	3
II.	Parámetros climáticos del municipio	6
III.	Centros educativos públicos dentro de San Lucas Sacatepéquez.....	10
IV.	Cobertura del servicio de drenaje en el municipio.....	12
V.	Resultados del ensayo de compresión triaxial	18

VI.	Tabla de factores de forma, profundidad e inclinación.....	21
VII.	Factores de forma, profundidad e inclinación	22
VIII.	Valor soporte permisible según tipo de suelo	23
IX.	Alturas o espesores mínimos de vigas	29
X.	Resumen de cargas verticales.....	33
XI.	Integración del peso total de la edificación	40
XII.	Clasificación de sitio	42
XIII.	Coeficiente de sitio F_a	43
XIV.	Coeficiente de sitio F_v	43
XV.	Tipo de fuente sísmica.....	45
XVI.	Factor de proximidad de fuente sísmica N_a	45
XVII.	Factor de proximidad de fuente sísmica N_v	46
XVIII.	Cálculo de fuerza horizontal por nivel.....	51
XIX.	Tabla resumen de cálculo de corte por sismo	52
XX.	Determinación del centro de masa de la estructura.....	53
XXI.	Determinación del centro de rigidez de la estructura.....	54
XXII.	Cálculo de excentricidades.....	55
XXIII.	Determinación de las fuerzas por torsión y por marco, eje X.....	57
XXIV.	Determinación de las fuerzas por torsión y por marco, eje Y.....	57
XXV.	Momentos fijos para carga muerta, marco B sentido X	60
XXVI.	Momentos fijos para carga viva, marco B sentido X	61
XXVII.	Momentos fijos para carga muerta, marco 3 sentido Y.....	61
XXVIII.	Momentos fijos para carga viva, marco 3 sentido Y.....	62
XXIX.	Rigidez de elementos estructurales, sentido X.....	62
XXX.	Rigidez de elementos estructurales, sentido Y	63
XXXI.	Factores de giro, marco 3 sentido Y	63
XXXII.	Factores de giro, marco B sentido X.....	64

XXXIII.	Momentos de sujeción, marco B sentido X	65
XXXIV.	Momentos de sujeción, marco 3 sentido Y.....	65
XXXV.	Influencias de giro, iteración 11, carga muerta y carga viva, marco B sentido X.....	66
XXXVI.	Influencias de giro, iteración 11, carga muerta y carga viva, marco 3 sentido Y	68
XXXVII.	Momentos finales negativos, carga muerta, marco B sentido X.....	68
XXXVIII.	Momentos finales negativos, carga viva, marco B sentido X	70
XXXIX.	Momentos finales negativos, carga muerta, marco 3 sentido Y	71
XL.	Momentos finales, carga viva, marco 2 sentido Y	71
XLI.	Momento positivo, carga muerta y viva, marco B sentido X.....	72
XLII.	Momento positivo, carga muerta y viva, marco 3 sentido Y	73
XLIII.	Influencia de desplazamiento, iteración 11, marco B sentido X	76
XLIV.	Influencia de desplazamiento, iteración 11, marco 3 sentido Y.....	78
XLV.	Momentos finales, carga de sismo, marco B sentido X.....	79
XLVI.	Momentos finales, carga de sismo, marco 3 sentido Y	80
XLVII.	Comparación entre resultados de kani y SAP2000. Eje X	91
XLVIII.	Comparación entre resultados de Kani y SAP2000. Eje Y	95
XLIX.	Envolvente de momentos en vigas, marco B eje X	97
L.	Envolvente de momentos en columnas, marco B eje X	98
LI.	Envolvente de momentos en vigas, marco 3 eje Y	101
LII.	Envolvente de momentos en columnas, marco 3 eje Y.....	101
LIII.	Corte último en vigas, marco B sentido X	103
LIV.	Corte último en columnas, marco B sentido X	104
LV.	Corte último en vigas, marco 3 sentido Y.....	106
LVI.	Corte último en columnas, marco 3 sentido Y.....	106
LVII.	Momentos balanceados en losas.....	116
LVIII.	Armado longitudinal en vigas del segundo nivel, sentido X.....	127
LIX.	Armado longitudinal en vigas del primer nivel, sentido X	128

LX.	Armado longitudinal en vigas, sentido Y	129
LXI.	Armado transversal en vigas, sentido X.....	132
LXII.	Armado transversal en vigas, sentido X.....	132
LXIII.	Circuitos de fuerza	185
LXIV.	Circuitos de iluminación	185
LXV.	Presupuesto del edificio escolar	188
LXVI.	Evaluación de impacto ambiental inicial	192
LXVII.	Resultados del ensayo de compresión triaxial.....	202
LXVIII.	Factores de capacidad de carga de Terzaghi.....	204
LXIX.	Altura recomendada para la edificación.....	206
LXX.	Cargas verticales de paneles para techo curvo	208
LXXI.	Momento de volteo	217
LXXII.	Cálculo de centro de masa en muros	218
LXXIII.	Cálculo de centro de rigidez en muros.....	219
LXXIV.	Cálculo de fuerzas cortantes distribuidas en muros.....	222
LXXV.	Cálculo de momento de volteo distribuido en muros	223
LXXVI.	Relación flecha luz óptima	235
LXXVII.	Circuitos de fuerza	247
LXXVIII.	Circuitos de iluminación	247
LXXIX.	Cálculo de subramales	248
LXXX.	Unidades de gasto según aparato sanitario.....	249
LXXXI.	Gastos probables para el método de <i>Hunter</i>	250
LXXXII.	Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones simples y sifones de descarga	252
LXXXIII.	Diámetro de las derivaciones en colector	253
LXXXIV.	Área máxima a drenar con una bajada de agua pluvial	254
LXXXV.	Presupuesto del salón de usos múltiples.....	255
LXXXVI.	Evaluación de impacto ambiental inicial	259

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
@	A cada cierta distancia
h	Altura de la sección transversal del elemento
Hm	Altura del muro
b	Ancho de la sección transversal del elemento
ϕ	Ángulo de fricción interna
A	Área
As	Área de acero
Ag	Área gruesa de la columna
P	Carga axial
Pu	Carga axial última de la columna
Pc	Carga de pandeo de la columna
CM	Carga muerta
CU	Carga última
CV	Carga viva
Q	Caudal
cm	centímetros
cm²	centímetros cuadrados
cg	Centro de gravedad
Cm	Centro de masa
CR	Centro de rigidez
Ce	Coefficiente de exposición
Cq	Coefficiente de presión del viento
Cs	Coefficiente de sismo de diseño

C⁻	Coeficiente para momento negativo
C⁺	Coeficiente para momento positivo
c	Cohesión
Vact	Corte actuante
Vb	Corte basal
Vres	Cortante resistente
ρ	Cuantía de acero
Δ	Deformación lateral
Df	Desplante de cimentación
\emptyset	Diámetro
di	Distancia del centro de rigidez al elemento
bc	Distancia entre los extremos del refuerzo longitudinal
s	Espaciamiento del acero de refuerzo
t	Espesor
E	Esbeltez de la columna
e	excentricidad
Fa	Esfuerzo de compresión axial máximo
fa	Esfuerzo de compresión axial actuante
Fb	Esfuerzo de compresión por flexión máximo
fb	Esfuerzo de compresión por flexión actuante
fs	Esfuerzo de tensión
FCU	Factor de carga última
ü	Factor de corrimiento
D	Factor de distribución de la rigidez
β	Factor de flujo plástico
μ	Factor de giro
δ	Factor de magnificación de momentos
Φ	Factor de reducción de la resistencia del concreto
Qn	Fuerza cortante de piso

Fv	Fuerza cortante en muros
Vcol	Fuerza cortante última en columnas
Vv	Fuerza cortante última en vigas
Fi	Fuerzas de piso
Fd	Fuerza lateral distribuida
Fm	Fuerzas por marco
ψ	Grado de empotramiento
°C	Grados centígrados
Kg	Kilogramo
Kg-m	Kilogramo metro
Kg/cm²	Kilogramo por centímetro cuadrado
Kg/m²	Kilogramo por metro cuadrado
Km/hr	Kilómetro por hora
PSI	libra sobre pulgada cuadrada
fy	límite de fluencia del acero
L	Longitud del elemento
Lc	Longitud de confinamiento
m	metro
m²	metro cuadrado
m³	metro cúbico
mm/hr	milímetro por hora
Es	Módulo de elasticidad del acero
Ec	Módulo de elasticidad del concreto
Em	Módulo de elasticidad de la unidad de mampostería
M	Momento
MB	Momento balanceado
MS	Momento de sujeción
MF	Momento fijo
M⁻	Momento negativo

M⁺	Momento positivo
M_u	Momento último
M_v	Momento de volteo
M_d	Momento de volteo distribuido
d	Peralte efectivo
T	Periodo fundamental de la estructura
W	Peso
γ_{concreto}	Peso específico del concreto
γ_s	Peso específico del suelo
q_u	Presión última sobre el suelo
q_{dis}	Presión de diseño
%	Porcentaje
Rec	Recubrimiento
f'c	Resistencia a la compresión del concreto
K	Rigidez
Σ	Sumatoria
ton	Tonelada
ton-m	Tonelada metro
ton/m²	Tonelada por metro cuadrado
ton/m³	Tonelada por metro cúbico
q_s	Valor soporte del suelo

GLOSARIO

ArcGIS	<i>Software</i> de sistemas de información geográfica que permite recopilar, crear, administrar, analizar, compartir y difundir información geográfica en forma de datos, modelos y mapas.
ACI	<i>American Concrete Institute.</i>
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
Autoportante	Elemento capaz de soportar todo el peso del apilamiento sin sufrir ningún deterioro.
Carga axial	Carga aplicada en el eje longitudinal de un elemento.
Carga muerta	Carga permanente soportada por un elemento, incluyendo el propio; sin mayorar.
Carga última	Suma de todas las cargas que resiste un elemento estructural, multiplicadas por un factor de amplificación. Esta es la carga que puede soportar un elemento antes de que se produzca una falla.
Carga viva	Carga producida por el uso y la ocupación de la edificación. En las cubiertas no accesibles es

producida durante el mantenimiento por trabajadores, equipo y materiales; mientras que durante la vida útil de la estructura por objetos móviles como personas.

Cimiento

Elemento estructural que sirve de base y apoyo de una estructura, distribuyendo sus cargas y transmitiéndolas directamente al suelo.

Columna

Elemento estructural que soporta carga axial a compresión y también se encuentra sometida a momentos flectores, con respecto de uno o de los dos ejes de su sección transversal; por tanto trabaja a flexocompresión.

Concreto

Material compuesto, el cual es formado, esencialmente, por un aglomerante, partículas de un agregado grueso y fino, agua y en algunos casos aditivos específicos. El aglomerante en la mayoría de los casos es cemento mezclado con una proporción adecuada de agua y las partículas de agregado grueso lo constituye la grava y del fino la arena.

EORM

Escuela Oficial Rural Mixta.

EOUM

Escuela Oficial Urbana Mixta.

Estribo

Refuerzo transversal que absorbe los esfuerzos de corte en un elemento estructural.

Excentricidad	Distancia entre el centro de masa y centro de rigidez.
Insivumeh	Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología.
Iteración	Repetir una serie de operaciones hasta obtener un dato certero.
Mampostería	Sistema tradicional que consiste en la construcción de muros, mediante la colocación manual de unidades de como ladrillos, bloques de concreto, entre otros.
Marco	Sistema estructural conformado por columnas y vigas, que soportan todas las cargas gravitacionales y horizontales.
Momento	Producto de una fuerza por la distancia perpendicular a la línea de acción de la fuerza al eje de rotación.
Nudo rígido	Conexión entre elementos estructurales que impide la rotación y el desplazamiento en cualquier dirección de un elemento con respecto de otros.
NUFED	Núcleos Familiares Educativos para el Desarrollo.
PAIN	Modalidad para la atención integral de niños menores de seis años en comunidades urbano marginales y áreas rurales de Guatemala en contexto de pobreza

que promueve la participación comunitaria y de la familia para mejorar la calidad educativa de sus hijos.

Segeplan

Secretaría de Programación y Planificación de la Presidencia.

Solera

Elemento estructural horizontal que resiste esfuerzos de corte en un muro, además de confinarlo.

Viga

Elemento estructural horizontal que trabaja principalmente a flexión.

Voladizo

Elemento apoyado solamente en uno de sus extremos mediante un empotramiento.

Zapata

Elemento estructural que tiene como objetivo transmitir la carga de la estructura al suelo.

RESUMEN

San Lucas Sacatepéquez es uno de los 16 municipios del departamento de Sacatepéquez y está ubicado a 29 km de la ciudad capital. Por esta razón, en la actualidad, el municipio se encuentra en constante crecimiento. A pesar de su cercanía con la ciudad capital, sus servicios básicos e infraestructura requieren de mejoras.

Por este motivo, mediante este trabajo de graduación se establecieron generalidades del municipio, en orden de detectar y priorizar sus principales necesidades de infraestructura y de esta forma brindar un apoyo técnico para solucionar las más inmediatas.

Por ello, a continuación se presenta el diseño de dos proyectos cuya finalidad es contribuir con el desarrollo del municipio. El primero es una edificación escolar de dos niveles para la EOUM República Federal de Centro América, ubicada en el casco urbano, que incluye cuatro aulas en el primer nivel y cinco aulas en el segundo, con un área total de 555,78 m².

Dicha edificación se diseñó bajo el sistema estructural de marcos, por tanto, las vigas y columnas soportan todas las cargas verticales y horizontales de la estructura; la cubierta y losa de entrepiso son del tipo losa maciza de concreto reforzado. Todas las cargas de la estructura son transmitidas hacia el suelo por medio de dos tipos de cimentación: zapatas concéntricas aisladas y zapatas combinadas rectangulares.

El segundo proyecto es un salón de usos múltiples situado en la aldea Choacorrál, que cubrirá un área de 300 metros cuadrados. Sus elementos estructurales se diseñaron mediante el método simplista para mampostería; por lo tanto, el diseño se realizó con muros de mampostería reforzada, es decir que, el refuerzo vertical y horizontal está concentrado en mochetas y soleras. La cubierta es curva autoportante apoyada en vigas tipo canal de concreto armado. Las cargas de la estructura serán transmitidas al suelo a través de una cimentación corrida.

Para ambos proyectos se utilizó la normativa para el análisis sísmico de AGIES y para los elementos de concreto armado el código ACI 318-08S. Los parámetros arquitectónicos del edificio escolar se establecieron según criterios dictaminados por el Ministerio de Educación.

OBJETIVOS

General

Diseñar una edificación escolar para la Escuela Oficial Urbana Mixta República Federal de Centro América y el salón de usos múltiples para la aldea Choacorrall, San Lucas Sacatepéquez, Sacatepéquez.

Específicos

1. Desarrollar la planificación del proyecto denominado edificación de dos niveles para la Escuela Oficial Urbana Mixta República Federal de Centro América, para ofrecer, a los usuarios, espacios cómodos y seguros, bajo criterios de códigos actuales de ingeniería civil.
2. Realizar el diseño del salón de usos múltiples para la aldea Choacorrall, bajo criterios de códigos actuales de ingeniería civil y, de esta manera, brindar a sus habitantes una infraestructura funcional y útil para el desarrollo de actividades de beneficio comunitario.
3. Elaborar el diseño de la edificación escolar de dos niveles y del salón de usos múltiples cumpliendo los requerimientos del código ACI 318S-08 y las normas AGIES 2010.

INTRODUCCIÓN

Actualmente, dentro del casco urbano de San Lucas Sacatepéquez se encuentra concentrada la mitad de la población del municipio y solamente se cuenta con la Escuela Oficial Urbana Mixta República Federal de Centro América, en su calidad de establecimiento público para impartir la educación primaria. En el año 2010, se realizó una ampliación de la misma; pero la parte frontal sigue con espacios reducidos y deteriorados, poniendo en riesgo el bienestar y la integridad física de los alumnos y maestros.

Con base en lo anterior, surge la necesidad de proponer el diseño de un edificio escolar que ofrezca un mejor ambiente para la educación y espacios adecuados que aseguran el bienestar de alumnos y maestros. De esta manera, se promueve el desarrollo de los estudiantes del nivel primario del municipio y por consiguiente, se mejora su calidad de vida.

Por otra parte, los vecinos de la aldea Choacorrall no cuentan con una infraestructura apta para llevar a cabo distintas actividades sociales. En consecuencia, esta comunidad realiza sus actividades en áreas inadecuadas, muchas veces obstaculizando el paso vehicular. Para propiciar la solución a esta problemática, se diseñó un salón de usos múltiples en el que se podrán llevar a cabo distintas actividades involucradas con el desarrollo social, económico, cultural y educativo de la comunidad.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía de San Lucas Sacatepéquez

1.1.1. Antecedentes

El poblado de San Lucas Sacatepéquez existe desde épocas precolombinas y en sus inicios era habitado por mayas de origen *cakchiquel*. Los españoles fundaron el poblado en el siglo XVI y, a mediados del mismo, entre 1546 y 1548, fue trasladado a la ubicación donde se encuentra en la actualidad. Su población fue incrementada con la llegada de indígenas originarios de Rabinal, Baja Verapaz.

En el año 1800 “San Lucas Sacatepéquez pertenecía al curato de Santiago Sacatepéquez en el Partido de Sacatepéquez; pueblo en la Provincia de Sacatepéquez y Amatitanes”¹ y en 1836 se agregó al denominado, en ese entonces Circuito de Antigua, que en la actualidad es conocido como departamento de Sacatepéquez.

El primer centro de estudios fue fundado entre 1900 y 1910 con el apoyo de la iglesia católica, con el nombre inicial de Escuela Primaria de San Lucas Sacatepéquez y contaba con 35 alumnos. Hoy, la institución es conocida como Escuela Oficial Urbana Mixta República Federal de Centro América.

¹ Departamento de Catastro de la Municipalidad de San Lucas Sacatepéquez. *Monografía de San Lucas Sacatepéquez*. p. 5.

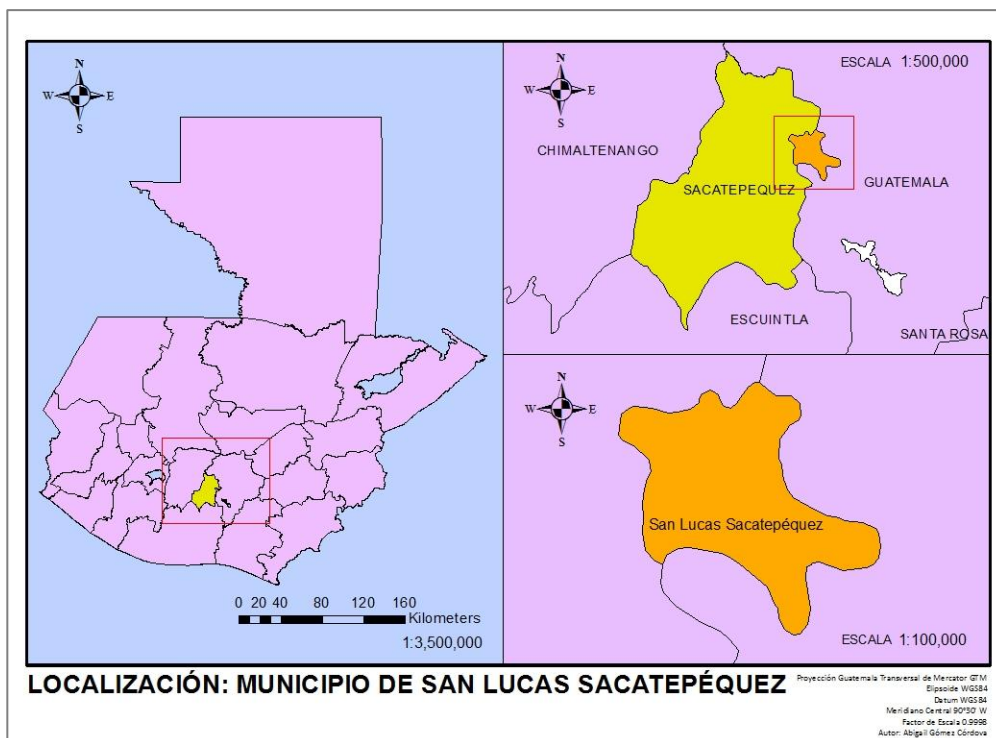
En 1949, durante la presidencia de Juan José Arévalo Bermejo, se construyó la carretera interamericana, la cual atraviesa el municipio y actualmente es la vía de acceso principal del mismo.

1.1.2. Características geográficas

1.1.2.1. Localización del municipio

San Lucas Sacatepéquez es uno de los 16 municipios que pertenecen al departamento de Sacatepéquez y se localiza en la región noreste del mismo a 28,5 kilómetros de la ciudad capital, sobre la carretera Interamericana.

Figura 1. Localización de San Lucas Sacatepéquez



Fuente: elaboración propia, utilizando ArcGIS 10.2.2.

1.1.2.2. Extensión territorial

San Lucas Sacatepéquez cuenta con una extensión territorial de 24,5 kilómetros cuadrados.

1.1.2.3. Ubicación geográfica

El municipio de san Lucas Sacatepéquez se encuentra ubicado en la latitud 14°36'29" norte y longitud 90°39'32" oeste, sobre los 2 062 metros del nivel del mar.

1.1.2.4. Distribución territorial

La distribución territorial del municipio de San Lucas Sacatepéquez se muestra en la siguiente tabla.

Tabla I. **Distribución territorial de San Lucas Sacatepéquez**

Distribución territorial	Nombre
Aledas	Choacorrall
	Zorzoyá (Sector I y II)
	El Manzanillo
	La Embaulada
Caseríos	San José
	Chituc
	Chiquel
	Chipablo
	El Manzanal
	Buena Vista
	Chicamén
Cantones	Reforma
	La Cruz
	Chichorin
	Chirajuyú

Continuación de la tabla I.

Cantones	Sacurún
	Chidonjuan
Comunidades	Pachalí

Fuente: elaboración propia.

Además, el municipio cuenta con las siguientes fincas: La Suiza, Villa Verde, Lourdes, Los Tres Reyes, El Espinazo, El Refugio, La Esmeralda, Las Mercedes, La Choza, La Esperanza, La Cruz Grande, San Juan, Santa Marta, San Ramón, California, Los Ángeles y Xelajú.

1.1.2.5. Aspectos topográficos

En general, el municipio es montañoso, por lo cual su topografía es irregular. Dentro de sus límites posee dieciséis cerros, los cuales son: “Alonzo, Bella Vista, Buena Vista, Cruz Grande, Chulapón, Chimot, Chinaj, El Ahorcado, El Astillero, Faldas de San Antonio, La Bandera, La Embaulada, Loma de Manzanillo, Loma Larga Chinic, Miramundo y Santa Catarina.”²

Las montañas y cerros de San Lucas Sacatepéquez “oscilan entre los 2 000 y 2 200 metros sobre el nivel del mar.”³

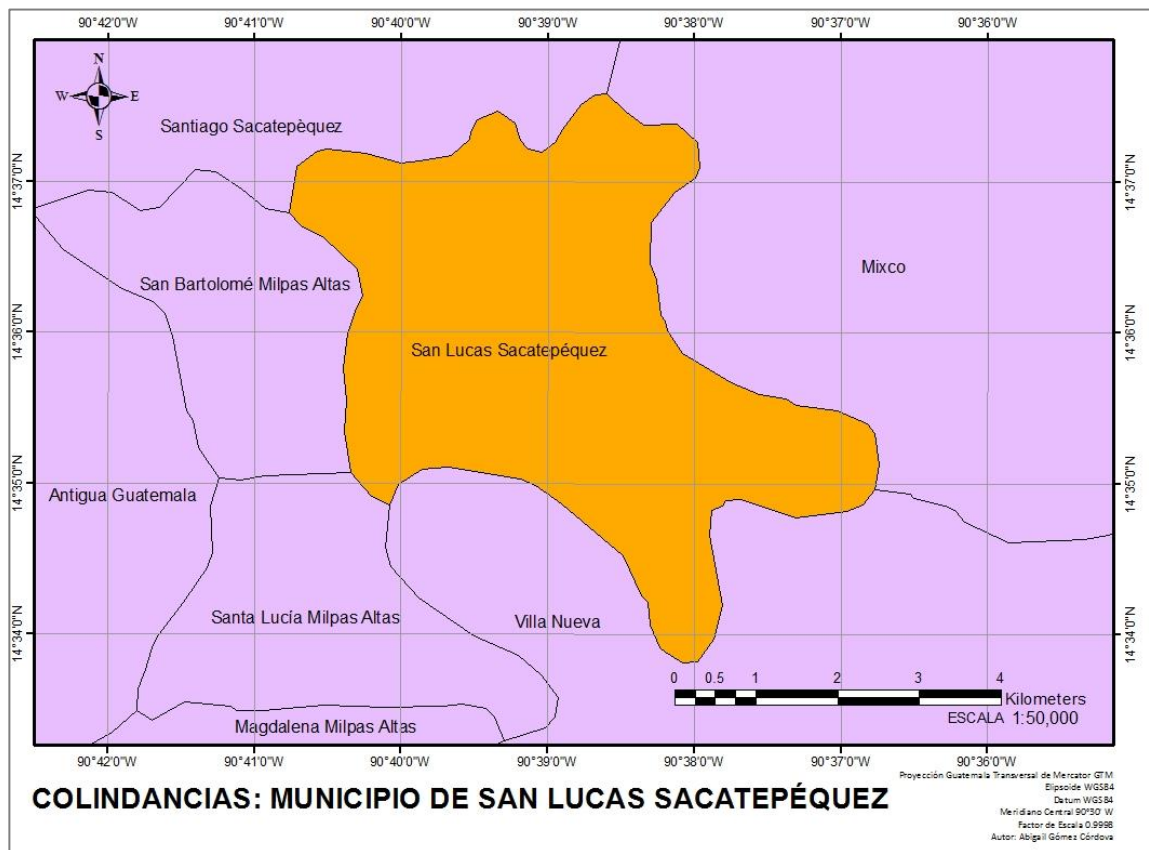
² Departamento de Catastro de la Municipalidad de San Lucas Sacatepéquez. *Monografía de San Lucas Sacatepéquez*. p. 2.

³ *Ibíd.*

1.1.2.6. Límites y colindancias

San Lucas Sacatepéquez colinda al norte con los municipios de Santiago Sacatepéquez del departamento de Sacatepéquez y Mixco, del departamento de Guatemala; al sur limita con Santa Lucía Milpas Altas, Sacatepéquez y Villanueva, Guatemala. Mientras que al este colinda con Mixco y Villa Nueva y por último, al oeste limita con San Bartolomé Milpas Altas y Santa Lucía Milpas Altas, ambos municipios que pertenecen a Sacatepéquez.

Figura 2. Colindancias de San Lucas Sacatepéquez



Fuente: elaboración propia, utilizando ArcGIS 10.2.2.

1.1.2.7. Clima

En San Lucas Sacatepéquez, el Instituto Nacional de Sismología, Meteorología, Vulcanología e Hidrología (Insivumeh) tiene ubicada la estación meteorológica Suiza Contenta que presenta los siguientes parámetros climáticos:

Tabla II. **Parámetros climáticos del municipio**

Parámetro climático	Valor
Temperatura máxima (°C)	22,90
Temperatura mínima (°C)	9,40
Temperatura máxima absoluta (°C)	29,00
Temperatura mínima absoluta (°C)	2,00
Precipitación (mm)	1 406,50
Humedad relativa (%)	76,00
Evaporación (mm)	3,50
Velocidad del viento (km/h)	10,20
Dirección del viento	NE
Presión atmosférica (mmHg)	640,40

Fuente: Insivumeh. www.insivumeh.gob.gt. Consulta: 5 de enero de 2016.

1.1.2.8. Vías de acceso

Se puede ingresar al municipio a través de cinco vías diferentes, de las cuales tres se encuentran pavimentadas.

- Vías de acceso pavimentadas: para integrarse al municipio de San Lucas Sacatepéquez partiendo de la Ciudad Capital de Guatemala, se puede utilizar cualquiera de las vías descritas a continuación:

- Carretera Interamericana CA-1: esta ruta centroamericana es la vía de acceso principal del municipio y atraviesa la cabecera del mismo.
 - Carretera Intermunicipal de Bárcenas, Villanueva hacia Antigua Guatemala, Sacatepéquez: esta vía de acceso se encuentra totalmente pavimentada y pasa frente a la aldea La Embaulada.
 - Carretera Intermunicipal de San Pedro Sacatepéquez, Guatemala hacia San Lucas Sacatepéquez, Sacatepéquez: la carretera se encuentra asfaltada y comunica ambos municipios pasando a través del municipio de Santiago Sacatepéquez, Sacatepéquez.
- Vías de acceso de terracería: se puede ingresar al municipio de San Lucas Sacatepéquez partiendo de la cabecera municipal de Mixco, a través de las rutas intermunicipales siguientes:
 - Partiendo de Mixco y entrando a San Lucas Sacatepéquez por la aldea El Manzanillo.
 - Partiendo de Mixco e integrándose a San Lucas Sacatepéquez por la comunidad Pachalí.

1.1.3. Características socioeconómicas

1.1.3.1. Demografía

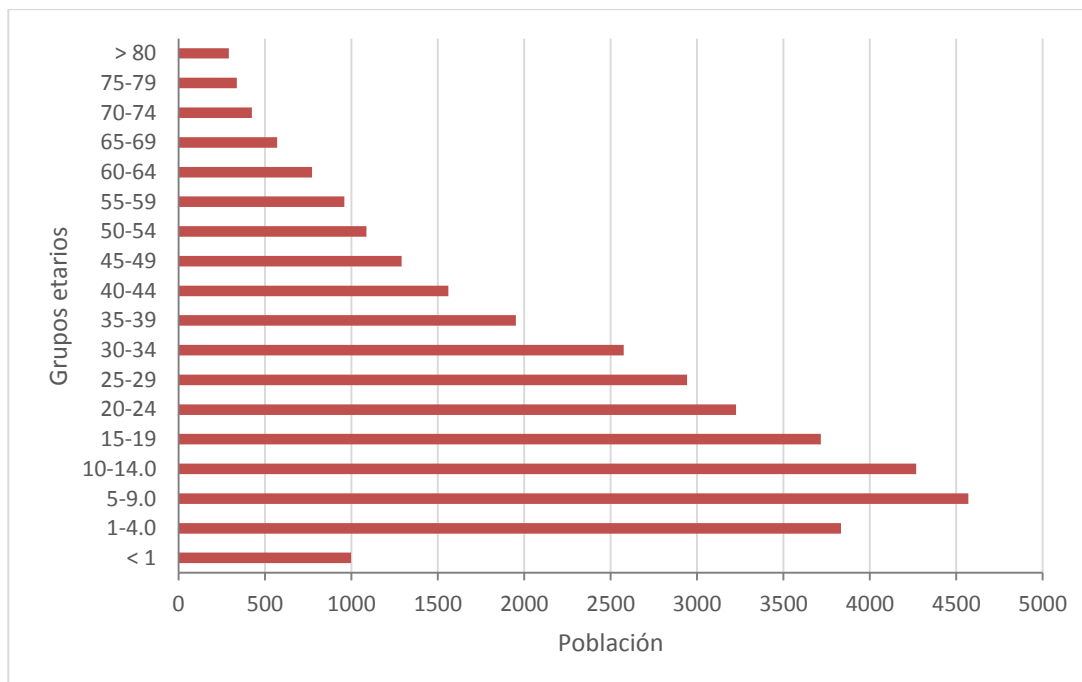
1.1.3.1.1. Población

Con base en los datos del XI Censo Nacional de Población y VI de Habitación elaborado por el Instituto Nacional de Estadística en el 2002, se proyecta que, para el 2016, la población de San Lucas Sacatepéquez es de

35 365, de los que 17 318 son hombres y 18 047 son mujeres; también se estima que el 80,36 % de la población pertenece al área urbana y el 19,63 % al área rural.

Por medio de los datos presentados en la Monografía de San Lucas Sacatepéquez, se determinó la distribución poblacional del municipio por grupos etarios, la cual se presenta en la figura 3. En ella, se observa que el mayor porcentaje de la población del municipio le corresponde al rango de edades entre los 5 y 9 años (12,92 %), seguido del grupo etario entre los 10 y 14 años (12,07 %). Además, la gráfica muestra las características de una población joven, con una base ancha y una cúspide pequeña.

Figura 3. Proyección de la población por grupos etarios



Fuente: elaboración propia, utilizando información de Monografía de San Lucas Sacatepéquez.

1.1.3.1.2. Idioma

En el municipio de San Lucas Sacatepéquez “el 90 % de la población habla español y solamente el 10 % de la población habla cakchiquel.”⁴

1.1.3.2. Actividades económicas

Dentro del municipio se desarrollan diferentes actividades económicas, entre las principales están la industria manufacturera, el comercio y la agricultura; “los cultivos más importantes del municipio son: aguacate, legumbres, durazno y melocotón; únicamente las legumbres son cultivadas con técnicas adecuadas”⁵.

La comercialización de productos artesanales también constituye una importante actividad económica para el municipio; entre las artesanías figuran los muebles de cedro, pino, ratán y hierro forjado. Estos, generalmente se ponen a la venta en La Antigua Guatemala y la Ciudad Capital, puesto que son lugares que constituyen un buen comercio para dichos productos.

1.1.3.3. Turismo

El casco urbano representa el principal sitio turístico del municipio. El punto más visitado es el Mercado Monumento al Caminero donde se pueden degustar de distintos platillos típicos y comprar productos y dulces artesanales.

Por otra parte, el municipio de San Lucas Sacatepéquez cuenta con el atractivo ecoturístico del Cerro Alux, el cual forma parte de la Cordillera de

⁴ Departamento de Catastro de la Municipalidad de San Lucas Sacatepéquez. *Monografía de San Lucas Sacatepéquez*. p. 13.

⁵ Segeplan. *Plan de desarrollo de San Lucas Sacatepéquez*. p. 45.

Manantiales del Cerro Alux, que fue declarada área protegida mediante el Decreto Número 41-97.

1.1.3.4. Servicios existentes

1.1.3.4.1. Educación

En el municipio, existen centros educativos públicos y privados que ofrecen servicios educativos en los niveles preprimario, primario, básico y diversificado.

La mayor parte de la población estudiantil asiste a centros educativos públicos, los cuales se distribuyen de la siguiente forma:

Tabla III. **Centros educativos públicos dentro de San Lucas Sacatepéquez**

Núm.	Nombre	Nivel de escolaridad	Jornada
1	EOUM República Federal de Centroamérica, casco urbano	Primaria	Matutina Vespertina Nocturna
2	EOUM de Párvulos, casco urbano	Párvulos	Vespertina
3	EORM Sara de la Hoz, aldea Choacorrál	Primaria	Matutina Vespertina
4	EORM aldea Zorzoyá, Sector I	Primaria	Matutina
5	EORM aldea Zorzoyá, Sector II	Primaria	Matutina Vespertina
6	EORM María Teresa de Briz, aldea La Embaulada	Primaria	Matutina
7	EORM aldea El Manzanillo	Primaria	Matutina
8	EORM caserío San José	Primaria	Matutina
9	EORM caserío Chicamén	Primaria	Matutina
10	Instituto de Telesecundaria, aldea Choacorrál	Secundaria	Vespertina
11	Instituto de Telesecundaria, aldea El Manzanillo	Secundaria	Vespertina
12	Instituto de Telesecundaria, aldea Zorzoyá, Sector II	Secundaria	Vespertina

Continuación de la tabla III.

13	Instituto Mixto por Cooperativa del casco urbano	Secundaria Diversificado	Vespertina Nocturna
14	Centro NUFED, aldea Zorzoyá, Sector II	Secundaria	Vespertina
15	Centro NUFED, aldea Choacorrall	Secundaria	Vespertina
16	Centro NUFED, aldea El Manzanillo	Secundaria	Vespertina
17	Centro PAIN, caserío San José	Párvulos	Matutina
18	Centro PAIN, aldea Zorzoyá, Sector II	Párvulos	Matutina
19	Centro PAIN, aldea Choacorrall	Párvulos	Matutina

Fuente: elaboración propia.

1.1.3.4.2. Salud

Se cuenta con un centro de salud tipo B en la cabecera municipal de San Lucas Sacatepéquez. Este centro de salud presta servicio a aproximadamente 10 000 personas y brinda servicios de promoción, prevención, recuperación y rehabilitación. Cuenta con médico general, odontólogo, psicólogo, enfermeras y auxiliares de enfermería.

Por otra parte, la Municipalidad cuenta con la planificación y diseño de puestos de salud para las diferentes aldeas y caseríos que lo conforman. Por tanto, es posible encontrar la planificación de un centro de salud para la aldea Choacorrall.

1.1.3.4.3. Energía eléctrica

El municipio cuenta con el servicio de alumbrado público y de energía eléctrica domiciliar, con acometidas de 120 y 240 Voltios; la cobertura de este servicio es 100 % a nivel municipal.

1.1.3.4.4. Agua potable

La red de distribución de agua potable del municipio tiene una cobertura del 100 %. El agua se obtiene de diferentes nacimientos y pozos mecánicos en diversos puntos del municipio.

1.1.3.4.5. Drenaje

En el municipio de San Lucas Sacatepéquez el 100 % de las viviendas cuentan con algún sistema de disposición de excretas, ya sea letrinas o inodoros. En la tabla III se puede observar la cobertura del servicio de drenaje sanitario y pluvial.

Tabla IV. Cobertura del servicio de drenaje en el municipio

Área	Tipo de drenaje	Cobertura
Casco urbano	Alcantarillado pluvial	95 %
	Alcantarillado sanitario	100 %
Aldea Choacorral	Alcantarillado pluvial	75 %
	Alcantarillado sanitario	60 %
	Fosas sépticas	40 %
Aldea La Embaulada	Alcantarillado pluvial	75 %
	Pozos de absorción	100 %
Aldea El Manzanillo	Alcantarillado pluvial	75%
	Fosas sépticas y pozos de absorción	100 %
Aldea Zorzoyá Sector I y II	Alcantarillado pluvial	85 %
	Fosas sépticas	100 %
Caserío Chiplablo	Alcantarillado pluvial	80 %
	Alcantarillado sanitario	90 %
Caserío Chicamén	Alcantarillado pluvial	40 %
	Alcantarillado sanitario	55 %
	Biodigestores y fosas sépticas	45 %

Continuación de la tabla IV.

Caserío San José	Alcantarillado pluvial	70 %
	Alcantarillado sanitario	50 %
	Fosas sépticas	50 %
Caserío Manzanal	Alcantarillado pluvial	70 %
	Fosa sépticas	100 %

Fuente: elaboración propia.

1.2. Principales necesidades del municipio

Las principales necesidades relacionadas con servicios de infraestructura del casco urbano y de la aldea Choacorrall, se establecieron en conjunto con integrantes de diferentes COCODES que se encuentran organizados en ambos sectores del municipio.

1.2.1. Descripción de las necesidades

- Servicio de saneamiento

San Lucas Sacatepéquez posee una amplia cobertura en sistemas de saneamiento. Solamente en pequeños tramos, no mayores a 400 metros, en algunas aldeas, caseríos y cantones, no existe el servicio de evacuación de aguas pluviales, grises y negras. Sin embargo, la municipalidad cuenta con la planificación y diseño de líneas de alcantarillado sanitario y pluvial para las diferentes áreas que integran el municipio, entre ellas la aldea Choacorrall.

- Servicio de salud

Solamente existe un centro de salud en el municipio, el cual se encuentra ubicado en el casco urbano del mismo. No obstante, la municipalidad cuenta con la planificación de proyectos que buscan mejorar el servicio de salud, por medio de la construcción de centros de salud en cada aldea del municipio, dentro de las que se encuentra Choacorrall y de puestos de salud en lo caseríos de Chituc, San José y Chicamén.

- Servicio de educación

Como se observa en la tabla II, existen 19 instituciones, distribuidas alrededor del municipio, que prestan el servicio de educación. La mayor parte de la población se concentra en la cabecera municipal y dentro de esta, únicamente, la Escuela Oficial Urbana Mixta República Federal de Centroamérica es la institución pública que imparte el nivel primario. A ella, asisten más de 1 100 alumnos en la jornada matutina y la cantidad se mantiene en la jornada vespertina.

- Vías de acceso

Todas las calles principales se encuentran pavimentadas o adoquinadas. Existen pequeños tramos rurales con calles de terracería o empedrado, las cuales requieren de mantenimiento, debido a que en la época lluviosa se vuelven intransitables.

La mayor parte de la aldea Choacorrall se encuentra adoquinada y, actualmente, la municipalidad ejecuta proyectos para adoquinar todos sus accesos.

- Otros servicios

Algunas comunidades del municipio no cuentan con espacios e infraestructura útil, adecuada y funcional para que se lleven a cabo las distintas actividades que involucran el desarrollo social, económico, educativo y cultural de las comunidades, como es el caso de Choacorrall. Esta aldea cuenta solamente con un salón de usos múltiples, el cual no tiene el espacio suficiente para atender a toda la comunidad.

1.2.2. Evaluación y priorización de las necesidades

Según los criterios aportados por los integrantes de los COCODES del casco urbano y de la aldea Choacorrall, las necesidades en ambos lugares se priorizan de la siguiente forma:

- Mantenimiento y mejoramiento vial
- Puestos de salud
- Mejoramiento de escuelas
- Drenaje sanitario
- Salones comunales y de usos múltiples

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de una edificación escolar de dos niveles para la Escuela Oficial Urbana Mixta República Federal de Centro América, casco urbano, San Lucas Sacatepéquez

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un edificio escolar de dos niveles que se desarrollará en el casco urbano de San Lucas Sacatepéquez. La población estudiantil enfrenta, actualmente, el problema de carecer de una mejor infraestructura, que posea espacios seguros y cómodos para los usuarios de la escuela. Este proyecto busca subsanar esa necesidad.

La edificación contará con cuatro aulas en la planta baja y cinco, en el segundo nivel, con su pasillo respectivo. Esta estructura de dos niveles vendrá a ampliar la parte frontal de las instalaciones del centro educativo; por lo que el diseño arquitectónico del proyecto se elaborará siguiendo el estilo de las aulas renovados anteriormente. Además, el acceso al segundo nivel se podrá realizar mediante módulo de gradas existente en el edificio que ya fue renovado. La planta arquitectónica de las aulas existentes se muestra en el anexo 2.

El diseño estructural se realizará con base al sistema de marcos y losa tradicional de concreto armado; para esto, se tomarán en cuenta las normas AGIES 2010 y el código ACI 318S-08; los muros divisorios serán de block pómez.

2.1.2. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se realizó con el método de conservación del azimut y se utilizó una estación total, estadal y plomada. A partir de este, se determinó el la forma y área del terreno, así como los desniveles del mismo.

El terreno sobre el que se desarrollará el proyecto es plano y rectangular, específicamente el área donde se llevará cabo la construcción es de 304,88 metros cuadrados. (Ver apéndice 1).

2.1.3. Estudio de suelos

2.1.3.1. Ensayo de compresión triaxial

Para llevar a cabo un proyecto de edificación, previamente debe conocerse el medio físico sobre el cual será desarrollado el mismo. Por ello, es necesario realizar un análisis del suelo para determinar diferentes datos técnicos que reflejan sus características.

Para este proyecto, se realizó un ensayo de compresión triaxial del tipo no consolidado y no drenado. La muestra analizada, de un pie cúbico, fue extraída a 1,80 metros de profundidad y se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla V. **Resultados del ensayo de compresión triaxial**

Probeta No.	1	2	3
Presión lateral (ton/m ²)	5	10	20
Desviador en rotura q (ton/m ²)	12,45	20,19	34,91
Presión intersticial u (ton/m ²)	X	X	X
Deformación en rotura Er (%)	2,00	4,00	7,50

Continuación de la tabla V.

Densidad seca (ton/m ³)	1,10	1,10	1,10
Densidad húmeda (ton/m ³)	1,56	1,56	1,56
Humedad (% H)	43,33	43,33	43,33
Descripción del suelo	Limo arenoso color café		
Ángulo de fricción interna (φ)	25,34 grados		
Cohesión Cu (ton/m ²)	1,58		

Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos del CII/USAC, 11 de septiembre de 2015.

La tabla anterior y otros resultados de laboratorio se presentan en el Anexo 1. A partir de los datos anteriores se determinó el valor soporte del suelo, que es la capacidad que tiene el suelo, sobre el cual se encuentra la cimentación, de resistir cierta carga antes que se genere una falla. Para determinar este valor se utilizó la ecuación general de capacidad de carga propuesta por Meyerhof:

$$q_u = c * N_c * F_{cs} * F_{cd} * F_{ci} + \gamma_s * D_f * N_q * F_{qs} * F_{qd} * F_{qi} + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * F_{\gamma s} * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

Donde:

q_u = carga última (ton/m²)

c = cohesión (ton/m²)

γ_s = peso específico del suelo (ton/m³)

D_f = desplante de cimentación (m)

B = ancho de la cimentación (m)

N_q, N_c, N_γ = factores de capacidad de carga (adimensional)

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma (adimensionales)

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad (adimensionales)

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores de inclinación de la carga (adimensionales)

Los factores de capacidad de carga se determinan utilizando las siguientes ecuaciones:

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

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

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

Como se puede notar, los factores de capacidad de carga están en función del ángulo de fricción interna del suelo (ϕ). A este se le debe aplicar un factor de seguridad (FS) con respecto de la falla por corte. El valor del factor de seguridad se toma entre 1,4 y 1,6⁶. Para este caso, se tomará un factor de 1,5.

$$\phi_{FS} = \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi)}{FS} \right] = \tan^{-1} \left[\frac{\tan(25,34)}{1,5} \right] = 17,52 \text{ grados}$$

Sustituyendo valores:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{17,52}{2} \right) * e^{\pi * \tan(17,52)} = 5,02$$

$$N_c = (5,02 - 1) * \cot(17,52) = 12,73$$

$$N_\gamma = 2(5,02 + 1) * \tan(17,52) = 3,8$$

⁶ DAS, Braja M. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. p. 165.

Tabla VI. **Tabla de factores de forma, profundidad e inclinación**

Factor	Relación	Fuente
Forma ^a	$F_{cs} = 1 + \frac{B N_q}{L \bar{N}_c}$ $F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$ $F_{ps} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$ <p>donde L = longitud de la cimentación ($L > B$)</p>	De Beer (1970) Hansen (1970)
Profundidad ^b	<p>Condición (a): $D_f/B \leq 1$</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$ $F_{pd} = 1$ <p>Condición (b): $D_f/B > 1$</p> $F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{pd} = 1$	Hansen (1970)
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$ $F_{pi} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$ <p>donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical</p>	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)
<p>^a Estos factores de forma son relaciones empíricas basadas en numerosas pruebas de laboratorio. ^b El factor $\tan^{-1} (D_f/B)$ está en radianes.</p>		

Fuente: DAS, Braja M. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. p. 169.

Los valores de los factores de capacidad de forma, profundidad e inclinación obtenidos para el suelo ensayado, se determinaron a través de lo expuesto en la tabla VII, donde se observa que, para conocerlos, se deben considerar los factores de capacidad de carga, el ángulo de fricción interna del suelo, la base, longitud y el desplante de la cimentación. Los resultados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla VII. Factores de forma, profundidad e inclinación

Factores		B (m)	L (m)	Df (m)	ϕ	N_q	N_c	β	Valor
Forma	F_{cs}	2,35	2,35	--	--	5,02	12,73	--	1,39
	F_{qs}	2,35	2,35	--	17,52	--	--	--	1,32
	F_{ys}	2,35	2,35	--	--	--	--	--	0,60
Profundidad	F_{cd}	2,35	--	1,50	--	--	--	--	1,26
	F_{qd}	2,35	--	1,50	17,52	--	--	--	1,20
	F_{yd}	--	--	--	--	--	--	--	1,00
Inclinación	F_{ci}	--	--	--	--	--	--	0	1,00
	F_{qi}	--	--	--	--	--	--	0	1,00
	F_{yi}	--	--	--	17,52	--	--	0	1,00

Fuente: elaboración propia.

Por tanto, la capacidad de carga última del suelo ensayado es:

$$q_u = 1,58 * 12,73 * 1,39 * 1,26 * 1,00 + 1,56 * 1,5 * 5,08 * 1,32 * 1,20 * 1,00 + 0,50 * 1,56 * 2,35 * 3,80 * 0,60 * 1,00 * 1,00 = 57,87 \text{ ton/m}^2$$

Ahora bien, para cubrir las deficiencias que pudieron haber ocurrido en la obtención de la muestra y pruebas de laboratorio, es necesario aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última, que debe “ser por lo menos de 3 en todos los casos”⁷. Por tanto, para este proyecto se adoptó un FS = 3, dado que se realizó solamente una perforación para un área demasiado grande, además de que, actualmente, en el lugar existen construcciones.

Por consiguiente, la capacidad de carga última admisible del suelo es:

$$q_u = \frac{57,87 \text{ ton/m}^2}{3} = 19,29 \text{ ton/m}^2$$

⁷ DAS, Braja M. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. p. 165.

Tabla VIII. **Valor soporte permisible según tipo de suelo**

Material del suelo	ton/m²	Observaciones
Roca sana	645	
Roca regular	430	
Roca intermedia	215	
Roca agrietada o porosa	22-86	
Suelos gravillosos	90	Compactados, buena granulometría
Suelos arenosos	32-64	Densos
Arena fina	22-43	Densa
Suelos arcillosos	53	Duros
Suelos arcillosos	22	Solidez mediana
Suelos limosos	32	Densos
Suelos limosos	16	Densidad mediana

Fuente: CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. p. 193.

El tipo de suelo analizado es un limo arenoso y, según los cálculos, presenta un valor soporte de 19,29 ton/m². En la tabla anterior, se puede notar que el valor soporte permisible para los suelos limosos es de 16 ton/m² y para las arenas finas es de 22 ton/m². Basados en esto, es posible concluir que el valor soporte del suelo examinado es el adecuado, ya que se encuentra dentro del rango establecido por la tabla VIII.

2.1.4. Preliminares

2.1.4.1. Limpieza y demolición

Actualmente, el terreno donde se llevará a cabo el proyecto posee un módulo de aulas deteriorado. Por ello, se debe tomar en cuenta la demolición del mismo dentro de la planificación del proyecto y, en total, se demolerán 392,50 metros cuadrados.

2.1.5. Normas de diseño

Para el desarrollo arquitectónico y estructural del proyecto es necesario tomar en cuenta diferentes criterios, códigos, métodos y normas de diseño, para garantizar que el edificio posea espacios que brinden comodidad a los usuarios y que sea segura estructuralmente. Por esta razón, se tomarán en cuenta los criterios de diseño contenidos en las normas AGIES NSE 2-10, NSE 3-10 y NSE 7.1-10; el código ACI 318S-08 y los criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales del Ministerio de Educación.

2.1.6. Diseño arquitectónico

2.1.6.1. Requerimiento de áreas

Para brindar ambientes adecuados, armónicos, eficientes y funcionales para los futuros usuarios de los salones de clases, su diseño arquitectónico se realizará bajo los siguientes criterios, que dicta el Ministerio de Educación:

- Área mínima por educando: de 1,25 metros cuadrados.
- Número máximo de educandos por aula: 40.
- Proporción ancho-largo máxima: 1: 1,5.
- Distancia máxima del educando sentado en la última fila al pizarrón: 8 metros.

Con base en lo anterior se proponen aulas de 7,08 metros x 6,00 metros, con una capacidad de 30 alumnos.

2.1.6.2. Distribución de ambientes

La edificación de 2 niveles estará constituida en total por 9 salones de clases. En el primer nivel se distribuyeron 4 aulas y la entrada principal, y en el segundo nivel 5 aulas. Cada uno de los niveles cuenta con su respectivo pasillo frente a los salones de clases. Los ambientes se distribuyeron de tal forma que el edificio sea eficiente y funcional.

Es importante mencionar que no se incluye un módulo de gradas ya que el acceso al segundo nivel se hará mediante el edificio existente, como se muestra en el plano 1/17 del apéndice 1. Mediante el mismo apéndice se puede observar la propuesta de distribución de los ambientes del edificio escolar.

2.1.6.3. Altura del edificio

Según lo establecido por el Ministerio de Educación, la altura mínima de las aulas debe ser 3,20 metros en climas templados; por tanto, la edificación tendrá una altura de 3,35 metros de piso a cielo en cada nivel, en consecuencia, la altura total del edificio será igual 6,70 metros.

2.1.7. Análisis estructural

2.1.7.1. Selección del sistema estructural a utilizar

Para elegir el sistema estructural se tomaron en cuenta diferentes factores, como la uniformidad del establecimiento, la economía, los materiales de construcción disponibles en el lugar y el cumplimiento de los requisitos de funcionalidad del proyecto. Por consiguiente, se ha decidido utilizar el sistema de marcos y losas planas de concreto armado.

2.1.7.1.1. Sistema de marcos

Este es un sistema estructural que resiste cargas, principalmente, por flexión y es diseñado para que pueda sufrir deformaciones elásticas.

Es conformado por elementos que se encuentran unidos rígidamente en los nudos y sus dimensiones transversales son pequeñas en comparación con su longitud.

2.1.7.2. Predimensionamiento de elementos estructurales

2.1.7.2.1. Columnas

Para este caso en particular, se requiere guardar simetría en las dimensiones de la sección de las columnas. Por tal razón, la sección resultante de la columna crítica, es decir la que soporta mayor carga, se aplicará a la sección de todas las columnas de la estructura.

El método de predimensionamiento de columnas que a continuación se muestra, se encuentra basado en la carga axial aplicada a la columna y así determinar el área gruesa de la sección de la misma. Para ello, es necesario utilizar la ecuación que establece el código ACI 318S-08 en la sección 10.3.6.2.

$$P_u = 0,80\phi[0,85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Donde:

P_u = carga última sobre la columna

ϕ = factor de reducción de capacidad

f'_c = resistencia del concreto a compresión

A_g = área gruesa de la columna

A_{st} = área de acero longitudinal, donde $1 \% A_g \leq A_{st} \leq 6 \% A_g$

f_y = resistencia del acero

Despejando la ecuación anterior se encuentra el área gruesa de la columna, con la que se podrá establecer las dimensiones de la sección transversal de las columnas.

P_u = Peso específico del concreto * Área tributaria * Número de niveles

$$P_u = 2\,400 \text{ kg/m}^2 * 13,89 \text{ m}^2 * 2 = 66\,672 \text{ kg}$$

$$66\,672 \text{ kg} = 0,80 * 0,70 [0,85 * 210 \text{ kg/cm}^2 (A_g - 0,01A_g) + 2\,810 \text{ kg/cm}^2 * 0,01A_g]$$

$$66\,672 \text{ kg} = 114,70 \text{ kg/cm}^2 * A_g$$

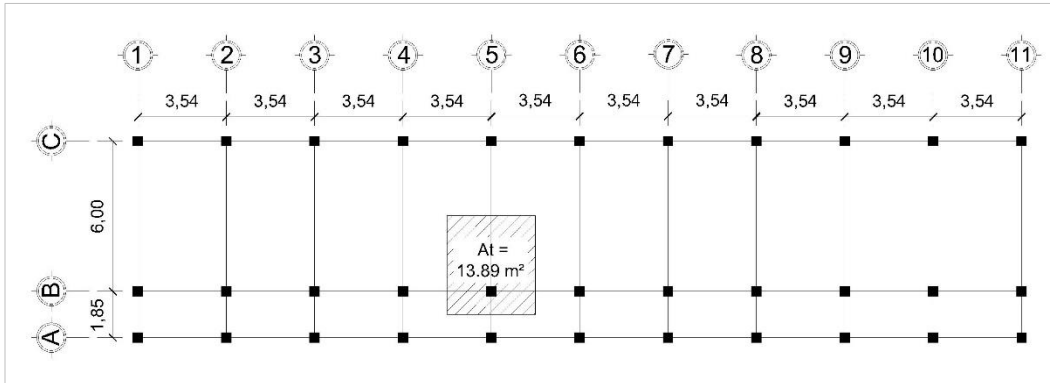
$$A_g = 581,29 \text{ cm}^2$$

Para columna cuadrada $A_g = b^2$

$$b = 24,1 \text{ cm}$$

Debido a que el procedimiento anterior no toma en cuenta las cargas viva y de sismo que debe soportar la columna, se propone una sección de 40 x 40 centímetros, la cual cumple con la sección 21.6.1.1 del ACI 318S-08 que indica que la dimensión menor de la sección transversal de las columnas no debe ser menor a 30 cm.

Figura 4. **Área tributaria de columna crítica**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

2.1.7.2.2. Vigas

El predimensionamiento de vigas se puede llevar a cabo por medio de dos criterios. El primero indica que, por cada metro lineal de luz libre de la viga, corresponde incrementar 8 centímetros de peralte y la base debe ser $\frac{1}{2}$ del peralte. El segundo criterio se basa en lo dictado por el ACI 318S-08, el cual expone diferentes condiciones para predimensionar, estas se presentan en la tabla X.

Ya que se seleccionó el sistema estructural de marcos, se toma el caso de una viga con dos extremos continuos.

$$\text{Altura } (h_{\text{viga}}) = 0,08 * 6 \text{ m} = 0,48 \text{ m}$$

$$\text{Altura } (h_{\text{viga}}) = \frac{6 \text{ m}}{21} = 0,29 \text{ m}$$

$$\text{Altura } (h_{\text{promedio}}) = \frac{0,48 \text{ m} + 0,29 \text{ m}}{2} = 0,39 \text{ m}$$

$$\text{Base } (b_{\text{viga}}) = \frac{0,39 \text{ m}}{2} = 0,20 \text{ m}$$

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

	Espesor mínimo, <i>h</i>			
	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	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Fuente: ACI 318S-08, p. 129.

Con base en el cálculo anterior, se propone una sección de viga de 25 x 50 centímetros, para ambos sentidos. Con estas dimensiones se cumple con lo establecido en la sección 21.5.1.3 del ACI 318S-08, en la que se menciona que el ancho de las vigas no deber ser menor a 25 cm.

2.1.7.2.3. Losas

Para predimensionar una losa es necesario conocer la relación $m = a/b$, es decir, la relación entre la longitud del sentido más corto (*a*) y la longitud del sentido más largo (*b*) de la losa. Si *m* es menor a 0,5, entonces la losa trabaja en una dirección; por el contrario, si *m* es por lo menos 0,5 o mayor, la losa trabaja en dos direcciones.

$$m_{aula} = \frac{3,54 \text{ m}}{6,00 \text{ m}} = 0,59$$

$$m_{pasillo} = \frac{1,85 \text{ m}}{3,54 \text{ m}} = 0,52$$

A partir de lo anterior, fácilmente se determina que las losas trabajan en dos sentidos o direcciones.

El ACI 318S-08 en la tabla 9.5 (b) de la sección 9.5.3.1, recomienda utilizar un espesor de losa (t) de la siguiente manera:

$$t = \frac{\text{Perímetro de losa}}{180}$$

$$t = \frac{3,54 \text{ m} + 6,00 \text{ m} + 3,54 \text{ m} + 6,00 \text{ m}}{180} = 0,11 \text{ m}$$

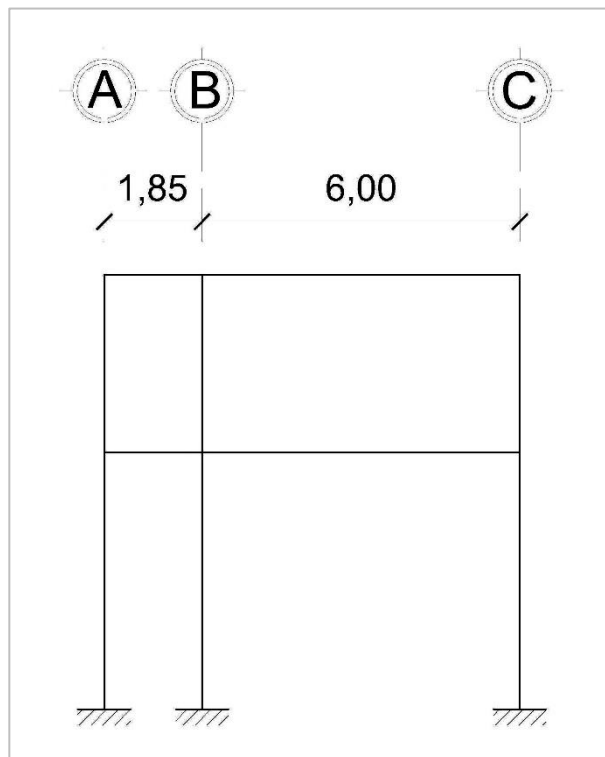
En este caso, se utilizó la losa de mayores dimensiones para determinar el espesor de la misma. Inicialmente, se propuso utilizar 12 cm de peralte para la losa, pero por medio de los cálculos de diseño realizados, se determinó que la losa estaba sobredimensionada; por consiguiente, se trabajó con una losa de 10 cm de peralte.

2.1.7.3. Modelos matemáticos de marcos

En este caso un modelo matemático representa tanto la forma como las cargas que soporta el marco.

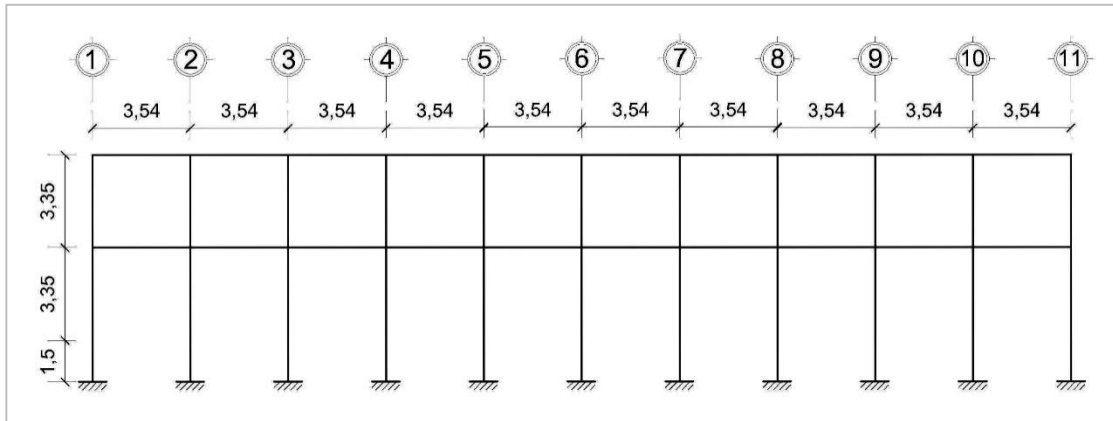
A continuación, se exponen los modelos matemáticos empleados en el diseño de este proyecto, de los ejes más críticos, tanto en el sentido X como en el sentido Y:

Figura 5. **Modelo matemático del marco 3, sentido Y**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

Figura 6. **Modelo matemático del marco B, sentido X**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

La integración de las cargas de los modelos matemáticos de los marcos presentados anteriormente se detalla en las siguientes secciones.

2.1.7.4. Análisis de cargas

2.1.7.4.1. Cargas verticales

Las cargas verticales se clasifican en cargas muertas o cargas vivas. A continuación se describen:

- Cargas muertas (CM)

Las cargas muertas son ocasionadas por el peso propio de la estructura y por los elementos que conservan una posición permanente en la misma.

- Cargas vivas (CV)

Las cargas vivas se deben al uso de la estructura y comprenden objetos temporales o móviles dentro del edificio, como personas, muebles y equipo.

Con los valores mostrados en la siguiente tabla se realiza la integración de las cargas verticales del edificio. Es importante mencionar que las cargas vivas de diseño son las que indica la norma AGIES NSE 2-10.

Tabla X. **Resumen de cargas verticales**

Cargas muertas	Cargas vivas
Peso de concreto = 2 400 kg/m ³	Aulas = 200 kg/m ²
Peso de muros = 150 kg/m ²	Techos = 100 kg/m ²
Peso de vidrio = 20 kg/m ²	Pasillos = 500 kg/m ²
Peso de piso y mezcla = 105 kg/m ²	
Peso de desnivel y mezcla = 62,5 kg/m ²	
Peso de repellos en cielo = 25 kg/m ²	
Peso instalaciones = 10 kg/m ²	

Fuente: elaboración propia.

- Integración de cargas

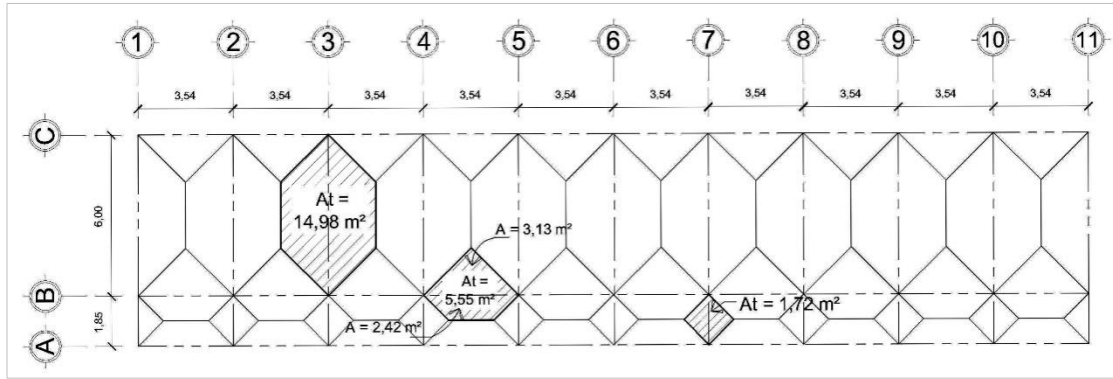
Marco B, sentido X

Nivel 2:

$$CM = \frac{CM_{integrada} * \text{área tributaria}}{\text{longitud}} + \text{peso de viga}$$

$$CM_{integrada} = CM_{losa} + CM_{desnivel y mezcla} + CM_{repello} + CM_{instalaciones}$$

Figura 7. Áreas tributarias para vigas críticas



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

$$CM_{\text{losa}} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,10 = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_{\text{integrada}} = 240 + 62,5 + 25 + 10 = 337,5 \text{ kg/m}^2$$

Peso viga = $2\,400 \text{ kg/m}^3 * \text{área transversal de la viga}$

$$CM = \frac{337,5 * 5,55}{3,54} + 2\,400 * 0,25 * 0,4 = 769,13 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{\text{Carga viva en losa} * \text{área tributaria}}{\text{longitud}}$$

$$CV = \frac{100 * 5,55}{3,54} = 156,78 \text{ kg/m}$$

Nivel 1:

$$CM = \frac{CM_{integrada} * \text{área tributaria}}{\text{longitud}} + \text{peso viga} + \text{peso muros} + \text{peso ventanas}$$

$$CM_{integrada} = CM_{losa} + CM_{piso y mezcla} + CM_{repello} + CM_{instalaciones}$$

$$CM_{integrada} = 240 + 105 + 25 + 10 = 380 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = \frac{380 * 5,55}{3,54} + 2\,400 * 0,25 * 0,40 + 150 * 1 + 20 * 1,85 = 1\,022,76 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{200 * 3,13 + 500 * 2,42}{3,54} = 518,64 \text{ kg/m}$$

Marco 3, sentido Y

Nivel 2:

- Viga de 6 metros

$$CM = \frac{337,5 * 14,98}{6} + 2\,400 * 0,25 * 0,40 = 1\,082,63 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{100 * 14,98}{6} = 249,67 \text{ kg/m}$$

- Viga de 1,85 metros

$$CM = \frac{337,5 * 1,72}{1,85} + 2\,400 * 0,25 * 0,40 = 553,78 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{100 * 1,72}{1,85} = 92,97 \text{ kg/m}$$

Nivel 1:

- Viga de 6 metros

$$CM = \frac{380 * 14,98}{6} + 2\,400 * 0,25 * 0,39 + 150 * 2,85 = 1\,616,23 \text{ kg/m}$$

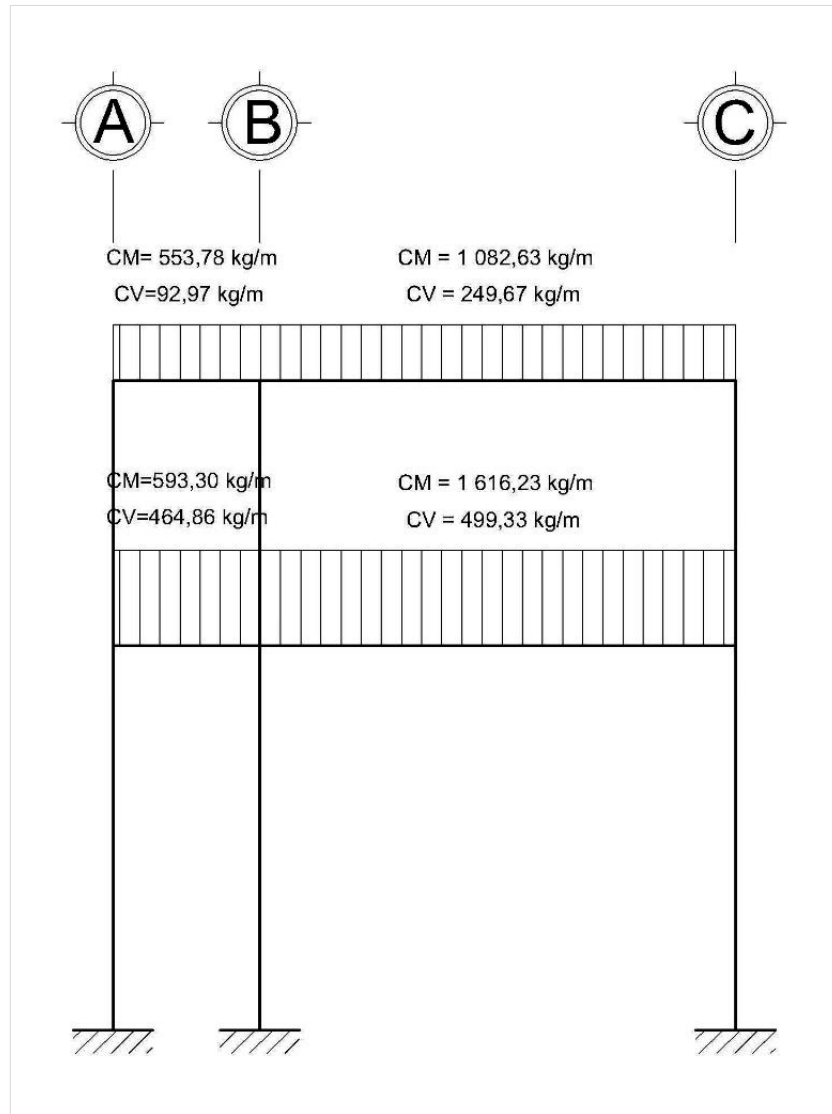
$$CV = \frac{200 * 14,98}{6} = 499,33 \text{ kg/m}$$

- Viga de 1,85 metros

$$CM = \frac{380 * 1,72}{1,85} + 2\,400 * 0,25 * 0,4 = 593,3 \text{ kg/m}$$

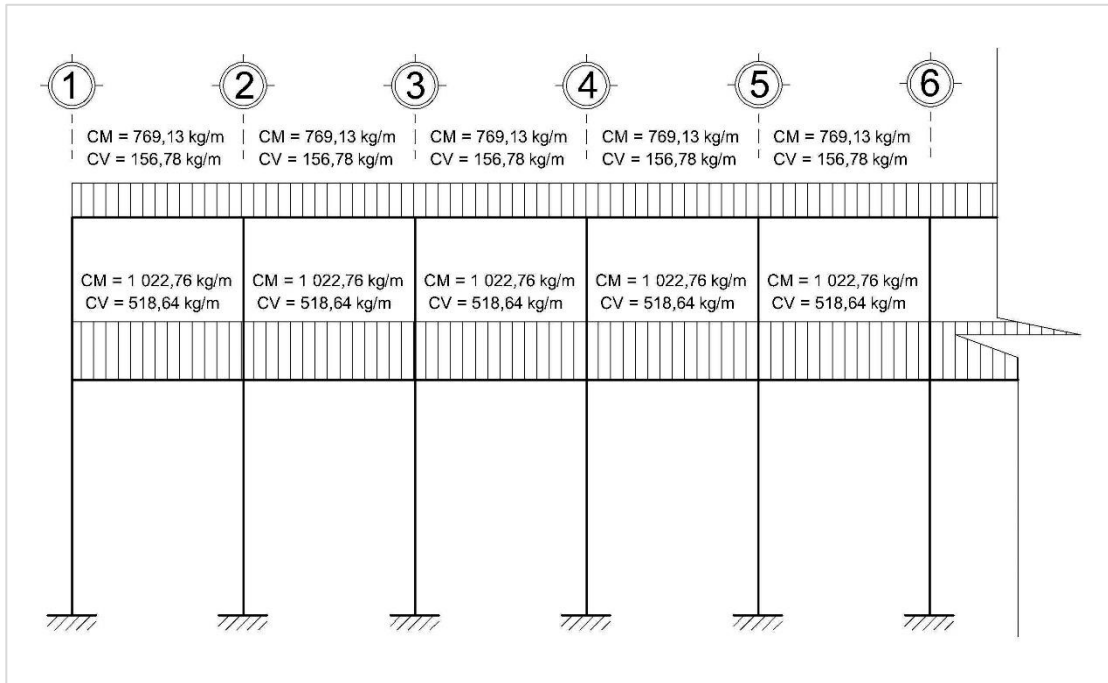
$$CV = \frac{500 * 1,72}{1,85} = 464,86 \text{ kg/m}$$

Figura 8. Cargas verticales sobre el marco 3, sentido Y



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

Figura 9. **Cargas verticales sobre el marco B, sentido X.**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

2.1.7.4.2. **Cargas horizontales por AGIES**

Una edificación está sometida a cargas horizontales y pueden ser provocadas por sismo, viento, empuje de fluidos o de suelo, entre otras. Estas cargas son dinámicas, por lo cual es muy baja la probabilidad de que todas actúen en el mismo momento.

Guatemala se encuentra situado en una zona altamente propensa a sufrir actividad sísmica; esto se debe a que el territorio está repartido sobre tres placas tectónicas: Cocos, Norteamérica y Caribe, y a la continua actividad volcánica.

Por tanto, es indispensable tomar en cuenta la carga sísmica para el diseño estructural del proyecto en cuestión.

La carga sísmica depende del peso de la edificación y se considera que el punto de aplicación de esta es en la base de la estructura, la cual se mantiene fija. Dicha carga es denominada corte basal (V_b) y es transmitida en cada nivel de la estructura y distribuida por marcos proporcionalmente a las rigideces de los elementos estructurales.

En este caso, para realizar el análisis sísmico de la estructura se utiliza el método de carga sísmica estática equivalente. Este “permite que las oscilaciones sísmicas sean modeladas como fuerzas estáticas horizontales aplicadas externamente a la edificación”⁸.

Para determinar el corte basal de la estructura, el método de carga sísmica estática equivalente utiliza la siguiente ecuación:

$$V_b = C_s W_s$$

Donde:

V_b = corte basal

C_s = coeficiente de sismo de diseño

W_s = peso total de la edificación, donde $W_s = W_{CM} + 0.25 \% W_{CV}$

⁸ AGIES. NSE 2. p. 24.

- Cálculo del peso total de la edificación (W_s)

Tabla XI. Integración del peso total de la edificación

Segundo nivel								
Elemento	γ_{concreto} (kg/m ³)	Peso distribuido (kg/m ²)	Altura (m)	Base (m)	Cantidad	Área (m ²)	Longitud (m)	W(kg)
Carga muerta								
Losa	2 400	--	0,100	--	--	277,89	--	66 693,60
Vigas	2 400	--	0,390	0,25	--	--	192,550	46 212,00
Columnas	2 400	--	0,400	0,40	33	--	1,175	14 889,60
Desnivel + mezcla	--	62,5	--	--	--	277,89	--	17 368,13
Repellos	--	25,0	--	--	--	277,89	--	6 947,25
Instalaciones	--	10,0	--	--	--	277,89	--	2 778,90
Ventanas	--	20,0	1,175	--	--	--	74,000	1 739,00
Muros	--	150,0	1,175	--	--	--	33,600	5 922,00
W_{CM}								162 550,48
Carga viva								
Techo	--	100,0	--	--	--	277,89	--	27 789,00
Total = W_{CM} + 25 % * W_{CV}								169 497,73
Primer nivel								
Carga muerta								
Losa	2 400	--	0,100	--	--	277,89	--	66 693,60
Vigas	2 400	--	0,390	0,25	--	--	192,550	46 212,00
Columnas	2 400	--	0,400	0,40	33	--	6,025	76 348,80
Piso+mezcla	--	105,0	--	--	--	277,89	--	29 178,45
Repellos	--	25,0	--	--	--	277,89	--	6 947,25
Instalaciones	--	10,0	--	--	--	277,89	--	2 778,90
Sillar	--	150,0	2,000	--	--	--	74,000	22 200,00
Ventanas	--	20,0	2,525	--	--	--	74,000	3 737,00
Muros	--	150,0	4,525	--	--	--	33,600	22 806,00
W_{CM}								276 902,00
Carga viva								
Aulas	--	200,0	--	--	--	212,40	--	42 480,00
Pasillo	--	500,0	--	--	--	65,49	--	32 745,00
W_{CV}								75 225,00
Total = W_{CM} + 25 % W_{CV}								295 708,25
Peso total de la estructura (W_s)								465 205,98

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo del coeficiente de sismo de diseño (C_s)

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R}$$

Donde:

$S_a(T)$ = demanda sísmica de diseño para una estructura con periodo T

R = factor de reducción

T = período fundamental de vibración de la estructura

- Procedimiento de cálculo de $S_a(T)$

Primero, es necesario establecer el índice de sismicidad (I_o), este mide, de forma relativa, la severidad esperada de un sismo en un lugar determinado. Luego, se debe seleccionar el parámetro de la ordenada espectral de periodo corto del sismo extremo (S_{cr}) y el parámetro de la ordenada espectral de periodo igual a 1 segundo del sismo extremo (S_{1r}). Para ambos factores se considera el basamento de roca en el sitio de interés⁹.

Los factores mencionados anteriormente se pueden encontrar en la lista de amenaza sísmica de la norma NSE 2 del AGIES 2010 y dependen del municipio donde se llevará a cabo la edificación. En este caso es San Lucas Sacatepéquez.

$$I_o = 4$$

$$S_{cr} = 1,50 \text{ g}$$

$$S_{1r} = 0,55 \text{ g}$$

⁹ AGIES. NSE 2. p. 12.

Tabla XII. **Clasificación de sitio**

Clase de Sitio		V_{ps} todo el perfil	N_p todo el perfil	N_{sc} sector no-cohesivo	S_{sc} sector cohesivo
AB	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	Suelo muy denso o roca suave	750 a 360 m/s	≥ 30	≥ 30	> 200 kPa
D	Suelo firme y rígido	360 a 180 m/s	30 a 5	30 a 5	200 a 50 kPa
E	Suelo suave	< 180 m/s	≤ 5	≤ 5	< 50 kPa
		Cualquier perfil de suelo con un estrato de 3.0 m o más con índice de plasticidad $IP > 20$; humedad $w \geq 40\%$ y $S_{sc} < 25$ kPa			
F	Suelo con problemas especiales	Véase NSE 2.1 Capítulo 5			

Fuente: AGIES 2010, NSE 2. p. 21.

Con base en las características encontradas en el suelo del lugar donde se construirá la edificación, se debe determinar la categoría del sitio. Para esto, se toma en cuenta el estudio de suelos realizado con el cual se determinó que se trata de un suelo firme y rígido. Por tanto, según lo establecido en el AGIES 2010, el tipo de sitio es clasificación “D”.

Ahora bien, a través de las siguientes tablas se debe determinar el coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos (F_a) y el coeficiente de sitio para períodos de vibración largos (F_v).

Tabla XIII. **Coefficiente de sitio F_a**

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	1.7	1.2	1.0	0.9	0.9
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

Fuente: AGIES 2010, NSE 2. p. 15.

Tabla XIV. **Coefficiente de sitio F_v**

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5
E	3.2	2.8	2.6	2.4	2.4
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

Fuente: AGIES 2010, NSE 2. p. 15.

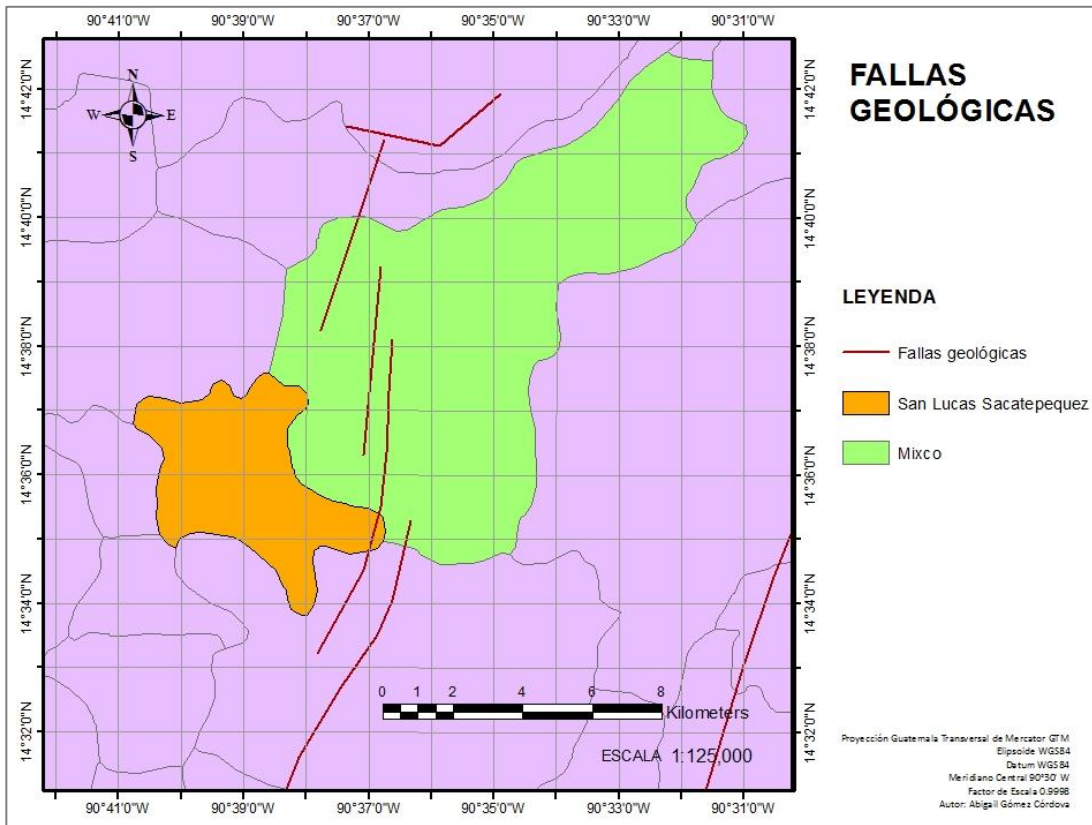
$$F_a = 1$$

$$F_v = 1,5$$

Después de contar con los coeficientes de sitio, es necesario establecer los factores de proximidad de las amenazas especiales para períodos de vibración cortos y largos N_a y N_v , respectivamente; estos también se denominan factores de falla cercana.

Para establecer dichos factores, se debe conocer la existencia y la cercanía de las fallas al lugar donde se desarrollará la estructura.

Figura 10. **Fallas geológicas cercanas a San Lucas Sacatepéquez**



Fuente: elaboración propia, utilizando ArcGIS 10.2.2.

Como se puede observar en la figura 10, San Lucas Sacatepéquez se encuentra en una zona de fallas. La más crítica es la falla de Mixco, la cual se activó después del terremoto de 1976. Estas fallas se encuentran aproximadamente a 5 km del sitio donde se llevará a cabo la edificación.

Con base en ello, se puede determinar el tipo de fuente sísmica que establece el AGIES en la tabla que se presenta a continuación:

Tabla XV. Tipo de fuente sísmica

Tipo de fuente	Descripción	Máxima magnitud-momento	Tasa de Corrimiento (mm por año)
A	Fallas geológicas capaces de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad (nota 1)	$M_o \geq 7.0$	$TC \geq 5$
B	Fallas geológicas que no son A o C	$M_o \geq 7.0$ $M_o < 7.0$ $M_o \geq 6.5$	$TC < 5$ $TC > 2$ $TC < 2$
C	Fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad	$M_o < 6.5$	$TC < 2$

Nota 1: la zona de subducción de Guatemala no se considera por la distancia a la fuente
 Nota 2: la magnitud M_o y el TC deben concurrir simultáneamente cuando se califique el tipo de fuente sísmica

Fuente: AGIES 2010, NSE 2, p. 24.

Las fallas geológicas cercanas a San Lucas Sacatepéquez son incapaces de generar eventos de gran magnitud, porque es fallamiento secundario. Por esta razón, el tipo de fuente sísmica se clasifica como “B”.

A partir de las tablas que se muestran seguidamente, se establece que a los factores N_a y N_v les corresponde un valor de 1 y 1,1, respectivamente.

Tabla XVI. Factor de proximidad de fuente sísmica N_a

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.25	1.12	1.0
B	1.12	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

Nota 1: tomar la distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km
 Nota 2: utilizar el factor N_a que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes

Fuente: AGIES 2010, NSE 2, p. 24.

Tabla XVII. **Factor de proximidad de fuente sísmica N_v**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	1.4	1.2	1.1	1.0
B	1.2	1.1	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

Nota 1: tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km
 Nota 2: utilizar el factor N_v que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes

Fuente: AGIES 2010, NSE 2, p. 25.

Ahora bien, con ayuda de los factores de proximidad de falla y de los coeficientes de sitio se ajustan los parámetros S_{cr} y S_{1r} , como se muestra a continuación:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a; \quad S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v$$

Donde:

S_{cs} = ordenada espectral ajustada de periodo corto del sismo extremo.

S_{1r} = ordenada espectral ajustada de periodo igual a 1 segundo del sismo extremo.

Entonces:

$$S_{cs} = 1,5 * 1 * 1 = 1,5$$

$$S_{1s} = 0,55 * 1,5 * 1,1 = 0,9075$$

Los parámetros espectrales anteriores se deben calibrar según el diseño requerido, para lo cual se necesita conocer el tipo de sismo y la probabilidad de

que este sea excedido en 50 años; estas condiciones se determinan basándose en la clase de obra.

Este edificio pertenece a la categoría II: obras importantes, estas “son las que albergan o pueden afectar a más de 300 personas; aquellas donde los ocupantes estén restringidos a desplazarse; las que se prestan servicios importantes (pero no esenciales después de un desastre) a gran número de personas o entidades, obras que albergan valores culturales reconocidos o equipo de alto costo”¹⁰. Además, esta misma norma agrega que dentro de esta categoría se incluyen los edificios educativos.

A pesar de que el edificio está diseñado para una capacidad de 30 alumnos por aula, es decir, 270 alumnos en total, ha de saberse que durante las horas de receso o en las diferentes actividades culturales, podría haber mayor cantidad de alumnos sobre la edificación.

Basándose en lo anterior, la sección 4.3.2.2, capítulo 4, NSE 2, AGIES 2010 establece que para una obra de categoría importante el tipo de sismo de diseño es severo. Este tiene un 5 % de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años.

Por tanto, el factor que determina el nivel de diseño requerido (K_d) es igual a 0,80, basándose en la sección 4.3.4.1, capítulo 4, NSE 2, AGIES 2010 y el espectro calibrado al nivel del diseño requerido es:

$$S_{cd} = K_d * S_{cs} = 0,80 * 1,5 = 1,2$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1s} = 0,80 * 0,9075 = 0,726$$

¹⁰ AGIES. NSE 1. p. 7.

Donde:

S_{cd} = espectro calibrado de periodo corto del sismo extremo al nivel de diseño requerido.

S_{1d} = espectro calibrado de periodo igual a 1 segundo del sismo extremo al nivel de diseño requerido.

La magnitud de $S_a(T)$ se debe definir realizando una comparación entre el periodo fundamental de la estructura (T) y el periodo de transición (T_s) que separa los periodos cortos de los largos.

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{si } T \leq T_s ; \quad S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} \quad \text{si } T > T_s$$

Para establecer el periodo fundamental de vibración de la estructura se utiliza la siguiente fórmula:

$$T = K_t (h_n)^x$$

Donde:

h_n = altura total del edificio

$K_t = 0,049$

$x = 0,75$

Los valores de K_t y x se seleccionaron conforme lo establecido en la sección 2.1.4.1, capítulo 2, NSE 3, AGIES 2010 y dependen del tipo de estructura de la edificación. Para seleccionar el tipo de estructura es necesario utilizar la sección 1.5, capítulo 1, norma NSE 3, AGIES 2010. Con base en esta, se determinó que el sistema utilizado es de marcos clase E-1 (columnas y vigas que soportan toda la carga vertical y las sollicitaciones horizontales).

Si la altura total de la estructura (h_n) es de 8,20 metros, se obtiene lo siguiente:

$$T = 0,049(8,2)^{0,75} = 0,2374 \text{ s}$$

Mientras tanto, T_s se debe calcular mediante la siguiente ecuación:

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}} = \frac{0,9075}{1,5} = 0,6050 \text{ s}$$

Con base en lo anterior, fácilmente se puede notar que $T < T_s$ ($0,2374 \text{ s} < 0,6050 \text{ s}$) y por tanto $S_a(T)$ debe ser igual a S_{cd} , es decir, $S_a(T) = 1,2$.

Por otro lado, el factor genérico de reducción de respuesta sísmica (R) tiene un valor de 8. Para determinarlo se utilizó la tabla 1-1, capítulo 1, NSE 3, AGIES 2010 y se conoce con base en el sistema estructural utilizado que, en este caso, se definió como marco tipo E1-A (marcos tipo A de concreto reforzado).

Con base en todo lo expuesto, es posible encontrar el coeficiente sísmico de diseño (C_s) y, por consiguiente, el corte basal de la estructura (V_b). Es importante mencionar que el valor de C_s debe satisfacer las siguientes condiciones:

$$C_s \geq 0,044 * S_{cd} = 0,044 * 1,2 = 0,0528$$

$$C_s \geq 0,5 * \frac{S_{1r}}{R} = 0,5 * \frac{0,55}{8} = 0,0344$$

$$C_s = \frac{1,2}{8} = 0,15$$

Claramente se observa que el valor determinado de C_s es mayor a las condiciones mínimas que debe satisfacer, por ende, aplica que el valor de C_s es 0,15.

Por tanto, el corte basal para la estructura, para el sentido x y para el sentido y, es:

$$V_b = 465\,205,98 \text{ kg} * 0,15 = 69\,780,90 \text{ kg}$$

- Distribución de fuerzas sísmicas por nivel

El corte basal se distribuye a lo largo del edificio de la siguiente forma:

$$F_i = C_{vi} * V_b$$

Donde:

$$C_{vi} = \frac{W_i * h_i^k}{\sum(W_i * h_i^k)}$$

F_i = cortante de cedencia en el nivel i de la edificación

h_i = altura del nivel i , medida desde el nivel del suelo

$k = 1$ si $T \leq 0,5 \text{ s}$

$k = 0,75 + 0,5T_s$ si $0,5 < T \leq 2,5 \text{ s}$

$k = 2$ si $T > 2,5 \text{ s}$

Para el caso en estudio, el valor correspondiente de k es 1.

Tabla XVIII. **Cálculo de fuerza horizontal por nivel**

Nivel	Wi (kg)	hi (m)	Wi*hi ^k	Cvi	Fi (kg)
2	169 497,73	8,20	1 135 634,76	0,5341	37 270,0
1	295 708,25	4,85	990 622,64	0,4659	32 510,9
Sumatoria			2 126 257,40		

Fuente: elaboración propia.

- Determinación de fuerza sísmica por marco

Para encontrar la fuerza sísmica que tendrá que soportar cada marco, primero se establece la rigidez (K) de los mismos. Esta se puede calcular por medio de las siguientes ecuaciones:

$$K_{\text{Nivel2}} = \frac{1}{\frac{F_i h^3}{3EI} + \frac{3F_i h}{E}} ; \quad K_{\text{Nivel1}} = \frac{1}{\frac{F_i h^3}{12EI} + \frac{3F_i h}{E}}$$

Donde:

Fi = fuerza actuante

h = altura de columnas

E = módulo de elasticidad del concreto, $15\ 100 \cdot \sqrt{f'c}$

I = inercia de la sección de columna, $1/12 \cdot \text{base} \cdot \text{altura}^3$

Todas las columnas de la estructura en cuestión poseen la misma rigidez debido a que tienen las mismas características geométricas, por consiguiente los cálculos posteriores se realizarán en función de K.

Después de haber determinado las rigideces es posible establecer la fuerza horizontal (corte por sismo) que afectará a cada uno de los marcos, tomando en cuenta el nivel y el sentido de la estructura.

$$F_h = F_i * \frac{K}{K * \text{Núm. de marcos}}$$

Donde:

F_h = corte directo del nivel en estudio

F_i = fuerza del nivel en estudio

K = rigidez total del nivel en estudio

Tabla XIX. **Tabla resumen de cálculo de corte por sismo**

Eje X		
Nivel	Factor	Fuerza horizontal
2	0,333	12 423,33 kg
1		10 836,97 kg
Eje Y		
Nivel	Factor	Fuerza horizontal
2	0,091	3 388,18 kg
1		2 955,54 kg

Fuente: elaboración propia.

Además de establecer el corte por sismo, es necesario considerar el corte por torsión de la estructura. La torsión es un giro alrededor de un eje vertical que se produce en el centro de rigidez de la misma.

El corte por torsión se genera por la existencia de una variación entre el centro de masa (Cm) y centro de rigidez (CR) de la edificación. La distancia que existe entre ambos centroides es conocida como la excentricidad de la estructura. No obstante, si la estructura es simétrica y el centro de masa

coincide con el de rigidez, es importante tomar en cuenta una excentricidad accidental, que según el AGIES debe ser del 5 % de la dimensión perpendicular a las fuerzas que se están considerando.

Para encontrar el corte por torsión se debe multiplicar la excentricidad (e) por el cortante de sismo que actúa en el nivel que se está analizando. Así se obtiene el momento torsional que deben resistir los elementos verticales

- Determinación del centro de masa

$$CmX = \frac{\sum AX}{\sum A}; \quad CmY = \frac{\sum AY}{\sum A}$$

Donde:

CmX = centro de masa en el sentido X

CmY = centro de masa en el sentido Y

A = área transversal del elemento estructural

X = posición de centro de masa del elemento estructural en el sentido X

Y = posición de centro de masa del elemento estructural en el sentido Y

Tabla XX. **Determinación del centro de masa de la estructura**

EJE X			
Eje	Área (m ²)	X (m)	AX
1	27,79	1,77	49,19
2	27,79	5,31	147,56
3	27,79	8,85	245,93
4	27,79	12,39	344,31
5	27,79	15,93	442,68
6	27,79	19,47	541,05
7	27,79	23,01	639,42
8	27,79	26,55	737,80
9	27,79	30,09	836,17
10	27,79	33,63	934,54
Suma	277,89	---	4918,65

Continuación de la tabla XX.

CmX	17,70 m		
EJE Y			
Eje	Área (m²)	Y (m)	AY
A	65,49	0,93	60,58
B	212,40	4,85	1030,14
Suma	277,89	---	1090,72
CmY	3,93 m		

Fuente: elaboración propia.

- Determinación del centro de rigidez

$$CRX = \frac{\sum KyXi}{\sum Ky}; \quad CRY = \frac{\sum KxYi}{\sum Kx}$$

Donde:

CRX = centro de rigidez en el sentido X

CRY = centro de rigidez en el sentido Y

Ky = rigidez de los elementos verticales en el sentido Y

Xi = posición del elemento vertical respecto a 0 en el sentido X

Kx = rigidez de los elementos verticales en el sentido X

Y = posición del elemento vertical respecto a 0 en el sentido Y

Tabla XXI. **Determinación del centro de rigidez de la estructura**

EJE X			
Eje	K	Xi (m)	KXi
1	3K	0,00	0,00K
2	3K	3,54	10,62K
3	3K	7,08	21,24K
4	3K	10,62	31,86K
5	3K	14,16	42,48K
6	3K	17,70	53,10K
7	3K	21,24	63,72K

Continuación de la tabla XXII.

8	3K	24,78	74,34K
9	3K	28,32	84,96K
10	3K	31,86	95,58K
11	3K	35,40	106,20K
Suma	33K	---	584,10K
CRX	17,70 m		
EJE Y			
Eje	K	Yi (m)	KYi
A	11K	0,00	0,00K
B	11K	1,85	20,35K
C	11K	7,85	86,35K
SUMA	33K		106,70K
CRY	3,23 m		

Fuente: elaboración propia.

- Determinación de la excentricidad de la estructura

$$e_{real} = |Cm - CR|$$

$$e_{diseño} = e_{real} + 0,05 * B$$

Donde:

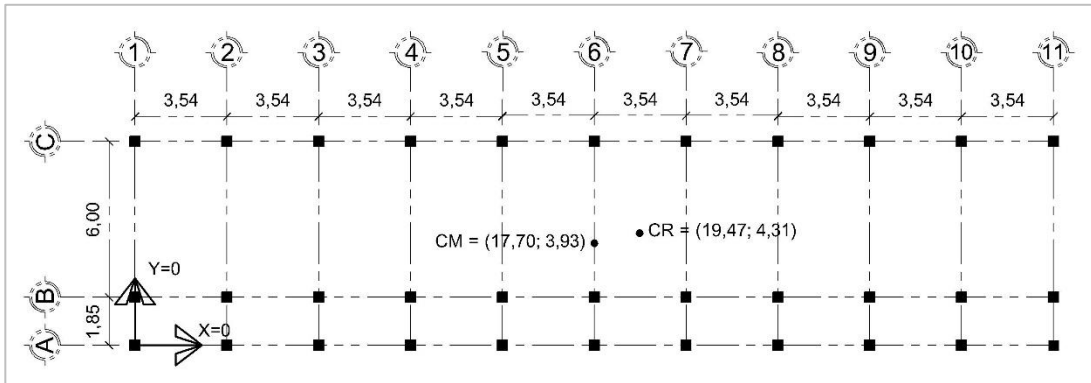
B = base perpendicular a las fuerzas consideradas.

Tabla XXII. **Cálculo de excentricidades**

Datos	Eje X	Eje Y
Cm	17,70 m	3,93 m
CR	17,70 m	3,23 m
B	35,40 m	7,85 m
e_{real}	0,00 m	0,69 m
e_{diseño}	1,77 m	1,08 m

Fuente: elaboración propia.

Figura 11. Centro de masa y centro de rigidez de diseño



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

El cortante por torsión se establece mediante el uso de la siguiente ecuación:

$$V_t = \frac{e_{\text{diseño}} * F_i * (K * d_i)}{\sum (K * d_i)^2}$$

Donde:

V_t = cortante por torsión

$e_{\text{diseño}}$ = excentricidad de diseño

F_i = fuerza por nivel

K = rigidez del marco analizado

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

Tabla XXIII. **Determinación de las fuerzas por torsión y por marco, eje X**

Marco	K	Di	K*di	(K*di)^2	Nivel 1		Nivel 2	
					Fi = 32 510,90		Fi = 37 270,00	
					Vt	Fm	Vt	Fm
1	11	-17,70	-194,70	37 908,09	67,17	10 904,14	77,00	12 500,34
2	11	-14,16	-155,76	24 261,18	53,74	10 890,70	61,60	12 484,94
3	11	-10,62	-116,82	13 646,91	40,30	10 877,27	46,20	12 469,54
4	11	-7,08	-77,88	6 065,29	26,87	10 863,83	30,80	12 454,13
5	11	-3,54	-38,94	1 516,32	13,43	10 850,40	15,40	12 438,73
6	11	0,00	0,00	0,00	0,00	10 836,97	0,00	12 423,33
7	11	3,54	38,94	1 516,32	13,43	10 850,40	15,40	12 438,73
8	11	7,08	77,88	6 065,29	26,87	10 863,83	30,80	12 454,13
9	11	10,62	116,82	13 646,91	40,30	10 877,27	46,20	12 469,54
10	11	14,16	155,76	24 261,18	53,74	10 890,70	61,60	12 484,94
11	11	17,70	194,70	37 908,09	67,17	10 904,14	77,00	12 500,34
Total	121			166 795,60				

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIV. **Determinación de las fuerzas por torsión y por marco, eje Y**

Marco	K	di	K*di	(K*di)^2	Nivel 1		Nivel 2	
					Fi = 32 510,90		Fi = 37 270,00	
					Vt	Fm	Vt	Fm
A	3	-3,23	-9,69	93,90	1 126,71	4 082,25	1 291,64	4 679,83
B	3	-1,38	-4,14	17,14	481,38	3 436,92	551,85	3 940,03
C	3	4,62	13,86	192,10	1 611,58	4 567,12	1 847,49	5 235,67
Total	9			303,14				

Fuente: elaboración propia.

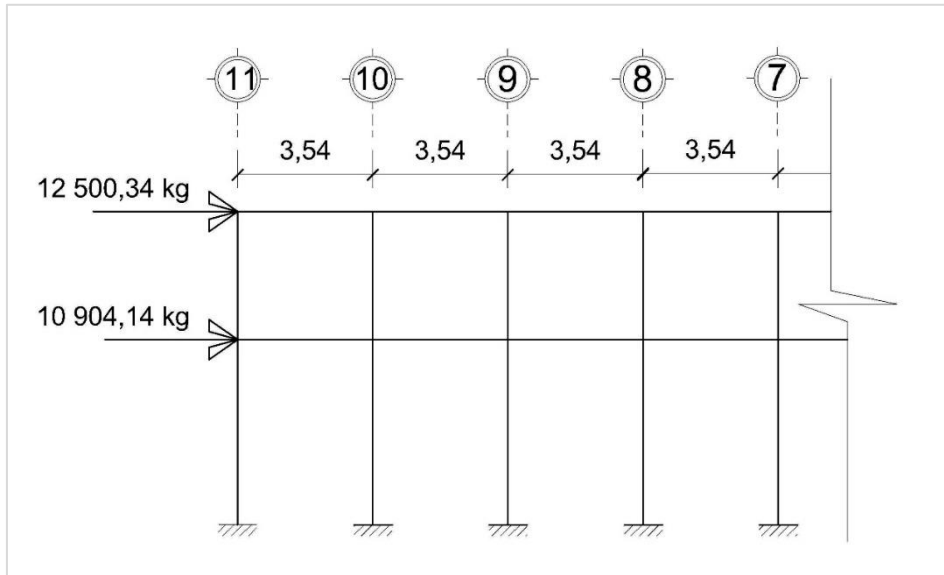
$$Fm_{\text{ejeX-nivel1}} = 10 904,14 \text{ kg}$$

$$Fm_{\text{ejeY-nivel1}} = 4 567,12 \text{ kg}$$

$$Fm_{\text{ejeX-nivel2}} = 12 500,34 \text{ kg}$$

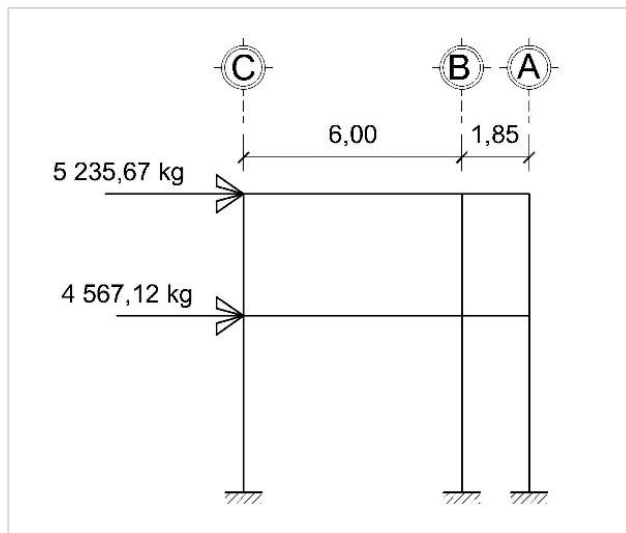
$$Fm_{\text{ejeY-nivel2}} = 5 235,67 \text{ kg}$$

Figura 12. **Fuerzas horizontales marco B, sentido X**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

Figura 13. **Fuerzas horizontales marco 3, sentido Y**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

2.1.7.5. Análisis de momento último con método numérico y comparación con *software*

En esta sección se desarrolla el análisis del comportamiento de la estructura, tomando en cuenta las dimensiones y la magnitud de las diferentes cargas que afectan a los elementos estructurales que la conforman.

El análisis de los marcos se realizó utilizando el método de Kani, que es un método numérico exacto y a la vez correctivo, y se comprobó con el *software* SAP2000 versión 17. La variación entre los resultados lanzados por el *software* y los obtenidos mediante el método de Kani se exponen más adelante en las tablas XLVII y XLVIII.

El análisis se realizó para carga muerta, carga viva y carga de sismo de forma independiente.

A continuación se detallan las ecuaciones utilizadas para el análisis numérico y se ejemplifican con datos del análisis de carga muerta del marco B en sentido X.

- Momentos fijos para cargas verticales (MF_{ik})

$$MF_{ik} = \pm \frac{CU * L^2}{12}$$

Donde:

CU = carga uniformemente distribuida

L = longitud de viga

Ejemplo:

$$MF_{A-B} = -\frac{769,13 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (3,54 \text{ m})^2}{12} = -803,20 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{B-A} = \frac{769,13 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (3,54 \text{ m})^2}{12} = 803,20 \text{ kg} - \text{m}$$

Tabla XXV. **Momentos fijos para carga muerta, marco B sentido X**

Viga	CM (kg/m)	L (m)	MF (kg-m)	Viga	MF (kg-m)
A-B	769,13	3,54	-803,20	B-A	803,20
B-C	769,13	3,54	-803,20	C-B	803,20
C-D	769,13	3,54	-803,20	D-C	803,20
D-E	769,13	3,54	-803,20	E-D	803,20
E-F	769,13	3,54	-803,20	F-E	803,20
F-G	769,13	3,54	-803,20	G-F	803,20
G-H	769,13	3,54	-803,20	H-G	803,20
H-I	769,13	3,54	-803,20	I-H	803,20
I-J	769,13	3,54	-803,20	J-I	803,20
J-K	769,13	3,54	-803,20	K-J	803,20
L-M	1 022,76	3,54	-1 068,07	M-L	1 068,07
M-N	1 022,76	3,54	-1 068,07	N-M	1 068,07
N-O	1 022,76	3,54	-1 068,07	O-N	1 068,07
O-P	1 022,76	3,54	-1 068,07	P-O	1 068,07
P-Q	1 022,76	3,54	-1 068,07	Q-P	1 068,07
Q-R	1 022,76	3,54	-1 068,07	R-Q	1 068,07
R-S	1 022,76	3,54	-1 068,07	S-R	1 068,07
S-T	1 022,76	3,54	-1 068,07	T-S	1 068,07
T-U	1 022,76	3,54	-1 068,07	U-T	1 068,07
U-V	1 022,76	3,54	-1 068,07	V-U	1 068,07

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVI. **Momentos fijos para carga viva, marco B sentido X**

Viga	CV (kg/m)	L (m)	MF (kg-m)	Viga	MF (kg-m)
A-B	156,78	3,54	-163,73	B-A	163,73
B-C	156,78	3,54	-163,73	C-B	163,73
C-D	156,78	3,54	-163,73	D-C	163,73
D-E	156,78	3,54	-163,73	E-D	163,73
E-F	156,78	3,54	-163,73	F-E	163,73
F-G	156,78	3,54	-163,73	G-F	163,73
G-H	156,78	3,54	-163,73	H-G	163,73
H-I	156,78	3,54	-163,73	I-H	163,73
I-J	156,78	3,54	-163,73	J-I	163,73
J-K	156,78	3,54	-163,73	K-J	163,73
L-M	518,64	3,54	-541,62	M-L	541,62
M-N	518,64	3,54	-541,62	N-M	541,62
N-O	518,64	3,54	-541,62	O-N	541,62
O-P	518,64	3,54	-541,62	P-O	541,62
P-Q	518,64	3,54	-541,62	Q-P	541,62
Q-R	518,64	3,54	-541,62	R-Q	541,62
R-S	518,64	3,54	-541,62	S-R	541,62
S-T	518,64	3,54	-541,62	T-S	541,62
T-U	518,64	3,54	-541,62	U-T	541,62
U-V	518,64	3,54	-541,62	V-U	541,62

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVII. **Momentos fijos para carga muerta, marco 3 sentido Y**

Viga	CM (kg/m)	L (m)	MF (kg-m)	Viga	MF (kg-m)
1-2	1 082,63	6,00	-3 247,89	2-1	3 247,89
2-3	553,78	1,85	-157,94	3-2	157,94
4-5	1 616,23	6,00	-4 848,69	5-4	4 848,69
5-6	593,30	1,85	-169,21	6-5	169,21

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVIII. **Momentos fijos para carga viva, marco 3 sentido Y**

Viga	CV (kg/m)	L (m)	MF (kg-m)	Viga	MF (kg-m)
1-2	249,67	6,00	-749,01	2-1	749,01
2-3	92,97	1,85	-26,52	3-2	26,52
4-5	499,33	6,00	-1 497,99	5-4	1 497,99
5-6	464,86	1,85	-132,58	6-5	132,58

Fuente: elaboración propia.

- Rigidez (K_{ik})

$$K_{ik} = \pm \frac{\text{Inercia}}{\text{Longitud}_{ik}}$$

Ejemplo:

$$K_{A-B} = -\frac{\frac{1}{12} * 0,25m * 0,50m^3}{6m} = -0,00043 \text{ m}^3$$

Tabla XXIX. **Rigidez de elementos estructurales, sentido X**

Elemento	Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)	I (m ⁴)	K (m ³)
Vigas	0,25	0,50	3,54	0,00260	0,00074
Columnas nivel 2	0,40	0,40	3,35	0,00213	0,00064
Columnas nivel 1	0,40	0,40	4,85	0,00213	0,00044

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXX. Rigidez de elementos estructurales, sentido Y

Elemento	Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)	I (m ⁴)	K (m ³)
Vigas 6 m	0,25	0,50	6,00	0,00260	0,00043
Vigas 1,85 m	0,25	0,50	1,85	0,00260	0,00141
Columnas nivel 2	0,40	0,40	3,35	0,00213	0,00064
Columnas nivel 1	0,40	0,40	4,85	0,00213	0,00044

Fuente: elaboración propia.

- Factor de giro (μ_{ik})

$$\mu_{ik} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{ik}}{\sum K_{ik}}$$

Ejemplo:

$$\mu_{A-B} = -\frac{1}{2} * \frac{0,00074 \text{ m}^3}{0,00074 \text{ m}^3 + 0,00064} = -0,268$$

Tabla XXXI. Factores de giro, marco 3 sentido Y

Nivel 2					
Nodo 1		Nodo 2		Nodo 3	
μ_{1-2}	-0,203	μ_{2-1}	-0,088	μ_{3-2}	-0,344
μ_{1-4}	-0,297	μ_{2-3}	-0,284	μ_{3-6}	-0,156
		μ_{2-5}	-0,128		
Nivel 1					
Nodo 4		Nodo 5		Nodo 6	
μ_{4-1}	-0,211	μ_{5-2}	-0,109	μ_{6-3}	-0,128
μ_{4-5}	-0,144	μ_{5-4}	-0,074	μ_{6-5}	-0,283
μ_{4-7}	-0,146	μ_{5-6}	-0,241	μ_{6-9}	-0,089
		μ_{5-8}	-0,075		

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXII. Factores de giro, marco B sentido X

Nivel 2							
Nodo A	μ	Nodo B	Nodo C	Nodo D	Nodo E	Nodo F	M
μ_{A-B}	-0,268	$\mu_{B-A} =$	$\mu_{C-B} =$	$\mu_{D-C} =$	$\mu_{E-D} =$	$\mu_{F-E} =$	-0,174
μ_{A-L}	-0,232	$\mu_{B-C} =$	$\mu_{C-D} =$	$\mu_{D-E} =$	$\mu_{E-F} =$	$\mu_{F-G} =$	-0,174
		$\mu_{B-M} =$	$\mu_{C-N} =$	$\mu_{D-O} =$	$\mu_{E-P} =$	$\mu_{F-Q} =$	-0,151
Nodo G	Nodo H	Nodo I	Nodo J	M	Nodo K		M
$\mu_{G-F} =$	$\mu_{H-G} =$	$\mu_{I-H} =$	$\mu_{J-I} =$	-0,174	$\mu_{K-J} =$		-0,268
$\mu_{G-H} =$	$\mu_{H-I} =$	$\mu_{I-J} =$	$\mu_{J-K} =$	-0,174	$\mu_{K-V} =$		-0,232
$\mu_{G-R} =$	$\mu_{H-S} =$	$\mu_{I-T} =$	$\mu_{J-U} =$	-0,151			
Nivel 1							
Nodo L	μ	Nodo M	Nodo N	Nodo O	Nodo P	Nodo Q	M
μ_{L-M}	-0,203	$\mu_{M-L} =$	$\mu_{N-M} =$	$\mu_{O-M} =$	$\mu_{P-O} =$	$\mu_{Q-O} =$	-0,144
μ_{L-A}	-0,176	$\mu_{M-N} =$	$\mu_{N-O} =$	$\mu_{O-P} =$	$\mu_{P-Q} =$	$\mu_{Q-R} =$	-0,144
μ_{L-W}	-0,121	$\mu_{M-B} =$	$\mu_{N-C} =$	$\mu_{O-D} =$	$\mu_{P-E} =$	$\mu_{Q-F} =$	-0,125
		$\mu_{M-X} =$	$\mu_{N-Y} =$	$\mu_{O-Z} =$	$\mu_{P-AA} =$	$\mu_{Q-BB} =$	-0,086
Nodo R	Nodo S	Nodo T	Nodo U	M	Nodo V		M
$\mu_{R-Q} =$	$\mu_{S-R} =$	$\mu_{T-S} =$	$\mu_{U-T} =$	-0,144	$\mu_{V-U} =$		-0,203
$\mu_{R-S} =$	$\mu_{S-T} =$	$\mu_{T-U} =$	$\mu_{U-V} =$	-0,144	$\mu_{V-K} =$		-0,176
$\mu_{R-F} =$	$\mu_{S-H} =$	$\mu_{T-I} =$	$\mu_{U-J} =$	-0,125	$\mu_{V-GG} =$		-0,121
$\mu_{R-CC} =$	$\mu_{S-DD} =$	$\mu_{T-EE} =$	$\mu_{J-FF} =$	-0,086			

Fuente: elaboración propia.

- Momentos de sujeción (MS)

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

Ejemplo:

$$MS_{\text{Nodo B}} = 803,20 + (-803,20) = 0 \text{ kg} - \text{m}$$

Tabla XXXIII. **Momentos de sujeción, marco B sentido X**

Nodo	MS (carga muerta)	MS (carga viva)
A	-803,20	-163,73
B	0,00	0,00
C	0,00	0,00
D	0,00	0,00
E	0,00	0,00
F	0,00	0,00
G	0,00	0,00
H	0,00	0,00
I	0,00	0,00
J	0,00	0,00
K	803,20	163,73
L	-1 068,07	-541,62
M	0,00	0,00
N	0,00	0,00
O	0,00	0,00
P	0,00	0,00
Q	0,00	0,00
R	0,00	0,00
S	0,00	0,00
T	0,00	0,00
U	0,00	0,00
V	1 068,07	541,62

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIV. **Momentos de sujeción, marco 3 sentido Y**

Nodo	MS (carga muerta)	MS (carga viva)
1	-3 247,89	-749,01
2	3 089,95	722,49
3	157,94	26,52
4	-4 848,69	-1 497,99
5	4 679,48	1 365,41
6	169,21	132,58

Fuente: elaboración propia.

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

$$M'_{ik} = \mu_{ik}[MS + (M'_{ni} + M''_{in})]$$

Ejemplo:

Primera iteración Nodo A

$$M'_{A-B} = -0,268 * (-803,20) = 215,259 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{A-L} = -0,232 * (-803,20) = 186,342 \text{ kg} - \text{m}$$

Segunda iteración Nodo A

$$M'_{A-B} = -0,268 * (-803,2 - 37,558 + 154,065) = 184,035 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{A-L} = -0,232 * (-803,2 - 37,558 + 154,065) = 159,312 \text{ kg} - \text{m}$$

Se repite el mismo procedimiento para todos los nodos y se realizaron 11 iteraciones.

Tabla XXXV. **Influencias de giro, iteración 11, carga muerta y carga viva, marco B sentido X**

Nodo	Viga	M' (CM)	M' (CV)	Columna	M' (CM)	M' (CV)
A	A-B	178,690	18,579	A-L	154,685	16,083
B	B-A	-28,304	-0,763	B-M	-24,501	-0,661
	B-C	-28,304	-0,763			
C	C-B	4,623	-0,249	C-N	4,002	-0,216
	C-D	4,623	-0,249			
D	D-C	-0,778	0,104	D-O	-0,674	0,090
	D-E	-0,778	0,104			

Continuación de la tabla XXXV.

E	E-D	0,131	-0,027	E-P	0,113	-0,023
	E-F	0,131	-0,027			
F	F-E	1,51E-6	6,81E-7	F-Q	-1,30E-6	5,98E-7
	F-G	1,51E-6	6,81E-7			
G	G-F	-0,131	0,027	G-R	-0,113	0,023
	G-H	-0,131	0,027			
H	H-G	0,778	-0,104	H-S	0,674	-0,090
	H-I	0,778	-0,104			
I	I-H	-4,623	0,249	I-T	-4,002	0,216
	I-J	-4,623	0,249			
J	J-I	28,304	0,763	J-U	24,501	0,661
	J-K	28,304	0,763			
K	K-J	-178,690	-18,579	K-V	-154,685	-16,083
L	L-M	190,322	109,923	L-W	113,800	65,732
				L-A	164,755	95,164
M	M-L	-24,369	-16,122	M-B	-21,095	-13,957
	M-N	-24,369	-16,122	M-X	-14,571	-9,640
N	N-M	2,989	2,412	N-C	2,588	2,088
	N-O	2,989	2,412	N-Y	1,787	1,144
O	O-N	-0,339	-0,369	O-D	-0,203	-0,318
	O-P	-0,339	-0,369	O-Z	-0,173	-0,221
P	P-O	0,033	0,057	P-E	0,028	0,049
	P-Q	0,033	0,057	P-AA	0,019	0,034
Q	Q-P	1,05E-6	1,160E-6	Q-F	9,11E-7	1,005E-7
	Q-R	1,05E-6	1,160E-6	Q-BB	6,29E-7	6,938E-8
R	R-Q	-0,033	-0,057	R-G	-0,028	-0,049
	R-S	-0,033	-0,057	R-CC	-0,019	-0,034
S	S-R	0,339	0,369	S-H	0,293	0,320
	S-T	0,339	0,369	S-DD	0,203	0,221
T	T-S	-2,989	-2,412	T-I	-2,588	-2,088
	T-U	-2,989	-2,412	T-EE	-1,787	-1,442
U	U-T	24,369	16,122	U-J	21,095	13,957
	U-V	24,369	16,122	U-FF	14,571	9,640
V	V-U	-190,322	-109,932	V-K	-164,755	-95,164
				V-GG	-113,800	-65,732

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXVI. **Influencias de giro, iteración 11, carga muerta y carga viva, marco 3 sentido Y**

Nodo	Viga	M' (CM)	M' (CV)	Columna	M' (CM)	M' (CV)
1	1-2	525,684	101,799	1-4	771,296	149,362
2	2-1	-286,596	-61,800	2-5	-420,500	-90,674
	2-3	-929,500	-200,432			
3	3-2	222,430	50,267	3-6	100,626	22,741
4	4-5	641,024	210,253	4-1	940,526	308,488
				4-7	649,642	213,079
5	5-4	-384,991	-115,012	5-2	-564,869	-168,748
	5-6	-1 248,621	-373,012	5-8	-390,167	-116,558
6	6-5	277,295	61,673	6-3	125,447	27,900
				6-9	86,649	19,271

Fuente: elaboración propia.

- Momentos finales negativos (M_{ik})

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

Ejemplo:

$$M_{A-B} = -803,200 + 2 * 178,690 - 28,304 = - 474,13 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{B-A} = 803,200 + 2 * -28,304 + 178,690 = 925,29 \text{ kg} - \text{m}$$

Tabla XXXVII. **Momentos finales negativos, carga muerta, marco B sentido X**

Nodo	Viga	Momento final (kg-m)	Columna	Momento final (kg-m)
A	A-B	-474,13	A-L	474,13
B	B-A	925,29	B-M	-70,10
	B-C	-855,19		

Continuación de la tabla XXXVII.

C	C-B	784,14	C-N	10,59
	C-D	-794,74		
D	D-C	806,27	D-O	-1,64
	D-E	-804,63		
E	E-D	802,69	E-P	0,25
	E-F	-802,94		
F	F-E	803,33	F-Q	0,00
	F-G	-803,33		
G	G-F	802,94	G-R	-0,25
	G-H	-802,69		
H	H-G	804,63	H-S	1,64
	H-I	-806,27		
I	I-H	794,74	I-T	-10,59
	I-J	-784,14		
J	J-I	855,19	J-U	70,10
	J-K	-925,29		
K	K-J	474,13	K-V	-474,13
L	L-M	-711,79	L-W	227,60
			L-A	484,19
M	M-L	1 209,65	M-B	-66,69
	M-N	-1 113,82	M-X	-29,14
N	N-M	1 049,68	N-C	9,18
	N-O	-1 062,43	N-Y	3,57
O	O-N	1 070,38	O-D	-1,26
	O-P	-1068,71	O-Z	-0,41
P	P-O	1 067,79	P-E	0,17
	P-Q	-1 068,00	P-AA	0,04
Q	Q-P	1 068,10	Q-F	0,00
	Q-R	-1 068,10	Q-BB	0,00
R	R-Q	1 068,00	R-G	-0,17
	R-S	-1 067,79	R-CC	-0,04
S	S-R	1 068,71	S-H	1,26
	S-T	-1 070,38	S-DD	0,41
T	T-S	1 062,43	T-I	-9,18
	T-U	-1 049,68	T-EE	-3,57
U	U-T	1 113,82	U-J	66,69
	U-V	-1 209,65	U-FF	29,14
V	V-U	711,79	V-K	-484,19
			V-GG	-227,60

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXVIII. **Momentos finales negativos, carga viva, marco B sentido X**

Nodo	Viga	Momento final (kg-m)	Columna	Momento final (kg-m)
A	A-B	-127,33	A-L	127,33
B	B-A	180,78	B-M	-15,28
	B-C	-165,50		
C	C-B	162,46	C-N	1,66
	C-D	-164,12		
D	D-C	163,68	D-O	-0,14
	D-E	-163,54		
E	E-D	163,78	E-P	0,00
	E-F	-163,78		
F	F-E	163,70	F-Q	0,00
	F-G	-163,70		
G	G-F	163,78	G-R	0,00
	G-H	-163,78		
H	H-G	163,54	H-S	0,14
	H-I	-163,68		
I	I-H	164,12	I-T	-1,66
	I-J	-162,46		
J	J-I	165,50	J-U	15,28
	J-K	-180,78		
K	K-J	127,33	K-V	-127,33
L	L-M	-337,87	L-W	131,46
			L-A	206,41
M	M-L	619,30	M-B	-28,57
	M-N	-571,45	M-X	-19,28
N	N-M	530,32	N-C	3,96
	N-O	-537,16	N-Y	2,88
O	O-N	543,29	O-D	-0,55
	O-P	-542,30	O-Z	-0,44
P	P-O	541,36	P-E	0,07
	P-Q	-541,50	P-AA	0,07
Q	Q-P	541,67	Q-F	0,00
	Q-R	-541,67	Q-BB	0,00
R	R-Q	541,50	R-G	-0,07
	R-S	-541,36	R-CC	-0,07

Continuación de la tabla XXXVIII.

S	S-R	542,30	S-H	0,55
	S-T	-543,29	S-DD	0,44
T	T-S	537,16	T-I	-3,96
	T-U	-530,32	T-EE	-2,88
U	U-T	571,45	U-J	28,57
	U-V	-619,30	U-FF	19,28
V	V-U	337,87	V-K	-206,41
			V-GG	-131,46

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIX. **Momentos finales negativos, carga muerta, marco 3 sentido Y**

Nodo	Viga	Momento final (kg-m)	Columna	Momento final (kg-m)
1	1-2	-2 483,12	1-4	2 483,12
2	2-1	3 200,38	2-5	-1 405,87
	2-3	-1 794,51		
3	3-2	326,70	3-6	326,70
4	4-5	-3951,63	4-1	2 652,35
			4-7	1 299,28
5	5-4	4 719,73	5-2	-1 550,24
	5-6	-2 389,16	5-8	-780,33
6	6-5	524,82	6-3	351,52
			6-9	173,30

Fuente: elaboración propia.

Tabla XL. **Momentos finales, carga viva, marco 2 sentido Y**

Nodo	Viga	Momento final (kg-m)	Columna	Momento final (kg-m)
1	1--2	-607,21	1--4	607,21

Continuación de la tabla XL.

2	2--1	727,21	2--5	-350,10
	2--3	-377,11		
3	3--2	73,38	3--6	73,38
4	4--5	-1 192,50	4--1	766,34
			4--7	426,16
5	5--4	1 478,22	5--2	-428,17
	5--6	-816,93	5--8	-233,12
6	6--5	117,08	6--3	78,54
			6--9	38,54

Fuente: elaboración propia.

- Momentos positivos en vigas (M_{ik}^+)

$$M_{ik}^+ = \frac{WL^2}{8} - \frac{|M_{ik}| + |M_{ki}|}{2}$$

Ejemplo:

$$M_{A-B}^+ = \frac{769,13 * 3,54^2}{8} - \frac{|-474,13| + |925,29|}{2} = 505,10 \text{ kg} - \text{m}$$

Tabla XLI. **Momento positivo, carga muerta y viva, marco B sentido X**

Viga	CM (kg/m)	L (m)	M_{CM}^+ (kg-m)	CV (kg/m)	M_{CV}^+ (kg-m)
A-B	769,13	3,54	505,10	156,78	91,53
B-C	769,13	3,54	385,14	156,78	81,61
C-D	769,13	3,54	404,30	156,78	81,69
D-E	769,13	3,54	401,15	156,78	81,93
E-F	769,13	3,54	401,67	156,78	81,85
F-G	769,13	3,54	401,67	156,78	81,85
G-H	769,13	3,54	401,15	156,78	81,93
H-I	769,13	3,54	404,30	156,78	81,69
I-J	769,13	3,54	385,14	156,78	81,61
J-K	769,13	3,54	505,10	156,78	91,53

Continuación de la tabla XLI.

L-M	1 022,76	3,54	641,38	518,64	333,84
M-N	1 022,76	3,54	520,35	518,64	261,54
N-O	1 022,76	3,54	535,70	518,64	272,20
O-P	1 022,76	3,54	533,85	518,64	270,59
P-Q	1 022,76	3,54	534,05	518,64	270,84
Q-R	1 022,76	3,54	534,05	518,64	270,84
R-S	1 022,76	3,54	533,85	518,64	270,59
S-T	1 022,76	3,54	535,70	518,64	272,20
T-U	1 022,76	3,54	520,35	518,64	261,54
U-V	1 022,76	3,54	641,38	518,64	333,84

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLII. **Momento positivo, carga muerta y viva, marco 3 sentido Y**

Viga	CM (kg/m)	L (m)	MCM+ (kg-m)	CV (kg/m)	MCV+ (kg-m)
1-2	1 082,63	6,00	2 030,08	249,67	456,30
2-3	553,78	1,85	823,69	92,97	185,47
4-5	1 616,23	6,00	2 937,35	499,33	911,62
5-6	593,3	1,85	1 203,17	464,86	268,13

Fuente: elaboración propia.

Para analizar el comportamiento de la estructura bajo las cargas de sismo es necesario tomar en cuenta los momentos de piso (M_n) que actúan en la estructura:

$$M_n = \frac{Q_n * H_n}{3}$$

Donde:

Q_n = Fuerza cortante en piso (Ver tablas XXIII y XXIV)

H_n = altura del piso "n"

- Momentos de piso, marco B eje X

$$M_{\text{nivel2}} = \frac{12\,500,34 \text{ kg} * 3,35 \text{ m}}{3} = 13\,958,71 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{\text{nivel1}} = \frac{(12\,500,34 \text{ kg} + 10\,904,14 \text{ kg}) * 4,85 \text{ m}}{3} = 37\,837,24 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momentos de piso, marco 3 eje Y

$$M_{\text{nivel2}} = \frac{5\,235,67 \text{ kg} * 3,35 \text{ m}}{3} = 5\,846,50 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{\text{nivel1}} = \frac{(5\,235,67 \text{ kg} + 4\,567,12 \text{ kg}) * 4,85 \text{ m}}{3} = 15\,847,84 \text{ kg} - \text{m}$$

Además, se debe encontrar el factor de corrimiento (\ddot{u}_{ik}) por nivel, para las columnas:

$$\ddot{u}_{ik} = -\frac{3}{2} * \frac{K_{\text{columna}}}{\sum K_{\text{columnas}}}$$

- Factor de corrimiento para columnas del marco B sentido X

$$\ddot{u}_{\text{nivel 1}} = -\frac{3}{2} * \frac{0,00064}{0,0064 * 11} = -0,136$$

$$\ddot{u}_{\text{nivel 2}} = -\frac{3}{2} * \frac{0,00044}{0,00044 * 11} = -0,136$$

- Factor de corrimiento para columnas del marco 2 sentido Y

$$\ddot{u}_{\text{nivel 1}} = -\frac{3}{2} * \frac{0,00064}{0,00064 * 3} = -0,5$$

$$\ddot{u}_{\text{nivel 2}} = -\frac{3}{2} * \frac{0,00044}{0,00044 * 3} = -0,5$$

Para llevar a cabo las iteraciones se utilizan los mismos factores de reparto determinados para el análisis de carga viva y carga muerta. En este caso las iteraciones se calculan para determinar la influencia de desplazamiento (M''_{ik}):

$$M''_{ik} = \ddot{u}_{ik} [M_n + \Sigma(M'_{ik} + M'_{ki})]$$

Ejemplo:

Primera iteración, Nodo A

$$M''_{A-B} = -0,268 * (0,00) = 0,00 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M''_{A-L} = -0,232 * (0,00) = 0,00 \text{ kg} - \text{m}$$

Segundo nivel, para todas las columnas

$$M_1 = -0,136 * (13\ 958,71 + 0 * 22) = -1\ 903,46 \text{ kg} - \text{m}$$

Primer nivel, para todas las columnas

$$M_1 = -0,136 * (37\ 837,24 + 0 * 11) = -5\ 169,62 \text{ kg} - \text{m}$$

Segunda iteración, Nudo A

$$M''_{A-B} = -0,268 * (-1\ 903,46 + 0 + 0 + 0) = 510,13 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M''_{A-L} = -0,232 * (-1\ 903,46 + 0 + 0 + 0) = 441,60 \text{ kg} - \text{m}$$

Segundo nivel, para todas las columnas

$$M_2 = -0,136 * (441,6 + 210,45 + 250,78 + 243,74 + 244,97 + 244,76 + 244,7 + 244,79 + 244,79 + 244,79 + 376 + 1\ 174,86 + 682,45 + 753,54 + 743,27 + 744,46 + 744,55 + 744,55 + 743,80 + 748,97 + 1\ 011,33) = -3\ 516,4 \text{ kg} - \text{m}$$

Primer nivel, para todas las columnas

$$M_2 = -0,136 * (698,55 + 517,33 + 513,76 + 514,38 + 514,28 + 514,27 + 514,42 + 513,40 + 520,48 + 471,39 + 811,50) = -5\ 991,95 \text{ kg} - \text{m}$$

Tabla XLIII. **Influencia de desplazamiento, iteración 11, marco B sentido X**

Nodo	Viga	M''	Columna	M''
A	A-B	566,90	A-L	490,74
B	B-A	383,11	B-M	331,64
	B-C	383,11		
C	C-B	398,44	C-N	344,92
	C-D	398,44		
D	D-C	398,30	D-O	344,79
	D-E	398,30		
E	E-D	397,93	E-P	344,47
	E-F	397,93		
F	F-E	398,09	F-Q	344,61
	F-G	398,09		

Continuación de la tabla XLIII.

G	G-F	397,93	G-R	344,47
	G-H	397,93		
H	H-G	398,30	H-S	344,79
	H-I	398,30		
I	I-H	398,44	I-T	344,92
	I-J	398,44		
J	J-I	383,11	J-U	331,64
	J-K	383,11		
K	K-J	566,90	K-V	490,74
L	L-M	1 783,65	L-W	1 066,50
			L-A	1 544,04
M	M-L	1 018,15	M-B	881,37
	M-N	1 018,15	M-X	608,78
N	N-M	1 129,10	N-C	977,42
	N-O	1 129,10	N-Y	675,12
O	O-N	1 112,74	O-D	963,26
	O-P	1 112,74	O-Z	665,84
P	P-O	1 115,21	P-E	965,40
	P-Q	1 115,21	P-AA	666,82
Q	Q-P	1 114,77	Q-F	965,02
	Q-R	1 114,77	Q-BB	666,56
R	R-Q	1 115,21	R-G	965,40
	R-S	1 115,21	R-CC	666,82
S	S-R	1 112,74	S-H	963,26
	S-T	1 112,74	S-DD	665,74
T	T-S	1 129,10	T-I	977,42
	T-U	1 129,10	T-EE	675,12
U	U-T	1 018,15	U-J	881,37
	U-V	1 018,15	U-FF	608,78
V	V-U	1 783,65	V-K	1 544,04
			V-GG	1 066,50
Nivel 2, M ₁₁				-4 042,42
Nivel 1, M ₁₁				-6 254,86

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIV. **Influencia de desplazamiento, iteración 11, marco 3 sentido Y**

Nodo	Viga	M''	Columna	M''
1	1-2	718,73	1-4	1 054,54
2	2-1	330,96	2-5	485,60
	2-3	1 073,99		
3	3-2	1 461,16	3-6	661,02
4	4-5	2 201,37	4-1	3 229,91
			4-7	2 230,97
5	5-4	782,16	5-2	1 147,60
	5-6	2 536,72	5-8	792,67
6	6-5	3 955,94	6-3	1 789,64
			6-9	1 236,14
Nivel 2, M ₁₁				-7 107,38
Nivel 1, M ₁₁				-10 053,80

Fuente: elaboración propia.

Los momentos finales en vigas se determinan de la misma forma como se calcularon los momentos en vigas para carga viva y carga muerta, mientras que para las columnas se debe utilizar la siguiente fórmula:

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

Ejemplo:

$$M_{A-L} = 0 + 2 * 490,74 + 1 544,04 - 4 042,42 = -1 516,90 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{L-W} = 0 + 2 * 1 066,50 + 0 - 6 254,86 = -4 121,854 \text{ kg} - \text{m}$$

Tabla XLV. **Momentos finales, carga de sismo, marco B sentido X**

Nodo	Viga	Momento final (kg-m)	Columna	Momento final (kg-m)
A	A-B	1 516,90	A-L	-1 516,90
B	B-A	1 333,11	B-M	-2 497,77
	B-C	1 164,66		
C	C-B	1 179,99	C-N	-2 375,17
	C-D	1 195,19		
D	D-C	1 195,05	D-O	-2 389,57
	D-E	1 194,53		
E	E-D	1 194,15	E-P	-2 388,09
	E-F	1 193,94		
F	F-E	1 194,10	F-Q	-2 388,19
	F-G	1 194,10		
G	G-F	1 193,94	G-R	-2 388,09
	G-H	1 194,15		
H	H-G	1 194,53	H-S	-2 389,57
	H-I	1 195,05		
I	I-H	1 195,18	I-T	-2 375,17
	I-J	1 179,99		
J	J-I	1 164,66	J-U	-2 497,77
	J-K	1 333,11		
K	K-J	1 516,90	K-V	-1 516,90
L	L-M	4 585,45	L-W	-4 121,85
			L-A	- 463,60
M	M-L	3 819,95	M-B	-1 948,04
	M-N	3 165,39	M-X	-5 037,29
N	N-M	3 276,34	N-C	-1 742,67
	N-O	3 370,94	N-Y	-4 904,61
O	O-N	3 354,58	O-D	-1 771,11
	O-P	3 340,70	O-Z	-4 924,17
P	P-O	3 343,17	P-E	-1 767,16
	P-Q	3 345,20	P-AA	-4 921,21
Q	Q-P	3 344,76	Q-F	-1 767,78
	Q-R	3 344,76	Q-BB	-4 921,74
R	R-Q	3 345,20	R-G	-1 767,16
	R-S	3 343,17	R-CC	-4 921,21
S	S-R	3 340,70	S-H	-1 771,11
	S-T	3 354,58	S-DD	-4 924,17
T	T-S	3 370,94	T-I	-1 742,67
	T-U	3 276,34	T-EE	-4 904,61
U	U-T	3 165,39	U-J	-1 948,04
	U-V	3 819,95	U-FF	-5 037,29
V	V-U	4 585,45	V-K	-463,60
			V-GG	-4 121,85

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVI. **Momentos finales, carga de sismo, marco 3 sentido Y**

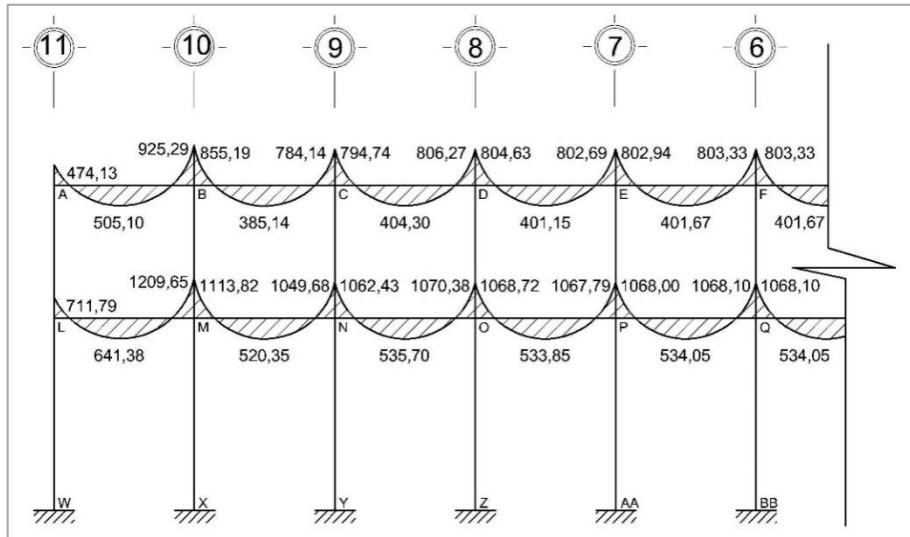
Nodo	Viga	Momento final (kg-m)	Columna	Momento final (kg-m)
1	1-2	1 768,42	1--4	-1 768,40
2	2-1	1 380,66	2--5	-4 988,59
	2-3	3 607,94		
3	3-2	3 995,71	3--6	-3 995,70
4	4-5	5 184,90	4--1	406,97
			4--7	-5 591,87
5	5-4	3 765,68	5--2	-4 326,59
	5-6	9 029,38	5--8	-8 468,46
6	6-5	10 448,60	6--3	-2 867,08
			6--9	-7 581,51

Fuente: elaboración propia.

2.1.7.5.1. Diagramas de momentos

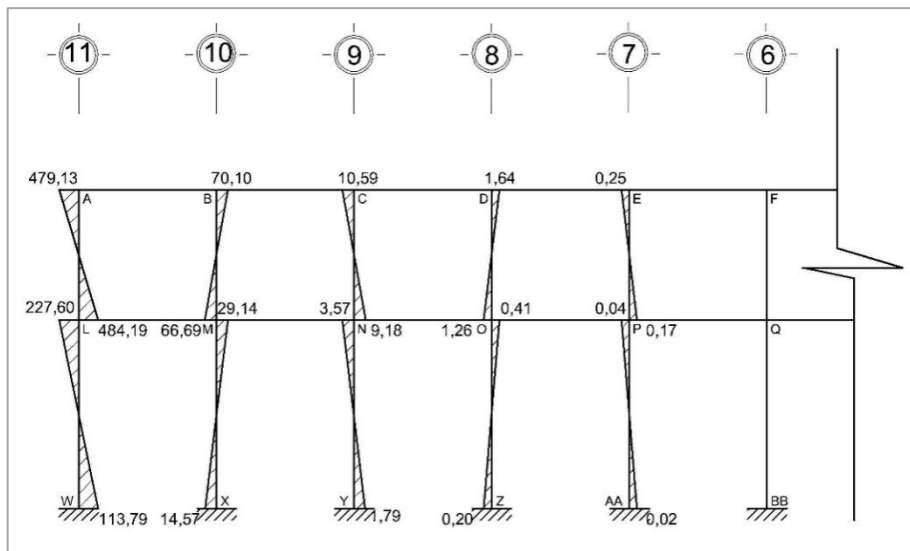
Las figuras que se presentan a continuación, muestran los diagramas de momentos para carga muerta, carga viva y carga de sismo. Estos se generaron a partir de los valores que se obtuvieron del análisis estructural utilizando el método de Kani.

Figura 14. **Momentos de carga muerta. Vigas, marco B sentido X**



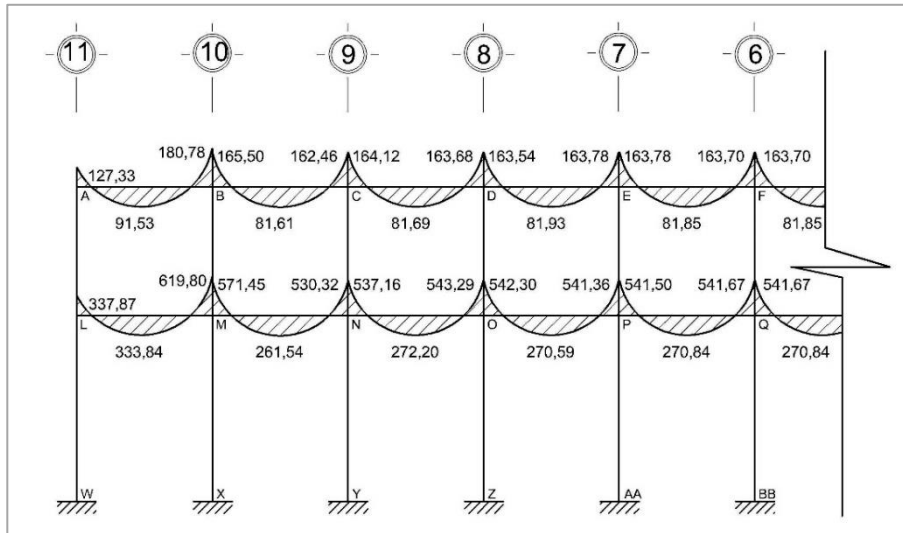
Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

Figura 15. **Momentos de carga muerta. Columnas, marco B sentido X**



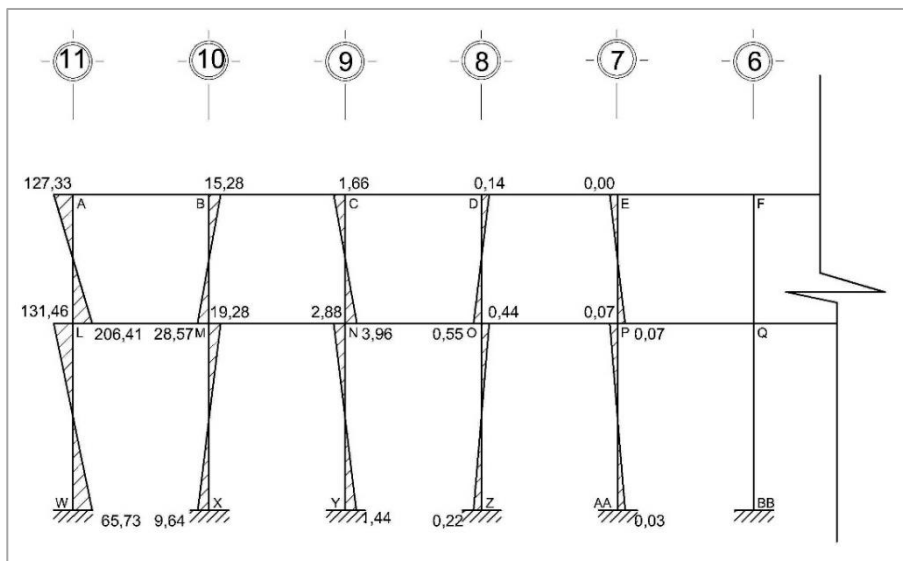
Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

Figura 16. **Momentos de carga viva. Vigas, marco B sentido X**



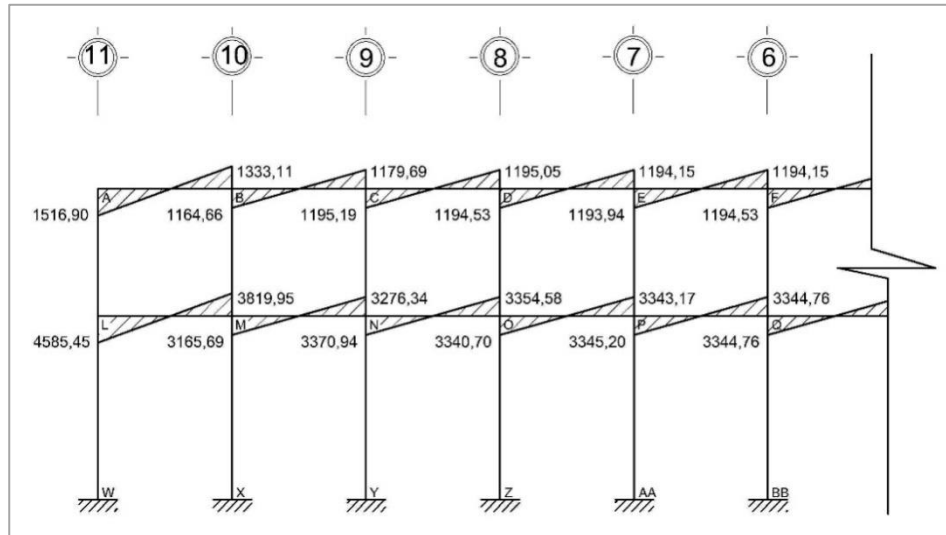
Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

Figura 17. **Momentos de carga viva. Columnas, marco B sentido X**



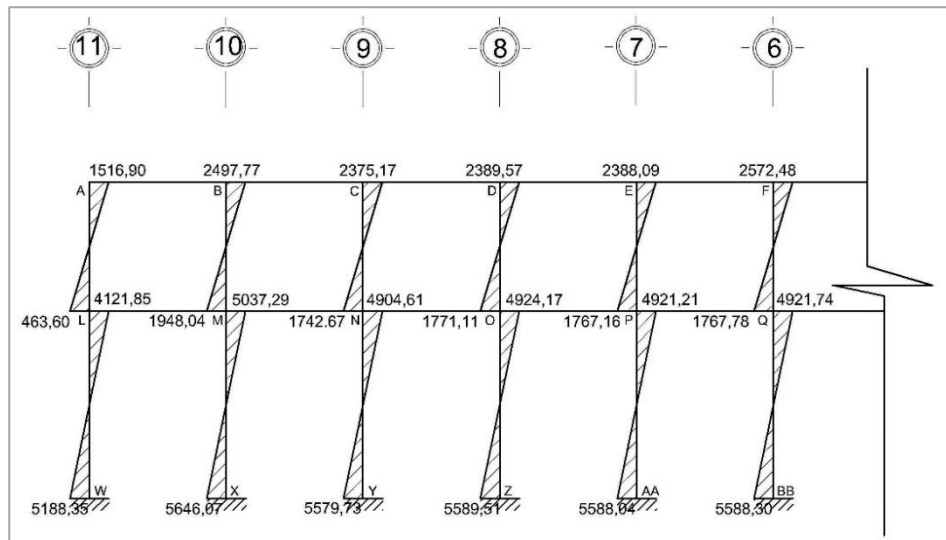
Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

Figura 18. **Momentos de carga de sismo. Vigas, marco B sentido X**



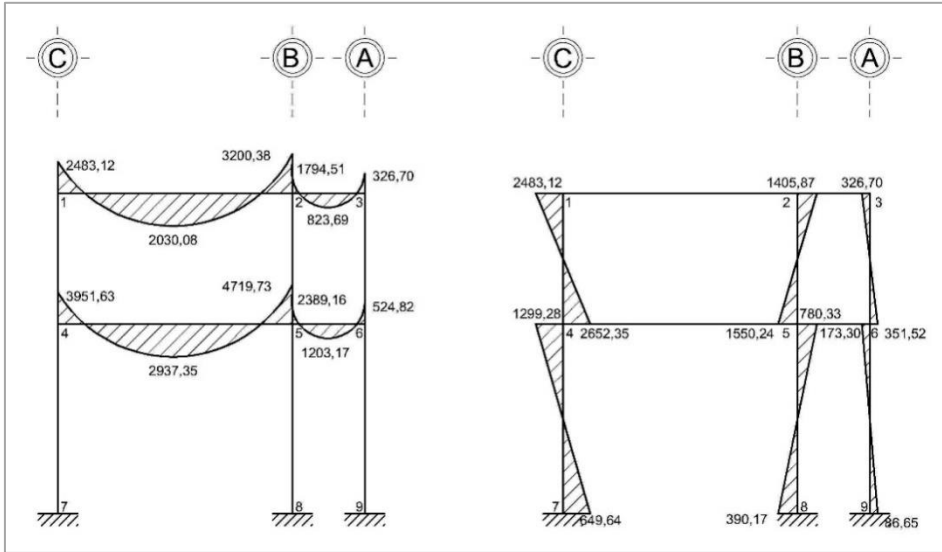
Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

Figura 19. **Momentos de carga de sismo. Columnas, marco B sentido X**



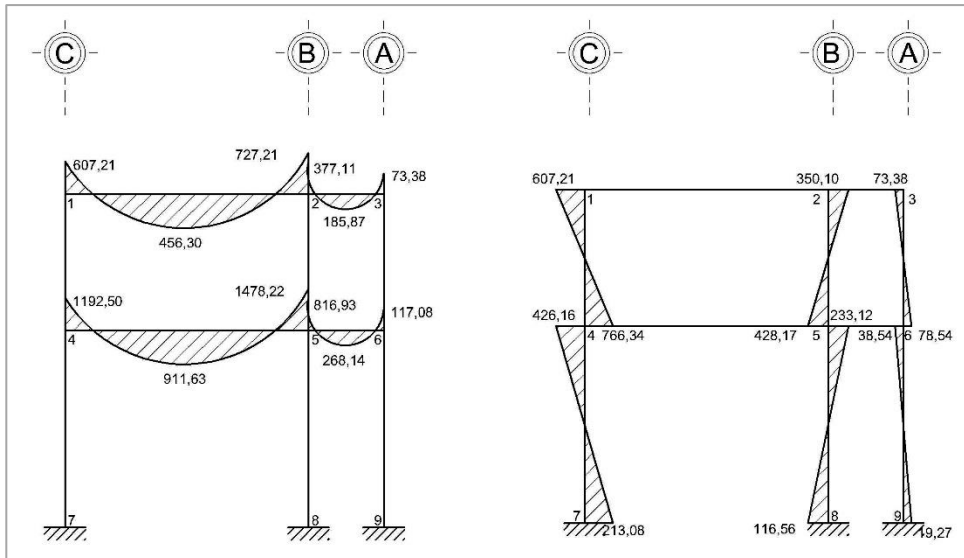
Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

Figura 20. **Momentos de carga muerta, marco 3 sentido Y**



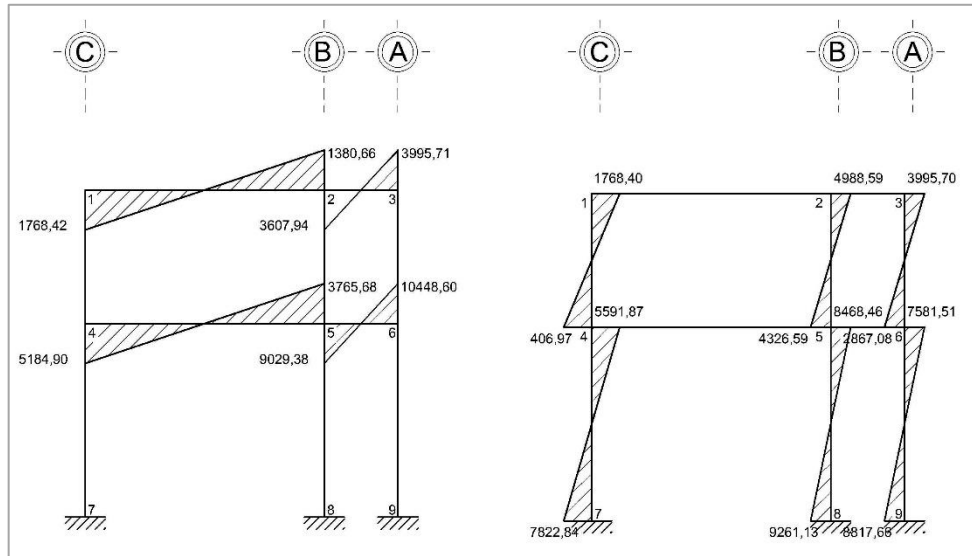
Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

Figura 21. **Momentos de carga viva, marco 3 sentido Y**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

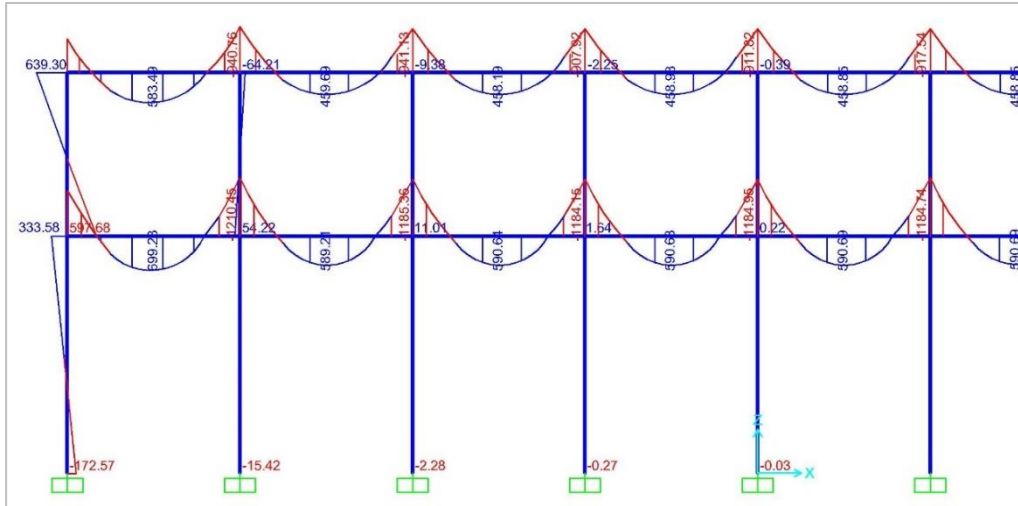
Figura 22. Momentos de carga de sismo, marco 3 sentido Y



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

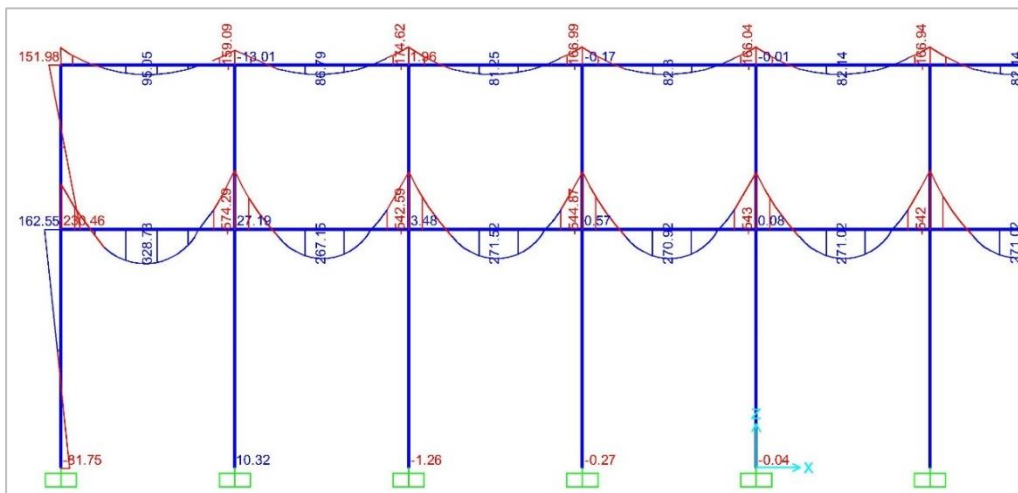
Las figuras que a continuación se muestran contienen los resultados de los momentos de carga viva, muerta y de sismo, obtenidos mediante la utilización del software SAP2000 versión 17.

Figura 23. **Momentos de carga muerta, marco B sentido X.**
Utilizando SAP2000



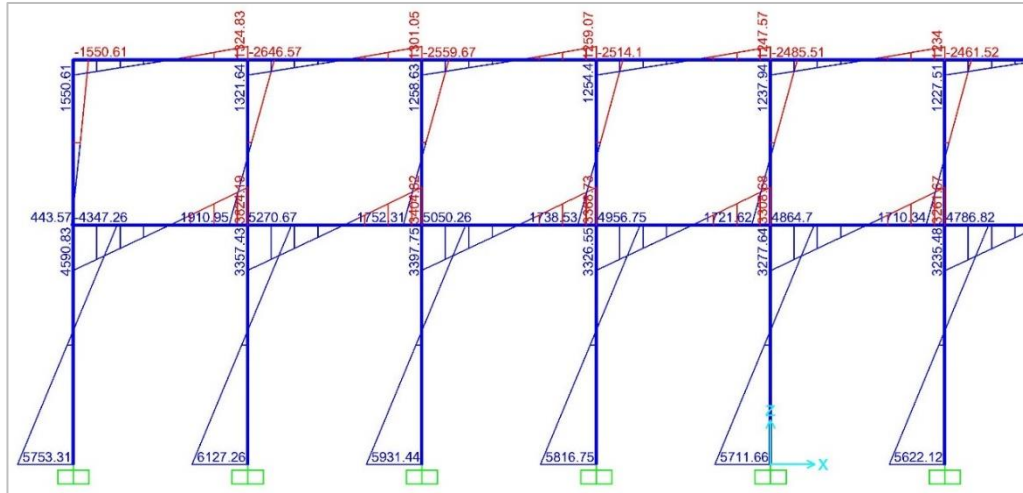
Fuente: elaboración propia, utilizando SAP2000 versión 17.

Figura 24. **Momentos de carga viva, marco B sentido X.**
Utilizando SAP2000



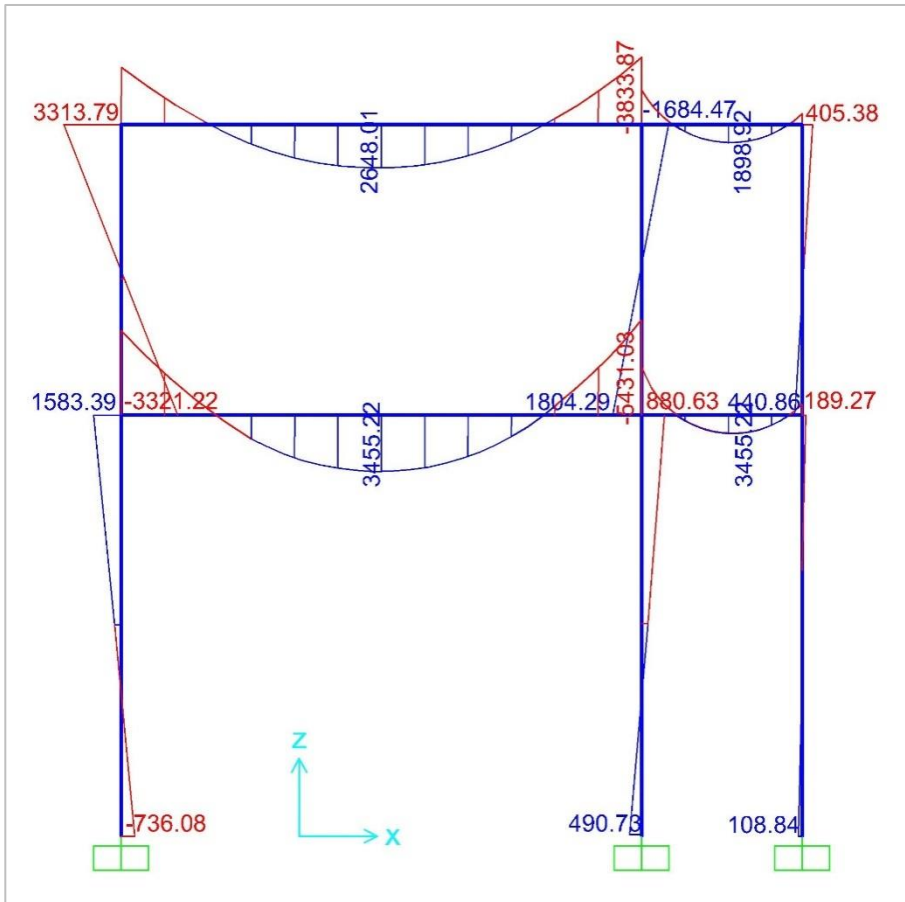
Fuente: elaboración propia, utilizando SAP2000 versión 17.

Figura 25. **Momentos de carga sísmica, marco B sentido X.
Utilizando SAP2000**



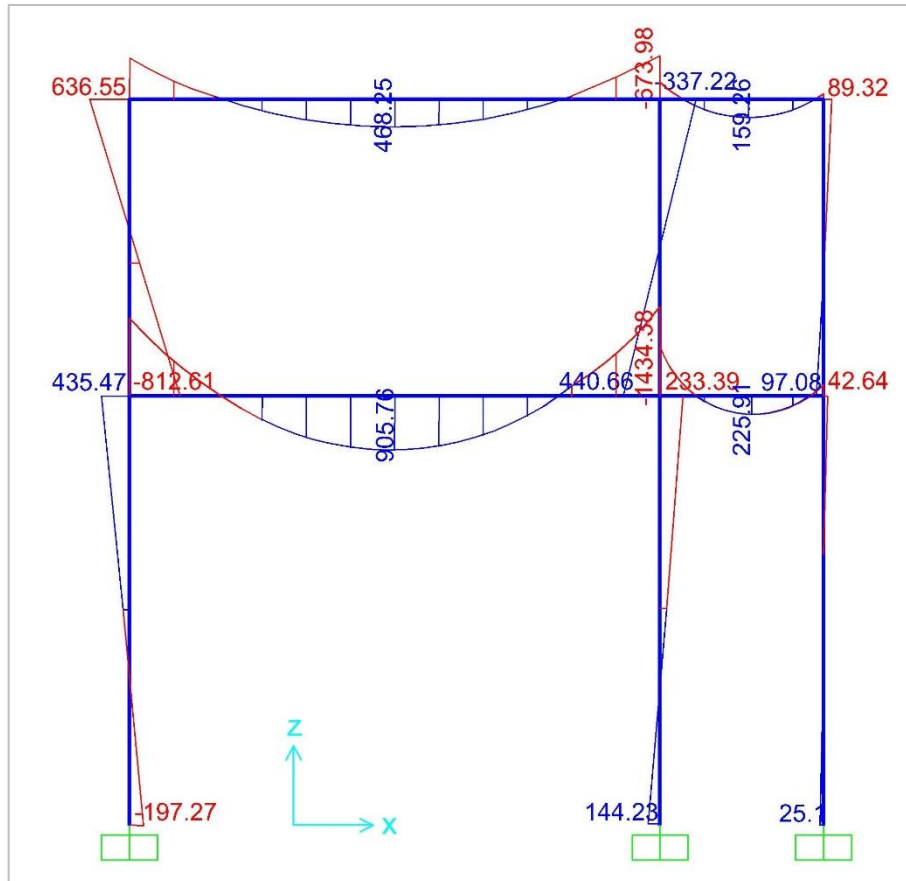
Fuente: elaboración propia, utilizando SAP2000 versión 17.

Figura 26. **Momentos de carga muerta, marco 3 sentido Y.
Utilizando SAP2000**



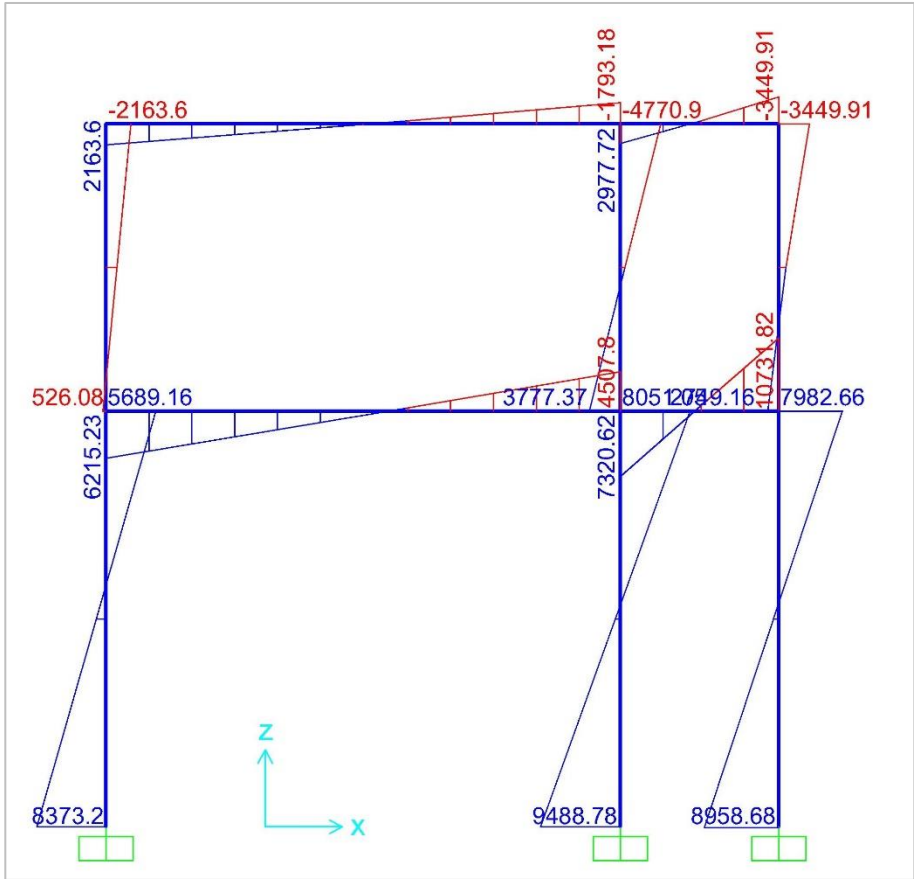
Fuente: elaboración propia, utilizando SAP2000 versión 17.

Figura 27. **Momentos de carga viva, marco 3 sentido Y.**
Utilizando SAP2000



Fuente: elaboración propia, utilizando SAP2000 versión 17.

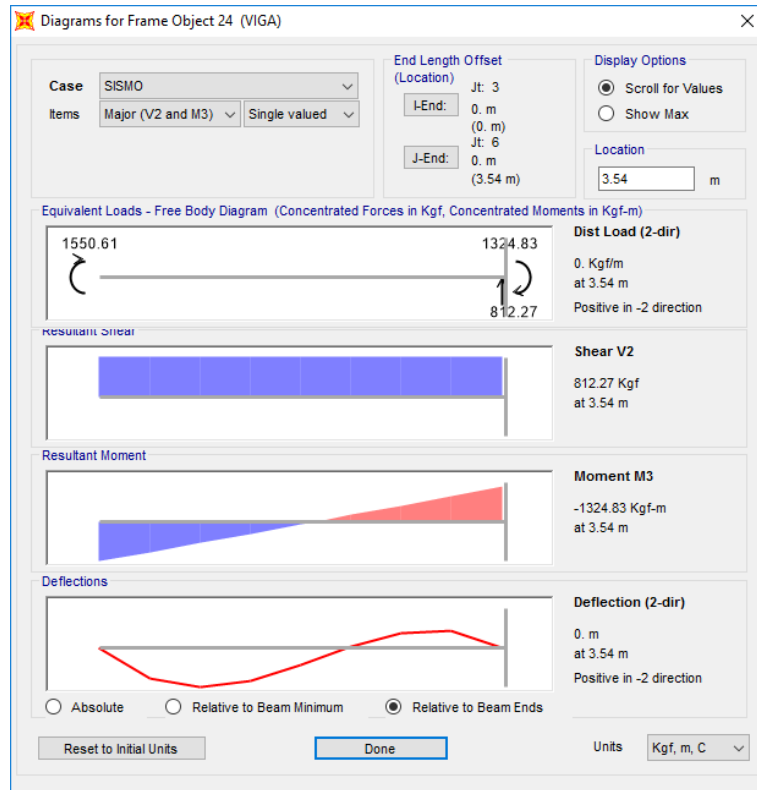
Figura 28. **Momentos de carga sísmica, marco 3 sentido Y.
Utilizando SAP2000**



Fuente: elaboración propia, utilizando SAP2000 versión 17.

La figura 29 ejemplifica el cuadro de diálogo que SAP2000 despliega para observar los resultados de los momentos actuantes en cada uno de los elementos estructurales, ya sean columnas o vigas.

Figura 29. **Momentos de carga sísmica para el elemento A-B.**



Fuente: SAP2000 versión 17.

Las tablas XLVII y XLVIII muestran la diferencia entre los momentos que actúan en la estructura determinados mediante el método de Kani en comparación con los encontrados con SAP2000.

Tabla XLVII. **Comparación entre resultados de kani y SAP2000. Eje X**

Momentos de carga muerta										
Viga	Negativos			Positivos			Columna	Kani	SAP2000	%
	Kani	SAP2000	%	Kani	SAP2000	%				
A-B	-474,13	-639,30	15,84	505,10	583,49	13,43	A-L	474,13	639,3	15,84
B-A	925,29	940,76	1,64				B-M	-70,10	-64,21	9,17

Continuación de la tabla XLVII.

B-C	-855,19	-876,55	2,44	385,14	459,69	16,22							
C-B	784,14	931,75	15,84										
C-D	-794,74	-941,13	15,56	404,30	458,19	11,76	C-N	10,59	9,38	12,91			
D-C	806,27	907,92	11,20										
D-E	-804,63	-905,67	11,16	401,15	458,98	12,60	D-O	-1,64	-1,99	12,91			
E-D	802,69	911,42	11,93										
E-F	-802,94	-911,82	11,94	401,67	458,85	12,46	E-P	0,25	0,31	17,82			
F-E	803,33	917,54	12,45										
F-G	-803,33	-917,54	12,45	401,67	458,85	12,46	F-Q	0,00	0,00	0,00			
G-F	802,94	911,82	11,94										
G-H	-802,69	-911,42	11,93	401,15	458,98	12,60	G-R	-0,25	-0,31	17,82			
H-G	804,63	905,67	11,16										
H-I	-806,27	-907,92	11,20	404,30	458,19	11,76	H-S	1,64	1,99	12,91			
I-H	794,74	941,13	15,56										
I-J	-784,14	-931,75	15,84	385,14	459,69	16,22	I-T	-10,59	-9,38	12,91			
J-I	855,19	876,55	2,44										
J-K	-925,29	-940,76	1,64	505,10	583,49	13,43	J-U	70,10	64,21	9,17			
K-J	474,13	639,30	15,84										
L-M	-711,79	-931,26	23,57	641,38	699,23	8,27	K-V	-474,13	-639,3	15,84			
							L-W	227,60	333,58	19,16			
							L-A	484,19	597,68	18,99			
M-L	1 209,65	1 210,45	0,07	520,35	589,21	11,69	M-B	-66,69	-54,22	18,00			
M-N	-1 113,82	-1 126,39	1,12							M-X	-29,14	-29,86	2,40
N-M	1 049,68	1 170,03	10,29							N-C	9,18	11,01	16,65
N-O	-1 062,43	-1 185,36	10,37	535,70	590,64	9,30	N-Y	3,57	4,32	17,25			
O-N	1 070,38	1 184,15	9,61							O-D	-1,26	-1,64	23,14
O-P	-1 068,71	-1 181,97	9,58	533,85	590,68	9,62	O-Z	-0,41	-0,54	24,93			
P-O	1 067,79	1 184,67	9,87							P-E	0,17	0,22	22,87
P-Q	-1 068,00	-1 184,95	9,87	534,05	590,69	9,59	P-AA	0,04	0,05	22,08			
Q-P	1 068,10	1 184,74	9,85							Q-F	0,00	0,00	0,00
Q-R	-1 068,10	-1 184,74	9,85	534,05	590,69	9,59	Q-BB	0,00	0,00	0,00			
R-Q	1 068,00	1 184,95	9,87							R-G	-0,17	-0,22	22,87
R-S	-1 067,79	-1 184,67	9,87	533,85	590,68	9,62	R-CC	-0,04	-0,05	22,08			
S-R	1 068,71	1 181,97	9,58							S-H	1,26	1,64	23,14
S-T	-1 070,38	-1 184,15	9,61	535,70	590,64	9,30	S-DD	0,41	0,54	24,93			
T-S	1 062,43	1 185,36	10,37							T-I	-9,18	-11,01	16,65
T-U	-1 049,68	-1 170,03	10,29	520,35	589,21	11,69	T-EE	-3,57	-4,32	17,25			
U-T	1 113,82	1 126,39	1,12							U-J	66,69	54,22	18,00
U-V	-1 209,65	-1 210,45	0,07	641,38	699,23	8,27	U-FF	29,14	29,86	2,40			
V-U	711,79	931,26	23,57							V-K	-484,19	-597,7	18,99
										V-GG	-227,60	-333,6	19,16

Continuación de la tabla XLVII.

Momentos de carga viva										
Viga	Negativos			Positivos			Columna	Kani	SAP2000	%
	Kani	SAP2000	%	Kani	SAP2000	%				
A-B	-127,33	-151,98	16,22	91,53	95,05	3,70	A-L	127,33	151,98	16,22
B-A	180,78	159,09	13,63				B-M	-15,28	-13,01	17,43
B-C	-165,50	-146,08	13,29	81,61	86,79	5,97				
C-B	162,46	172,66	5,91				C-N	1,66	1,96	15,50
C-D	-164,12	-174,62	6,01	81,69	81,25	0,54				
D-C	163,68	166,99	1,98				D-O	-0,14	-0,17	17,78
D-E	-163,54	-166,81	1,96	81,93	82,30	0,45				
E-D	163,78	166,04	1,36				E-P	0,00	0,00	0,00
E-F	-163,78	-166,04	1,36	81,85	82,14	0,35				
F-E	163,70	164,24	0,33				F-Q	0,00	0,00	0,00
F-G	-163,70	-164,24	0,33	81,85	82,14	0,35				
G-F	163,78	166,04	1,36				G-R	0,00	0,00	0,00
G-H	-163,78	-166,04	1,36	81,93	82,30	0,45				
H-G	163,54	166,81	1,96				H-S	0,14	0,17	17,78
H-I	-163,68	-166,99	1,98	81,69	81,25	0,54				
I-H	164,12	174,62	6,01				I-T	-1,66	-1,96	15,50
I-J	-162,46	-172,66	5,91	81,61	86,79	5,97				
J-I	165,50	146,08	13,29				J-U	15,28	13,01	17,43
J-K	-180,78	-159,09	13,63							
K-J	127,33	151,98	16,22	91,53	95,05	3,70	K-V	-127,33	-151,98	16,22
							L-W	131,46	162,55	19,12
L-M	-337,87	-393,00	14,03	333,84	328,73	1,55	L-A	206,41	230,46	10,44
M-L	619,30	574,29	7,84				M-B	-28,57	-27,19	5,09
M-N	-571,45	-532,84	7,25	261,54	267,15	2,10	M-X	-19,28	-14,26	19,04
N-M	530,32	536,96	1,24				N-C	3,96	3,48	13,79
N-O	-537,16	-542,59	1,00	272,20	271,52	0,25	N-Y	2,88	2,15	17,46
O-N	543,29	544,87	0,29				O-D	-0,55	-0,57	3,60
O-P	-542,30	-543,78	0,27	270,59	270,92	0,12	O-Z	-0,44	-0,51	13,40
P-O	541,36	542,81	0,27				P-E	0,07	0,09	16,69
P-Q	-541,50	-543,00	0,28	270,84	271,02	0,07	P-AA	0,07	0,08	15,31
Q-P	541,67	542,00	0,06				Q-F	0,00	0,00	0,00
Q-R	-541,67	-542,00	0,06	270,84	271,02	0,07	Q-BB	0,00	0,00	0,00
R-Q	541,50	543,00	0,28				R-G	-0,07	-0,09	16,69
R-S	-541,36	-542,81	0,27	270,59	270,92	0,12	R-CC	-0,07	-0,08	15,31
S-R	542,30	543,78	0,27				S-H	0,55	0,57	3,60
S-T	-543,29	-544,87	0,29	272,20	271,52	0,25	S-DD	0,44	0,51	13,40
T-S	537,16	542,59	1,00				T-I	-3,96	-3,48	13,79
T-U	-530,32	-536,96	1,24	261,54	267,15	2,10	T-EE	-2,88	-2,15	17,46
U-T	571,45	532,84	7,25				U-J	28,57	27,19	5,09
U-V	-619,30	-574,29	7,84				U-FF	19,28	14,26	19,04
V-U	337,87	393,00	14,03	333,84	328,73	1,55	V-K	-206,41	-230,46	10,44
							V-GG	-131,46	-162,55	19,12

Continuación de la tabla XLVII.

Momentos de carga de sismo										
Viga	Negativos			Positivos			Columna	Kani	SAP2000	%
	Kani	SAP2000	%	---	---	---				
A-B	1 516,90	1 550,61	2,17	---	---	---	A-L	-1 516,90	-1 550,61	2,17
B-A	1 333,11	1 324,83	0,63	---	---	---	B-M	-2 497,77	-2 646,47	5,62
B-C	1 164,66	1 321,64	11,88	---	---	---				
C-B	1 179,99	1 301,05	9,30	---	---	---	C-N	-2 375,17	-2 559,67	7,21
C-D	1 195,19	1 258,63	5,04	---	---	---				
D-C	1 195,05	1 259,07	5,09	---	---	---	D-O	-2 389,57	-2 514,10	4,95
D-E	1 194,53	1 254,40	4,77	---	---	---				
E-D	1 194,15	1 247,57	4,28	---	---	---	E-P	-2 388,09	-2 485,51	3,92
E-F	1 193,94	1 237,94	3,55	---	---	---				
F-E	1 194,10	1 234,00	3,23	---	---	---	F-Q	-2 388,19	-2 461,52	2,98
F-G	1 194,10	1 227,51	2,72	---	---	---				
G-F	1 193,94	1 224,39	2,49	---	---	---	G-R	-2 388,09	-2 445,38	2,34
G-H	1 194,15	1 221,00	2,20	---	---	---				
H-G	1 194,53	1 220,65	2,14	---	---	---	H-S	-2 389,57	-2 434,98	1,86
H-I	1 195,05	1 214,33	1,59	---	---	---				
I-H	1 195,18	1 207,87	1,05	---	---	---	I-T	-2 375,17	-2 441,39	2,71
I-J	1 179,99	1 233,52	4,34	---	---	---				
J-I	1 164,66	1 243,45	6,34	---	---	---	J-U	-2 497,77	-2 492,54	0,21
J-K	1 333,11	1 249,09	6,73	---	---	---				
K-J	1 516,90	1 464,11	3,61	---	---	---	K-V	-1 516,90	-1 464,11	3,61
				---	---	---	L-W	-4 121,85	-4 347,26	5,19
L-M	4 585,45	4 590,83	0,12	---	---	---	L-A	-463,60	-443,57	4,52
M-L	3 819,95	3 824,19	0,11	---	---	---	M-B	-1 948,04	-1 910,95	1,94
M-N	3 165,39	3 357,43	5,72	---	---	---	M-X	-5 037,29	-5 270,67	4,43
N-M	3 276,34	3 404,82	3,77	---	---	---	N-C	-1 742,67	-1 752,31	0,55
N-O	3 370,94	3 397,75	0,79	---	---	---	N-Y	-4 904,61	-5 050,26	2,88
O-N	3 354,58	3 368,73	0,42	---	---	---	O-D	-1 771,11	-1 738,53	1,87
O-P	3 340,70	3 326,55	0,43	---	---	---	O-Z	-4 924,17	-4 956,75	0,66
P-O	3 343,17	3 308,68	1,04	---	---	---	P-E	-1 767,16	-1 721,62	2,65
P-Q	3 345,20	3 277,64	2,06	---	---	---	P-AA	-4 921,21	-4 864,7	1,16
Q-P	3 344,76	3 261,67	2,55	---	---	---	Q-F	-1 767,78	-1 710,34	3,36
Q-R	3 344,76	3 235,48	3,38	---	---	---	Q-BB	-4 921,74	-4 786,82	2,82
R-Q	3 345,20	3 222,92	3,79	---	---	---	R-G	-1 767,16	-1 704,17	3,70
R-S	3 343,17	3 201,75	4,42	---	---	---	R-CC	-4 921,21	-4 720,51	4,25
S-R	3 340,70	3 191,30	4,68	---	---	---	S-H	-1 771,11	-1 704,45	3,91
S-T	3 354,58	3 180,38	5,48	---	---	---	S-DD	-4 924,17	-4 667,23	5,51
T-S	3 370,94	3 179,83	6,01	---	---	---	T-I	-1 742,67	-1 704,61	2,23
T-U	3 276,34	3 140,26	4,33	---	---	---	T-EE	-4 904,61	-4 615,48	6,26
U-T	3 165,39	3 074,30	2,96	---	---	---	U-J	-1 948,04	-1 835,95	6,11
U-V	3 819,95	3 433,94	11,24	---	---	---	U-FF	-5 037,29	-4 672,30	7,81
V-U	4 585,45	4 079,83	12,39	---	---	---	V-K	-463,60	-452,22	2,52
				---	---	---	V-GG	-4 121,85	-3 727,61	10,58

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVIII. Comparación entre resultados de Kani y SAP2000. Eje Y

Momentos de carga muerta										
Viga	Negativos			Positivos			Columna	Kani	SAP2000	%
	Kani	SAP2000	%	Kani	SAP2000	%				
1--2	-2 483,12	-3 313,79	19,07	2 030,08	2 648,01	19,34	1--4	2 483,12	3 313,79	19,07
2--1	3 200,38	3 833,87	16,52				2--5	-1 405,87	-1 684,47	16,54
2--3	-1 794,51	-2149,4	16,51	823,69	1 062,13	18,45	3--6	326,70	405,38	19,41
3--2	326,70	405,38	19,41				4--1	2 652,35	3 321,22	19,14
4--5	-3 951,63	-4 904,61	19,43	2 937,35	3 455,22	14,99	4--7	1 299,28	1 583,39	17,94
5--4	4 719,73	5 431,03	13,10				5--2	-1 550,24	-1 804,29	14,08
5--6	-2 389,16	-2 746,12	13,00	1 203,17	1 305,63	7,85	5--8	-780,33	-880,63	11,39
6--5	524,82	630,13	16,71				6--3	351,52	440,86	20,27
							6--9	173,30	189,27	8,44
Momentos de carga viva										
Viga	Negativos			Positivos			Columna	Kani	SAP2000	%
	Kani	SAP2000	%	Kani	SAP2000	%				
1--2	-607,21	-636,55	4,61	456,30	468,25	2,55	1--4	607,21	636,55	4,61
2--1	727,21	673,98	7,90				2--5	-350,10	-337,22	3,82
2--3	-377,11	-336,76	11,98	185,47	159,26	16,46	3--6	73,38	89,32	17,84
3--2	73,38	89,32	17,84				4--1	766,34	812,61	5,69
4--5	-1 192,50	-1 248,08	4,45	911,63	905,76	0,65	4--7	426,16	435,47	2,14
5--4	1 478,22	1 434,38	3,06				5--2	-428,17	-440,66	2,83
5--6	-816,93	-759,83	7,52	268,14	225,91	18,69	5--8	-233,12	-233,39	0,12
6--5	117,08	139,73	16,21				6--3	78,54	97,08	19,10
							6--9	38,54	42,64	9,61
Momentos de carga de sismo										
Viga	Negativos			Positivos			Columna	Kani	SAP2000	%
	Kani	SAP2000	%	Kani	SAP2000	%				
1--2	1 768,42	2163,6	18,26	---	---	---	1--4	-1 768,40	-2163,6	18,27
2--1	1 380,66	1 793,18	18,01	---	---	---	2--5	-4 988,59	-4 770,90	4,56
2--3	3 607,94	2 977,72	17,47	---	---	---				
3--2	3 995,71	3 449,91	15,82	---	---	---	3--6	-3 995,70	-3 449,91	15,82
4--5	5184,90	6215,23	16,58	---	---	---	4--1	406,97	-526,08	12,64
				---	---	---	4--7	-5 591,87	-5 689,16	1,71
5--4	3 765,68	4 507,80	16,46	---	---	---	5--2	-4 326,59	-3 777,37	14,54
5--6	9 029,38	7 320,62	18,92	---	---	---	5--8	-8 468,46	-8 051,05	5,18
6--5	10 448,60	10 731,82	2,64	---	---	---	6--3	-2 867,08	-2 749,16	4,29
				---	---	---	6--9	-7 581,51	-7 982,66	5,03

Fuente: elaboración propia.

En las tablas anteriores se puede observar que los resultados de SAP2000 poseen valores mayores que los de Kani y que, los porcentajes de

diferencia entre ambos valores, se encuentran entre el 0,35 % y el 20,27 %. Consecuentemente, para cálculos posteriores se utilizarán los resultados obtenidos con el software SAP2000 versión 17.

La variación entre los resultados radica en las simplificaciones de los métodos aproximados, como es Kani, el cual se basa en valores de momento de empotramiento perfecto, o momentos fijos que, a su vez, están en función de la distribución de cargas sobre la luz libre del elemento. En comparación con los algoritmos de cálculo de SAP2000, que se basan en métodos de análisis no lineales, que además de considerar la rigidez de los elementos del marco de forma más exacta, toman en cuenta la degradación de la misma y la ubicación de las roturas plásticas.

2.1.7.5.2. Envoltente de momento

La envoltente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos que resultan de la combinación de la carga muerta, viva y de sismo. Las combinaciones que se utilizaron son las que indica el código ACI 318S-08 en el apéndice C.

- $M_u = 1,4 M_{CM} + 1,7 M_{CV}$
- $M_u = 0,75 (1,4 M_{CM} + 1,7 M_{CV} + 1,87 M_S)$
- $M_u = 0,75 (1,4 M_{CM} + 1,7 M_{CV} - 1,87 M_S)$
- $M_u = 0,9 M_{CM} + 1,4 M_S$
- $M_u = 0,9 M_{CM} - 1,4 M_S$

Tabla XLIX. **Envolvente de momentos en vigas, marco B eje X**

Viga		M _{CM} (kg-m)	M _{CV} (kg-m)	Ms (kg-m)	Mu (kg-m)
A-B	M-	-639,30	-151,98	1 550,61	3 039,77
	M+	583,49	95,05	0,00	978,47
	M-	940,76	159,09	1 324,83	3 048,71
B-C	M-	-876,55	-146,08	1 321,64	2 960,23
	M+	459,69	86,79	0,00	791,11
	M-	931,75	172,66	1 301,05	3 023,20
C-D	M-	-941,13	-174,62	1 258,63	2 976,06
	M+	458,19	81,25	0,00	779,59
	M-	907,92	166,99	1 259,07	2 932,07
D-E	M-	-905,67	-166,81	1 254,40	2 922,93
	M+	458,98	82,30	0,00	782,48
	M-	911,42	166,04	1 247,57	2 918,41
E-F	M-	-911,82	-166,04	1 237,94	2 905,32
	M+	458,85	82,14	0,00	782,03
	M-	917,54	164,24	1 234,00	2 903,51
F-G	M-	-917,54	-164,24	1 227,51	2 894,41
	M+	458,85	82,14	0,00	782,03
	M-	911,82	166,04	1 224,39	2 886,32
G-H	M-	-911,42	-166,04	1 221,00	2 881,14
	M+	458,98	82,30	0,00	782,48
	M-	905,67	166,81	1 220,65	2 875,60
H-I	M-	-907,92	-166,99	1 214,33	2 869,33
	M+	458,19	81,25	0,00	779,59
	M-	941,13	174,62	1 207,87	2 904,86
I-J	M-	-931,75	-172,66	1 233,52	2 928,49
	M+	459,69	86,79	0,00	791,11
	M-	876,55	146,08	1 243,45	2 850,57
J-K	M-	-940,76	-159,09	1 249,09	2 942,49
	M+	583,49	95,05	0,00	978,47
	M-	639,30	151,98	1 464,11	2 918,45
L-M	M-	-931,26	-393,00	4 590,83	7 917,54
	M+	699,23	328,73	0,00	1 537,76
	M-	1 210,45	574,29	3 824,19	7 366,62
M-N	M-	-1 126,39	-532,84	3 357,43	6 570,88
	M+	589,21	267,15	0,00	1 279,05
	M-	1 170,03	536,96	3 404,82	6 688,42
N-O	M-	-1 185,36	-542,59	3 397,75	6 701,77
	M+	590,64	271,52	0,00	1 288,48
	M-	1 184,15	544,87	3 368,73	6 662,71

Continuación de la tabla XLIX.

O-P	M-	-1 181,97	-543,78	3 326,55	6 599,87
	M+	590,68	270,92	0,00	1 287,52
	M-	1 184,67	542,81	3 308,68	6 576,41
P-Q	M-	-1 184,95	-543,00	3 277,64	6 533,41
	M+	590,69	271,02	0,00	1 287,70
	M-	1 184,74	542,00	3 261,67	6 509,52
Q-R	M-	-1 184,74	-542,00	3 235,48	6 472,79
	M+	590,69	271,02	0,00	1 287,70
	M-	1 184,95	543,00	3 222,92	6 456,67
R-S	M-	-1 184,67	-542,81	3 201,75	6 426,44
	M+	590,68	270,92	0,00	1 287,52
	M-	1 181,97	543,78	3 191,30	6 410,19
S-T	M-	-1 184,15	-544,87	3 180,38	6 398,55
	M+	590,64	271,52	0,00	1 288,48
	M-	1 185,36	542,59	3 179,83	6 396,14
T-U	M-	-1 170,03	-536,96	3 140,26	6 317,37
	M+	589,21	267,15	0,00	1 279,05
	M-	1 126,39	532,84	3 074,30	6 173,79
U-V	M-	-1 210,45	-574,29	3 433,94	6 819,29
	M+	699,23	328,73	0,00	1 537,76
	M-	931,26	393,00	4 079,83	7 200,86

Fuente: elaboración propia.

Tabla L. **Envolvente de momentos en columnas, marco B eje X**

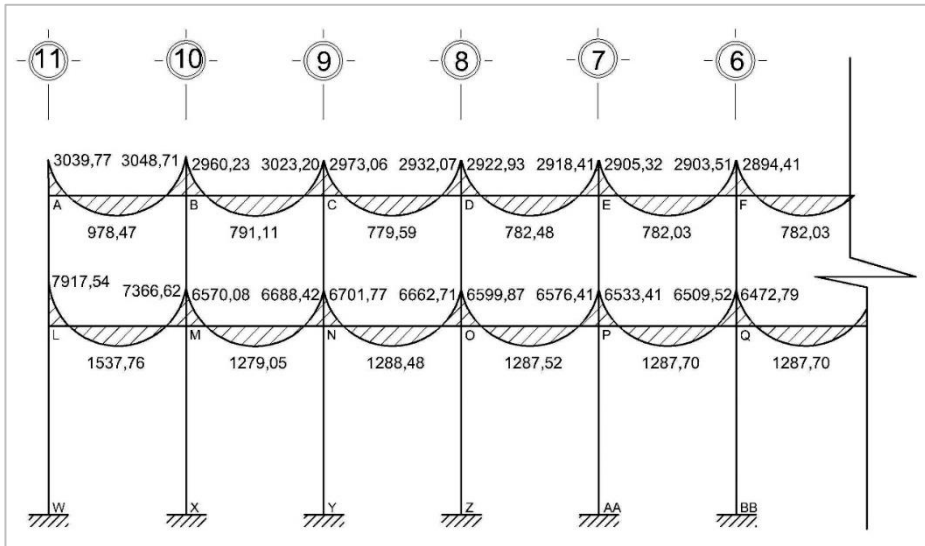
COLUMNA		M_{CM} (kg-m)	M_{CV} (kg-m)	M_s (kg-m)	M_u (kg-m)
A-L	Msup	639,30	151,98	-1 550,61	3 039,77
	Minf	597,68	230,46	-443,57	1 543,51
B-M	Msup	-64,21	-13,01	-2 646,47	3 795,68
	Minf	-54,22	-27,19	-1 910,95	2 771,71
C-N	Msup	9,38	1,96	-2 559,67	3 602,29
	Minf	11,01	3,48	-1 752,31	2 473,61
D-O	Msup	-2,25	-0,17	-2 514,10	3 528,60
	Minf	-1,64	-0,57	-1 738,53	2 440,74
E-P	Msup	0,39	0,00	-2 485,51	3 486,34
	Minf	0,22	0,09	-1 721,62	2 414,92
F-Q	Msup	0,00	0,00	-2 461,52	3 452,28
	Minf	0,00	0,00	-1 710,34	2 398,75

Continuación de la tabla L.

G-R	Msup	-0,39	0,00	-2 445,38	3 430,05
	Minf	-0,22	-0,09	-1 704,17	2 390,44
H-S	Msup	2,25	0,17	-2 434,98	3 417,64
	Minf	1,64	0,57	-1 704,45	2 392,94
I-T	Msup	-9,38	-1,96	-2 441,39	3 436,40
	Minf	-11,01	-3,48	-1 704,61	2 406,71
J-U	Msup	64,21	13,01	-2 492,54	3 579,80
	Minf	54,22	27,19	-1 835,95	2 666,52
K-V	Msup	-639,30	-151,98	-1 464,11	2 918,45
	Minf	-597,68	-230,46	-452,22	1 555,64
L-W	Msup	333,58	162,55	-4 347,26	6 654,54
	Minf	172,57	81,75	-5 753,31	8 354,45
M-X	Msup	-29,86	-14,26	-5 270,67	7 441,65
	Minf	15,42	-10,32	-6 117,26	8 608,81
N-Y	Msup	4,32	2,15	-5 050,26	7 090,27
	Minf	2,28	1,26	-5 931,44	8 322,85
O-Z	Msup	-0,54	-0,51	-4 956,75	6 953,06
	Minf	-0,27	-0,27	-5 816,75	8 158,62
P-AA	Msup	0,05	0,08	-4 864,70	6 822,90
	Minf	0,03	0,04	-5 711,66	8 010,68
Q-BB	Msup	0,00	0,00	-4 786,82	6 713,52
	Minf	0,00	0,00	-5 622,12	7 885,02
R-CC	Msup	-0,05	-0,08	-4 720,51	6 620,67
	Minf	-0,03	-0,04	-5 546,64	7 779,24
S-DD	Msup	0,54	0,51	-4 667,23	6 547,01
	Minf	0,27	0,27	-5 485,73	7 694,36
T-EE	Msup	-4,32	-2,15	-4 615,48	6 480,49
	Minf	-2,28	-1,26	-5 433,57	7 624,58
U-FF	Msup	29,86	14,26	-4 672,30	6 602,44
	Minf	15,42	10,32	-5 442,26	7 662,12
V-GG	Msup	-333,58	-162,55	-3 727,61	5 785,48
	Minf	-172,57	81,75	-4 968,99	7 254,44

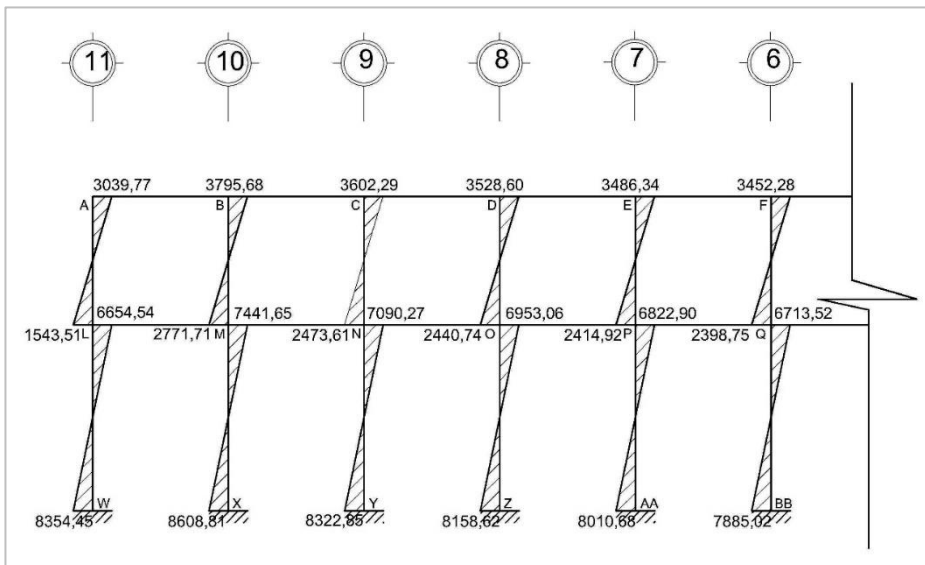
Fuente: elaboración propia.

Figura 30. Diagrama de momentos últimos. Vigas, marco B eje X



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

Figura 31. Diagrama de momentos últimos. Columnas, marco B eje X



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

Tabla LI. **Envolvente de momentos en vigas, marco 3 eje Y**

Viga		M_{CM} (kg-m)	M_{CV} (kg-m)	M_s (kg-m)	M_u (kg-m)
1--2	M-	-3 313,79	-636,55	2 163,60	7 325,53
	M+	2 648,01	468,25	0,00	4 503,24
	M-	3 833,87	673,98	1 793,18	7 399,82
2--3	M-	-2 149,40	-336,76	2 977,72	6 862,49
	M+	1 062,13	159,26	0,00	1 757,72
	M-	405,38	89,32	3 449,91	5 378,03
4--5	M-	-4 904,61	-1 248,08	6 215,23	15 458,00
	M+	3 455,22	905,76	0,00	6 377,10
	M-	5 431,03	1 434,38	4 507,80	13 853,61
5--6	M-	-2 746,12	-759,83	7 320,62	14 119,38
	M+	1 305,63	225,91	0,00	2 211,93
	M-	630,13	139,73	1 0731,82	15 891,17

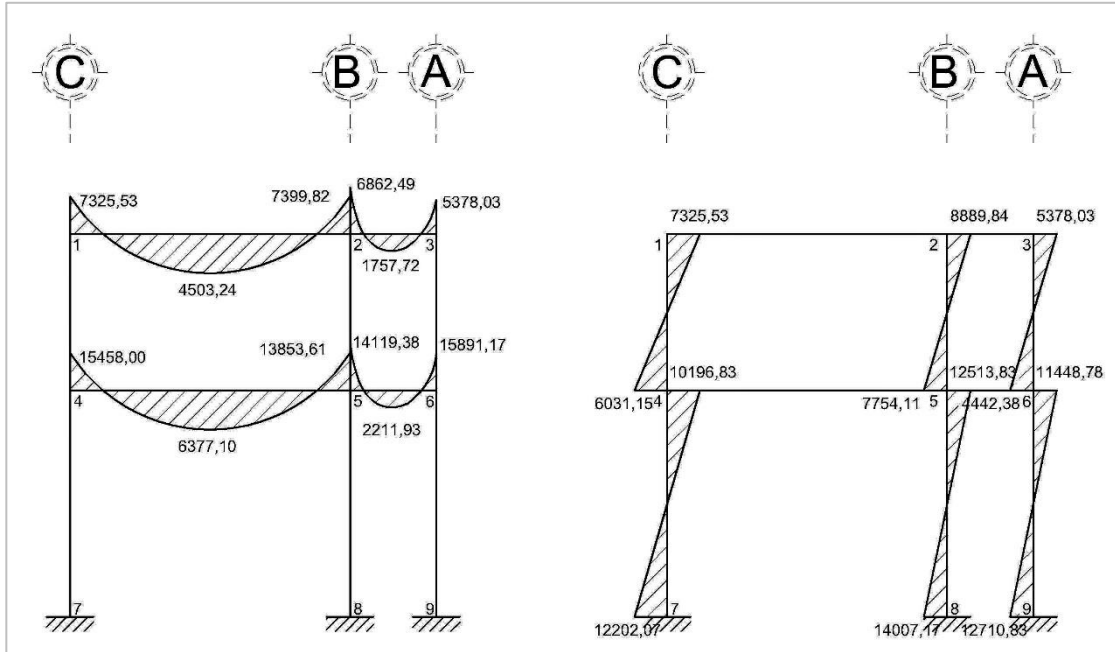
Fuente: elaboración propia.

Tabla LII. **Envolvente de momentos en columnas, marco 3 eje Y**

Columna		M_{CM} (kg-m)	M_{CV} (kg-m)	M_s (kg-m)	M_u (kg-m)
1--4	Msup	3 313,79	636,55	-2 163,60	7 325,53
	Minf	3 321,22	812,61	-526,08	6 031,15
2--5	Msup	-1 684,47	-337,22	-4 770,90	8 889,84
	Minf	-1 804,29	-440,66	-3 777,37	7 754,11
3--6	Msup	405,38	89,32	-3 449,91	5 378,03
	Minf	440,86	97,08	-2 749,16	4 442,38
4--7	Msup	1 583,39	435,47	-5 689,16	10 196,83
	Minf	1 97,270	197,27	-8 373,20	12 202,07
5--8	Msup	-880,63	-233,39	-8 051,05	12 513,83
	Minf	-490,73	-144,23	-9 488,78	14 007,17
6--9	Msup	189,27	42,64	-7 982,66	11 448,78
	Minf	108,840	25,10	-8 958,68	12 710,83

Fuente: elaboración propia.

Figura 32. Diagrama de momentos últimos, marco 3 eje Y



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

Ahora bien, para determinar el corte último en las vigas (V_v) se utilizaron las mismas combinaciones para carga muerta, viva y de sismo que se presentaron anteriormente. La combinación que lanzaba las mayores magnitudes es la siguiente:

$$V_v = 0.75 * \left[1.4 * \frac{CM * L}{2} + 1.7 * \frac{CV * L}{2} + 1.87 * \frac{\sum Ms}{L} \right]$$

El corte último de columnas (V_{col}) es el resultado de la sumatoria de los momentos últimos de las mismas por su longitud.

$$V_{col} = \frac{\sum M_{col}}{L}$$

Siguiendo con el ejemplo del marco B del eje X, se tiene:

Para la viga A-B:

$$V_{1-2} = 0.75 * \left[1.4 * \frac{769,13 * 3,54}{2} + 1.7 * \frac{156,78 * 3,54}{2} + 1.87 * \frac{1\ 550,6 + 1\ 324,8}{3,54} \right]$$

$$V_{A-B} = 2\ 922,45 \text{ kg}$$

Para la columna A-L:

$$V_{col} = \frac{3\ 039,77 + 1\ 543,51}{3,35} = 1\ 368,14 \text{ kg}$$

Tabla LIII. **Corte último en vigas, marco B sentido X**

Viga	CM (kg/m)	CV (kg/m)	Ms1 (kg-m)	Ms2 (kg-m)	L (m)	V (kg)
A-B	769,13	156,78	1 550,61	1 324,83	3,54	2 922,45
B-C	769,13	156,78	1 321,64	1 301,05	3,54	2 822,32
C-D	769,13	156,78	1 258,63	1 259,07	3,54	2 780,72
D-E	769,13	156,78	1 254,40	1 247,57	3,54	2 774,49
E-F	769,13	156,78	1 237,94	1 234,00	3,54	2 762,59
F-G	769,13	156,78	1 227,51	1 224,39	3,54	2 754,65
G-H	769,13	156,78	1 221,00	1 220,65	3,54	2 750,59
H-I	769,13	156,78	1 214,33	1 207,87	3,54	2 742,88
I-J	769,13	156,78	1 233,52	1 243,45	3,54	2 764,58
J-K	769,13	156,78	1 249,09	1 464,11	3,54	2 858,17
L-M	1 022,76	518,64	4 590,83	3 824,19	3,54	6 405,16
M-N	1 022,76	518,64	3 357,43	3 404,82	3,54	5 750,35
N-O	1 022,76	518,64	3 397,75	3 368,73	3,54	5 752,03
O-P	1 022,76	518,64	3 326,55	3 308,68	3,54	5 700,03
P-Q	1 022,76	518,64	3 277,64	3 261,67	3,54	5 662,03
Q-R	1 022,76	518,64	3 235,48	3 222,92	3,54	5 629,97
R-S	1 022,76	518,64	3 201,75	3 191,30	3,54	5 604,08
S-T	1 022,76	518,64	3 180,38	3 179,83	3,54	5 591,07

Continuación de la tabla LIII.

T-U	1 022,76	518,64	3 140,26	3 074,30	3,54	5 533,36
U-V	1 022,76	518,64	3 433,94	4 079,83	3,54	6 048,09

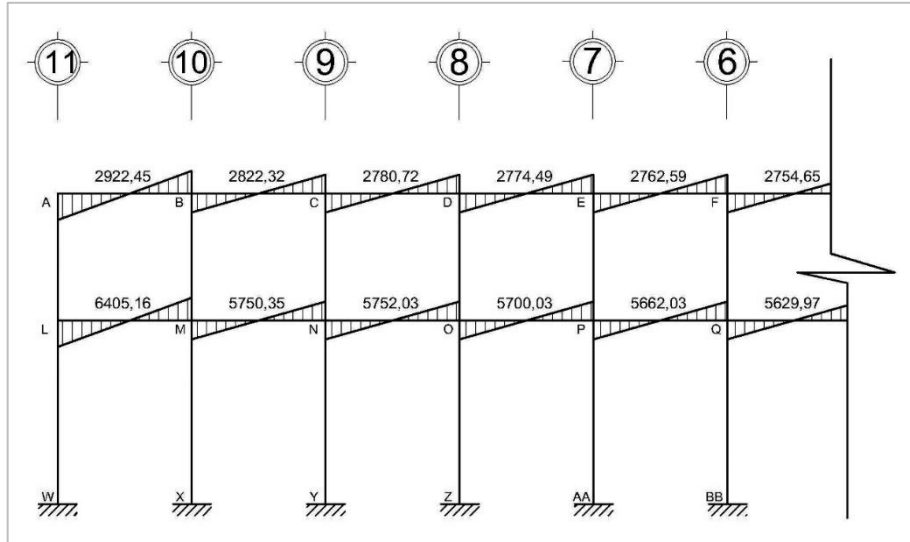
Fuente: elaboración propia.

Tabla LIV. **Corte último en columnas, marco B sentido X**

Columna	M1 (Kg-m)	M2 (Kg-m)	L (m)	V (kg)
A-L	3 039,77	1 543,51	3,35	1 368,14
B-M	3 795,68	2 771,71	3,35	1 960,41
C-N	3 602,29	2 473,61	3,35	1 813,70
D-O	3 528,60	2 440,74	3,35	1 781,89
E-P	3 486,34	2 414,92	3,35	1 761,57
F-Q	3 452,28	2 398,75	3,35	1 746,58
G-R	3 430,05	2 390,44	3,35	1 737,46
H-S	3 417,64	2 392,94	3,35	1 734,50
I-T	3 436,40	2 406,71	3,35	1 744,21
J-U	3 579,80	2 666,52	3,35	1 864,57
K-V	2 918,45	1 555,64	3,35	1 335,55
L-W	6 654,54	8 354,45	4,85	3 094,64
M-X	7 441,65	8 608,81	4,85	3 309,37
N-Y	7 090,27	8 322,85	4,85	3 177,96
O-Z	6 953,06	8 158,62	4,85	3 115,81
P-AA	6 822,90	8 010,68	4,85	3 058,47
Q-BB	6 713,52	7 885,02	4,85	3 010,01
R-CC	6 620,67	7 779,24	4,85	2 969,05
S-DD	6 547,01	7 694,36	4,85	2 936,37
T-EE	6 480,49	7 624,58	4,85	2 908,26
U-FF	6 602,44	7 662,12	4,85	2 941,15
V-GG	5 785,48	7 254,44	4,85	2 688,64

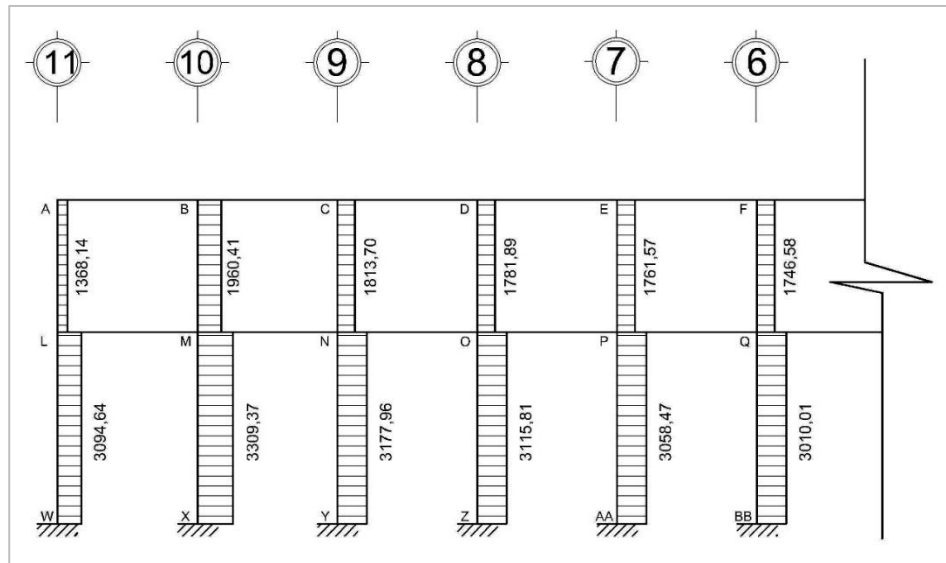
Fuente: elaboración propia.

Figura 33. Diagrama de corte último. Vigas, marco B eje X



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

Figura 34. Diagrama de corte último. Columnas marco B eje X



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

Tabla LV. **Corte último en vigas, marco 3 sentido Y**

Viga	CM (kg/m)	CV (kg/m)	Ms 1 (Kg-m)	Ms 2 (Kg-m)	L (m)	V (kg)
1—2	1 082,63	249,67	2 163,60	1 793,18	6,00	5 290,17
2—3	553,78	92,97	2 977,72	3 449,91	1,85	5 520,34
4—5	1 616,23	499,33	6 215,23	4 507,80	6,00	9 507,57
5—6	593,3	464,86	7 320,62	10 731,82	1,85	14 810,19

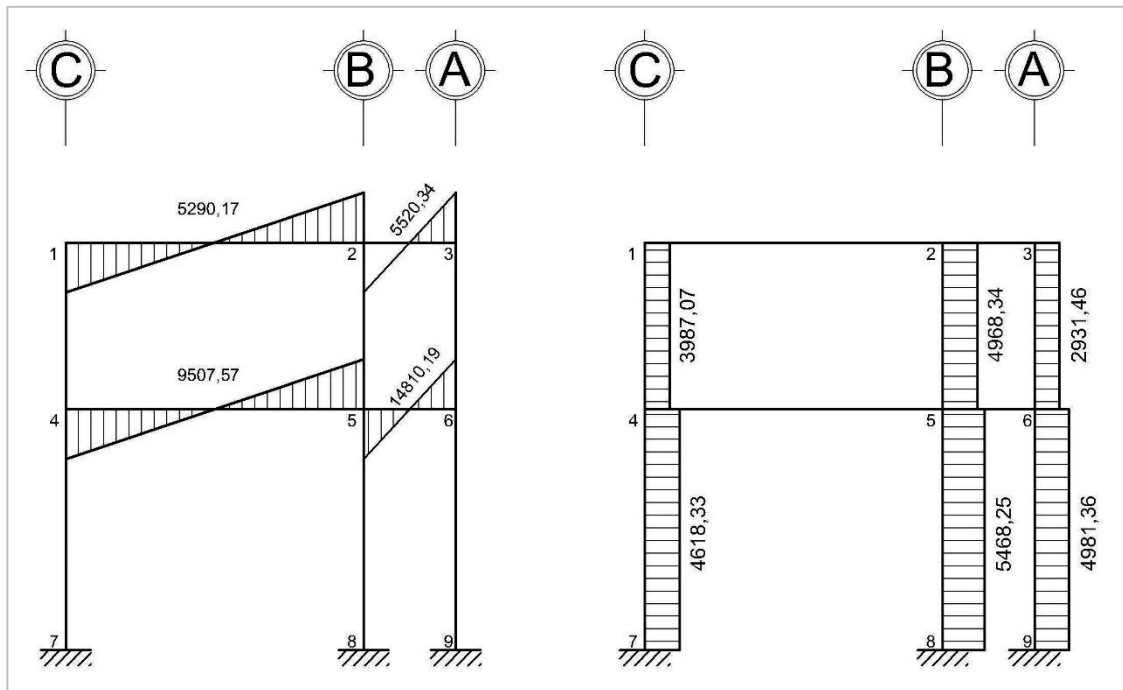
Fuente: elaboración propia.

Tabla LVI. **Corte último en columnas, marco 3 sentido Y**

Columna	M1 (Kg-m)	M2 (Kg-m)	L (m)	V (kg)
1—4	7 325,53	6 031,15	3,35	3 987,07
2—5	8 889,84	7 754,11	3,35	4 968,34
3—6	5 378,03	4 442,38	3,35	2 931,46
4—7	10 196,83	12 202,07	4,85	4 618,33
5—8	12 513,83	14 007,17	4,85	5 468,25
6—9	11 448,78	12 710,83	4,85	4 981,36

Fuente: elaboración propia.

Figura 35. Diagrama de corte último, marco 3 eje Y



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

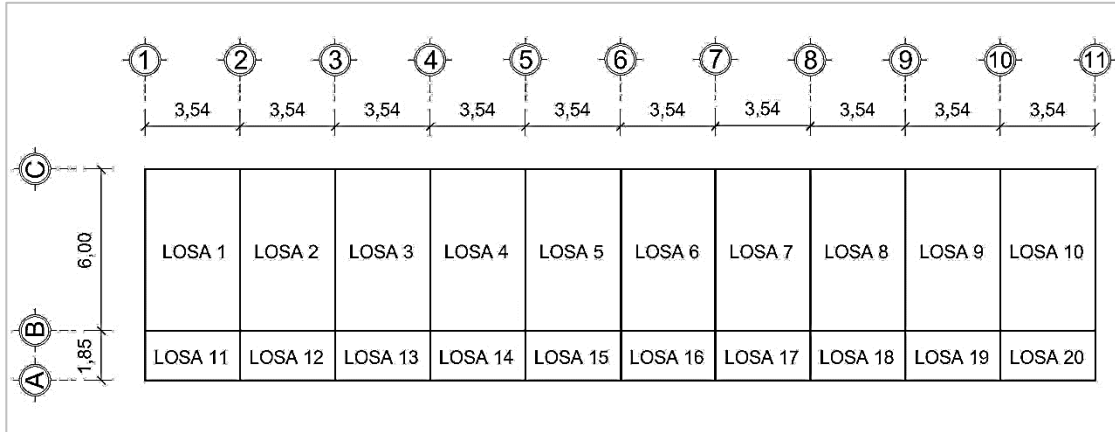
2.1.8. Diseño estructural

2.1.8.1. Diseño de losas

Para llevar a cabo el diseño de las losas se utiliza el método 3 del código ACI. Anteriormente se calculó el espesor de las losas, en la sección 2.1.7.2.3 de este documento y se decidió trabajar con un espesor de 10 centímetros.

A continuación, se expone el cálculo para el diseño de las losas de entrepiso, que son las críticas debido a las cargas que deben soportar.

Figura 36. Planta típica de distribución de losas



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

- Relación ($m = a / b$)

- Losas 1 y 10

$a = 3,54 \text{ m}$; $b = 6,00 \text{ m}$

$m = 0,59$; trabaja en 2 sentidos, caso 4

- Losas 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9

$a = 3,54 \text{ m}$; $b = 6,00 \text{ m}$

$m = 0,59$; trabaja en 2 sentidos, caso 9

- Losas 11 y 20

$a = 1,85 \text{ m}$; $b = 3,54 \text{ m}$

$m = 0,52$; trabaja en 2 sentidos, caso 4

- Losas 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18 y 19

a = 1,85 m; b = 3,54 m

m = 0,52; trabaja en 2 sentidos, caso 8

- Integración de cargas

- Carga muerta última (CM_u)

$$CM_u = 1,4 * (CM_{integrada})$$

$$CM_u = 1,4 * \left(380 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) = 532 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- Carga viva última (CV_u)

$$CV_u = 1,7 * (CV)$$

$$\text{Aulas: } CV_u = 1,7 * \left(200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) = 340 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Pasillos: } CV_u = 1,7 * \left(500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) = 850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- Carga uniforme total última (CU)

$$CU = CM_u + CV_u$$

$$\text{Aulas: } CU = 532 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 340 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 872 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Pasillos: } CU = 532 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 1\,382 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- Cálculo de momentos actuantes (M_{\pm})

$$Ma^{-} = Ca^{-} * CU * a^2; \quad Mb^{-} = Cb^{-} * CU * b^2$$

$$Ma^{+} = Cam^{+} * CM_u * a^2 + Cav^{+} * CV_u * a^2$$

$$Mb^{+} = Cbm^{+} * CM_u * b^2 + Cbv^{+} * CV_u * b^2$$

Donde:

Ca^{-} ; Cb^{-} = coeficiente para momento negativo

Cam^{+} ; Cbm^{+} = coeficiente para momento positivo debido a carga muerta

Cav^{+} ; Cbv^{+} = coeficiente para momento positivo debido a carga viva

En los casos donde no existe continuidad, el momento negativo en ese extremo se calcula de la siguiente forma:

$$M^{-} = \frac{1}{3}M^{+}$$

- Losas 1 y 10

$$Ma^{-} = 0,089 * 872 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 3,54 \text{ m}^2 = 972,55 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Mb^{-} = 0,011 * 872 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 6,00 \text{ m}^2 = 345,31 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Ma^+ = 0,053 * 532 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 6,00 \text{ m}^2 + 0,067 * 340 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 3,54 \text{ m}^2 = 638,81 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Mb^+ = 0,007 * 532 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 6,00 \text{ m}^2 + 0,009 * 340 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 3,54 \text{ m}^2 = 244,22 \text{ kg} - \text{m}$$

- Losas 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9

$$Ma^- = 0,085 * 872 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 3,54 \text{ m}^2 = 928,84 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Mb^- = 0,006 * 872 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 6,00 \text{ m}^2 = 188,35 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Ma^+ = 0,036 * 532 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 3,54 \text{ m}^2 + 0,059 * 340 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 3,54 \text{ m}^2 = 491,39 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Mb^+ = 0,004 * 532 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 6,00 \text{ m}^2 + 0,007 * 340 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 6,00 \text{ m}^2 = 162,29 \text{ kg} - \text{m}$$

- Losas 11 y 20

$$Ma^- = 0,094 * 1\,382 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 1,85 \text{ m}^2 = 444,61 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Mb^- = 0,006 * +1\,382 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 3,54 \text{ m}^2 = 103,91 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Ma^+ = 0,059 * 532 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 1,85 \text{ m}^2 + 0,077 * 850 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 1,85 \text{ m}^2 = 331,43 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Mb^+ = 0,004 * 532 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 3,54 \text{ m}^2 + 0,005 * 850 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 3,54 \text{ m}^2 = 79,93 \text{ kg} - \text{m}$$

- o Losas 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18 y 19

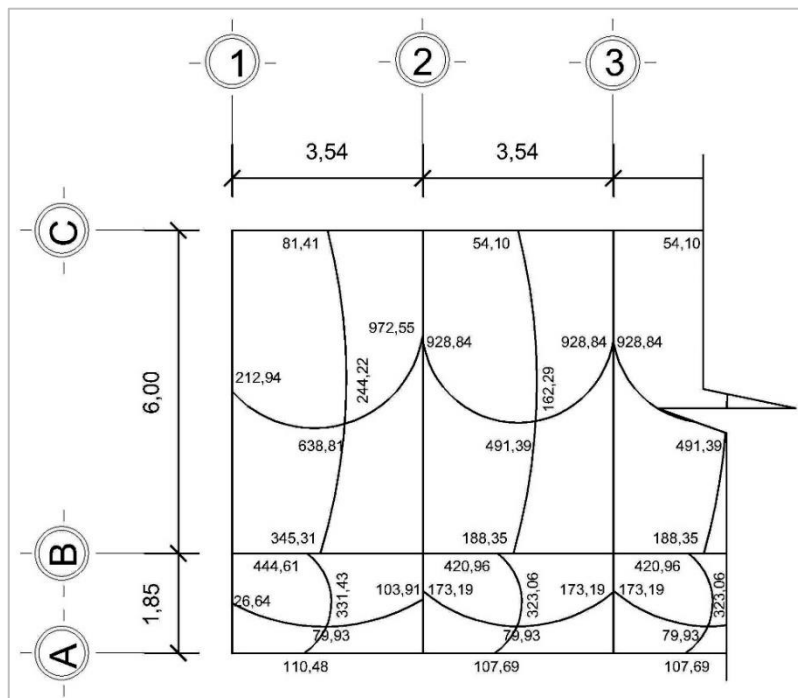
$$Ma^- = 0,089 * 1\,382 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 1,85 \text{ m}^2 = 420,96 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Mb^- = 0,010 * +1\,382 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 3,54 \text{ m}^2 = 173,19 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Ma^+ = 0,056 * 532 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 1,85 \text{ m}^2 + 0,076 * 850 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 1,85 \text{ m}^2 = 323,06 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Mb^+ = 0,004 * 532 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 3,54 \text{ m}^2 + 0,005 * 850 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 3,54 \text{ m}^2 = 79,93 \text{ kg} - \text{m}$$

Figura 37. Momentos actuantes en losas



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

- Balanceo de momentos

Este cálculo debe efectuarse cuando los momentos negativos en un lado en común entre dos losas presentan valores distintos. El balanceo de momentos (MB) se realiza según las siguientes condiciones:

Si $0,80M_{mayor} \leq M_{menor}$, entonces, $MB = (M_{mayor} + M_{menor})/2$

Si $0,80M_{mayor} > M_{menor}$, entonces, $MB = \text{proporcional a la rigidez}$

Para llevar a cabo el balanceo de momentos proporcional a las rigideces de las losas se aplican las siguientes ecuaciones:

$$MB1 = M_{mayor} - (M_{mayor} - M_{menor}) * D1$$

$$MB2 = M_{menor} + (M_{mayor} - M_{menor}) * D2$$

$$D1 = \frac{k_1}{k_1 + k_2}; \quad D2 = \frac{k_2}{k_1 + k_2}$$

$$k_1 = \frac{1}{L1}; \quad k_2 = \frac{1}{L2}$$

Donde:

MB1; MB2 = momentos balanceados

D1; D2 = factores de distribución de losas consideradas

L1; L2 = longitud de losas consideradas

- Balance de momentos para losas: 1 y 2; 9 y 10

$$M_{losa1} = 972,55 \text{ kg-m}; M_{losa2} = 928,84 \text{ kg-m}$$

Entonces:

$$0,80 * 972,55 = 778,04 < 928,84; \text{ balancear por promedio}$$

$$MB = \frac{972,55 + 928,84}{2} = 950,70 \text{ kg - m}$$

- Balance de momentos para losas: 1 y 11; 10 y 20

$$M_{losa1} = 345,31 \text{ kg-m}; M_{losa11} = 444,61 \text{ kg-m}$$

Entonces:

$$0,80 * 444,61 = 355,69 > 345,31; \text{ balancear por rigideces}$$

$$k_1 = \frac{1}{1,85} = 0,54; \quad k_2 = \frac{1}{6,00} = 0,17$$

$$D1 = \frac{0,54}{0,54 + 0,17} = 0,76; \quad D2 = \frac{0,17}{0,54 + 0,17} = 0,24$$

$$MB1 = 444,61 - (444,61 - 345,31) * 0,76 = 368,71 \text{ kg - m}$$

$$MB2 = 345,31 + (444,61 - 345,31) * 0,24 = 368,71 \text{ kg - m}$$

- Balance de momentos para losas 2 y 12

$$M_{losa12} = 420,96 \text{ kg-m}; M_{losa2} = 188,35 \text{ kg-m}$$

Entonces:

$$0,80 * 420,96 = 336,77 > 188,35; \text{ balancear por rigideces}$$

$$k_1 = \frac{1}{1,85} = 0,54; k_2 = \frac{1}{6,00} = 0,17$$

$$D1 = \frac{0,54}{0,54 + 0,17} = 0,76; D2 = \frac{0,17}{0,54 + 0,17} = 0,24$$

$$MB1 = 420,96 - (420,96 - 188,35) * 0,76 = 243,17 \text{ kg - m}$$

$$MB2 = 188,35 + (420,96 - 188,35) * 0,24 = 243,17 \text{ kg - m}$$

El mismo procedimiento y valores se aplican para las losas 3 y 13; 4 y 14; 5 y 15; 6 y 16; 7 y 17; 8 y 18; 9 y 19.

- Balance de momentos para losas: 11 y 12; 19 y 20

$$M_{losa11} = 103,91 \text{ kg-m}; M_{losa12} = 173,19 \text{ kg-m}$$

Entonces:

$$0,80 * 173,19 = 138,55 > 103,91; \text{ balancear por rigideces}$$

$$k_1 = k_2 = \frac{1}{3,54} = 0,28$$

$$D1 = D2 = \frac{0,28}{0,28 + 0,28} = 0,5$$

$$MB1 = 173,19 - (173,19 - 103,91) * 0,5 = 138,55 \text{ kg - m}$$

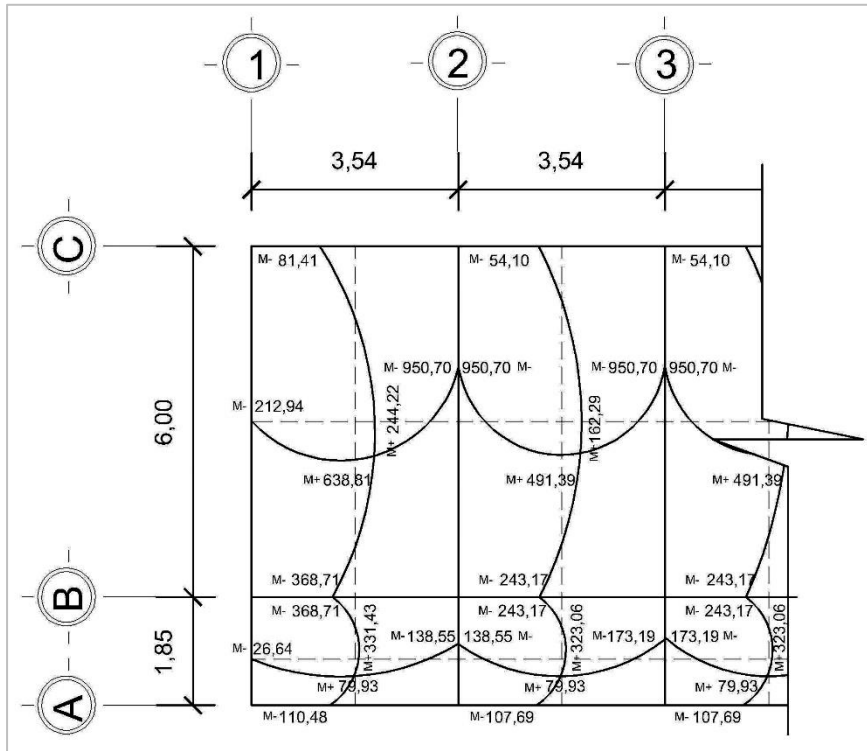
$$MB2 = 103,91 + (173,19 - 103,91) * 0,5 = 138,55 \text{ kg - m}$$

Tabla LVII. **Momentos balanceados en losas**

Losas	Momentos positivos		Momentos negativos			
			Extremos continuos		Extremos discontinuos	
	Ma+ (kg-m)	Mb+ (kg-m)	Ma- (kg-m)	Mb- (kg-m)	Ma- (kg-m)	Mb- (kg-m)
1	638,81	244,22	950,70	368,71	212,94	81,41
2	491,39	162,29	950,70 928,84	243,17	---	54,10
3	491,39	162,29	928,84	243,17	---	54,10
4	491,39	162,29	928,84	243,17	---	54,10
5	491,39	162,29	928,84	243,17	---	54,10
6	491,39	162,29	928,84	243,17	---	54,10
7	491,39	162,29	928,84	243,17	---	54,10
8	491,39	162,29	928,84	243,17	---	54,10
9	491,39	162,29	950,70	243,17	---	54,10
10	638,81	244,22	950,70	368,71	212,94	81,41
11	331,43	79,93	368,71	138,55	110,48	26,64
12	323,06	79,93	243,17	138,55	107,69	---
13	323,06	79,93	243,17	173,19	107,69	---
14	323,06	79,93	243,17	173,19	107,69	---
15	323,06	79,93	243,17	173,19	107,69	---
16	323,06	79,93	243,17	173,19	107,69	---
17	323,06	79,93	243,17	173,19	107,69	---
18	323,06	79,93	243,17	173,19	107,69	---
19	323,06	79,93	243,17	173,19 138,55	107,69	---
20	331,43	79,93	368,71	138,55	110,48	26,64

Fuente: elaboración propia.

Figura 38. Momentos balanceados en losas



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

- Diseño de refuerzo de losas

A continuación, se muestra el procedimiento para determinar el acero de refuerzo para las losas, con base en lo establecido en el código ACI. Es importante mencionar que el refuerzo de la losa se determina tomando un ancho unitario de 1 metro.

- Datos

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

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

Refuerzo Núm. 3

- Peralte efectivo (d)

$$d = t - \text{rec} - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

rec = recubrimiento (2 cm, sección 7.7.1, capítulo 7, ACI 318S-08)

\emptyset = diámetro del refuerzo

$$d = 10 - 2 - \frac{0,95}{2} = 7,525 \text{ cm}$$

- Área de acero mínima ($A_{s_{\min}}$)

La sección 10.5.1, capítulo 10 del ACI 318S-08, indica que en toda sección de un elemento sometido a flexión se requiere que el refuerzo a tracción debe ser mayor que el obtenido a través de:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{f'c}}{f_y} * b * d \geq A_{s_{\min}} \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{210}}{2\,810} * 100 * 7,525 = 3,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2\ 810} * 100 * 7,525 = 3,78 \text{ cm}^2$$

Con respecto del cálculo anterior, se concluye que el área de acero mínimo que se debe colocar en un acho unitario de 1 metro de losa es de 3,78 cm².

- Momento último que resiste el $A_{s_{\min}}$

$$M = 0,9 \left[A_{s_{\min}} * f_y * \left(d - \frac{A_{s_{\min}} * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right) \right]$$

$$M = 0,9 \left[3,78 * 2\ 810 * \left(7,525 - \frac{3,78 * 2\ 810}{1,7 * 210 * 100} \right) \right] = 76\ 768,74 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$76\ 768,74 \text{ kg} - \text{cm} = 767,69 \text{ kg} - \text{m}$$

Puesto que el momento último que resiste el área de acero mínima no cumple con el momento máximo actuante en las losas, es necesario determinar el área de acero requerida (A_s) para resistir dichos momentos.

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_{\text{último}} * b}{0,003825 * f'_c}} \right] \left(0,85 * \frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left[100 * 7,525 - \sqrt{(100 * 7,525)^2 - \frac{950,7 * 100}{0,003825 * 210}} \right] \left(0,85 * \frac{210}{2\ 810} \right)$$

$$A_s = 5,29 \text{ cm}^2$$

- Separación del refuerzo (s)

$$s = \frac{\text{Área de la varilla} * b}{A_{s_{\min}}} = \frac{0,71 * 100}{5,29} = 13,42 \text{ cm}$$

Según lo establecido en el ACI 318S-08, capítulo 13, sección 13.3.2, la separación de las varillas de refuerzo no debe exceder de 2 veces el espesor de la losa:

$$s_{\text{máxima}} = 2t = 2 * 10 = 20 \text{ cm}$$

Por armado se propone utilizar una separación de 13 cm entre las barras de refuerzo. Para verificar si la separación es la correcta, se realiza lo siguiente:

$$\text{Núm. de varillas} = \frac{100 \text{ cm}}{13 \text{ cm}} = 7,69 \cong 8 \text{ varillas}$$

$$8 \text{ varillas Núm. 3} = 8 * (0,71 \text{ cm}^2) = 5,68 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar, el área de acero que proveen las 8 varillas de refuerzo Núm. 3 equivale a 5,68 cm², que es mayor al área de acero requerida por la sección (5,29 cm²). Por consiguiente, la separación de 13 cm propuesta es correcta.

- Chequeo por corte

$$V_{\text{máximo}} = \frac{CU * L}{2} = \frac{872 \text{ kg/m} * 6 \text{ m}}{2} = 2 616 \text{ kg}$$

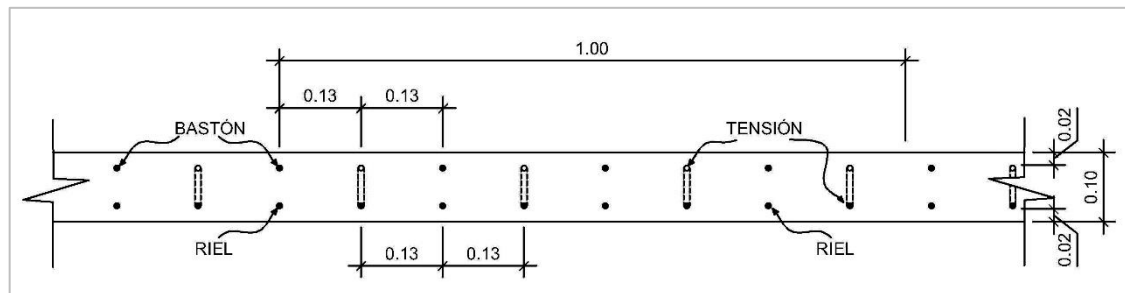
$$V_{\text{resistente}} = 45 * t * \sqrt{f'c} = 45 * 10 \text{ cm} * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 6\,521,12 \text{ kg}$$

Con base en que el corte resistente es mayor al corte máximo (6 521,12 kg > 2 616 kg), se verifica que efectivamente el espesor de losa es adecuado.

Por medio de los cálculos de diseño previos, el armado y geometría de la losa es el siguiente:

- 10 centímetros de espesor
- 2 centímetros de recubrimiento
- Varillas de refuerzo Núm. 3 a cada 13 centímetros

Figura 39. **Sección de losa**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

En el apéndice 1, plano 10/17 se puede observar con más detalle el armado de las losas.

2.1.8.2. Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales que transmiten la carga proveniente de las losas hacia las columnas. Están sometidas a esfuerzos de tensión, compresión y corte, prácticamente trabajan a flexión.

El diseño de las vigas se realizará tomando en cuenta los momentos y cortes últimos determinados a través del análisis estructural.

En seguida se muestra el diseño a flexión para la viga 5-6, que posee los momentos y cortes críticos.

- Datos

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

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

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

$$h = 0,50 \text{ m}$$

$$rec = 0,04 \text{ m (sección 7.7.1, capítulo 7, ACI 318S-08)}$$

- Determinación de los límites del refuerzo

- Peralte efectivo (d)

$$d = h - rec - \frac{\emptyset}{2} = 40 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - \frac{1,91 \text{ cm}}{2} = 45,05 \text{ cm}$$

- Área de acero mínima

Como se mencionó anteriormente, en la sección 10.5.1, capítulo 10 del ACI 318S-08, se indica que en toda sección de un elemento sometido a flexión se requiere que el refuerzo a tracción debe ser mayor que el obtenido a través de:

$$A_{S_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{f'c}}{f_y} * b * d \geq A_{S_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{S_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{210}}{2810} * 25 * 45,05 = 4,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min}} = \frac{14,1}{2810} * 25 * 45,05 = 5,65 \text{ cm}^2$$

Con base en el cálculo anterior, se puede observar que el área de acero mínima que se debe utilizar en la viga es de 5,65 cm².

- Área de acero máxima ($A_{S_{\max}}$)

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

Donde:

ρ_b = Cuantía de acero balanceada

La cuantía de acero balanceada se obtiene de la siguiente manera:

$$\rho_b = 0,85 * \frac{f'c}{f_y} * (0,85) * \frac{6090}{f_y + 6090}$$

Por tanto, la cantidad máxima de acero que puede tener la sección de la viga es:

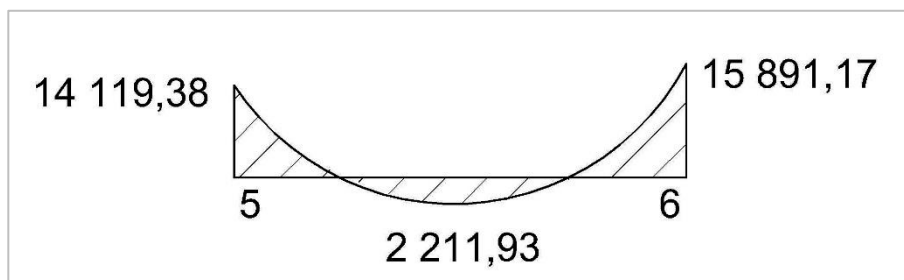
$$A_{s_{\text{máx}}} = 0,5 * \left[0,85 * \frac{210}{2810} * (0,85) * \left(\frac{6090}{2810 + 6090} \right) \right] * 25 * 45,05 = 20,80 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de acero longitudinal

Habiendo establecido los límites de acero, se calcula el área de acero requerida para los momentos actuantes de la viga.

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_{\text{último}} * b}{0.003825 * f'c}} \right] \left(0,85 * \frac{f'c}{f_y} \right)$$

Figura 40. Diagrama de momento último en kg-m. Viga 5-6, eje Y



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

Para momento negativo 1

$$A_s = \left[25 * 45,05 - \sqrt{(25 * 45,05)^2 - \frac{14119,38 * 25}{0.003825 * 210}} \right] \left(0,85 * \frac{210}{2810} \right) = 13,71 \text{ cm}^2$$

Para momento positivo

$$A_s = \left[25 * 45,05 - \sqrt{(25 * 45,05)^2 - \frac{2 * 211,93 * 25}{0,003825 * 210}} \right] \left(0,85 * \frac{210}{2 * 810} \right) = 1,97 \text{ cm}^2$$

Para momento negativo 2

$$A_s = \left[25 * 45,05 - \sqrt{(25 * 45,05)^2 - \frac{15 * 891,17 * 25}{0,003825 * 210}} \right] \left(0,85 * \frac{210}{2 * 810} \right) = 15,66 \text{ cm}^2$$

- Verificando las áreas de acero requeridas:

Momento negativo 1	$5,65 \text{ cm}^2 < 13,71 \text{ cm}^2 < 20,80 \text{ cm}^2$	(Usar A_s)
Momento positivo	$5,65 \text{ cm}^2 < 1,97 \text{ cm}^2 < 20,80 \text{ cm}^2$	(Usar $A_{s_{\min}}$)
Momento negativo 2	$5,65 \text{ cm}^2 < 15,66 \text{ cm}^2 < 20,80 \text{ cm}^2$	(Usar A_s)

Puesto que todas las áreas de acero requeridas son menores al área de acero máximo, es posible continuar y proponer diámetros de varillas de acero para cubrir los momentos actuantes. Para ello, se deben tomar en cuenta los siguientes parámetros para calcular el refuerzo corrido y los bastones que el código ACI 318S-08 establece en el capítulo 21, sección 21.5.2.2.

- Cama superior

Colocar 2 varillas corridas longitudinales como mínimo, con la mayor área de los siguientes parámetros:

- $A_{s_{min}} = 5,65 \text{ cm}^2$
- $33 \% \text{ As Momento negativo} = 33 \% \cdot (15,66) = 5,17 \text{ cm}^2$

Se propone utilizar 3 varillas corridas Núm. 6 para el armado. Con ello, se tendrá un área de acero real igual a $8,52 \text{ cm}^2$ y se cumplirá con el mayor parámetro que, en este caso, es el área de acero mínima.

Para el caso en particular de la viga 5-6 el área de acero demandada por el momento negativo es de $15,66 \text{ cm}^2$, por tanto, se tiene una diferencia de $7,14 \text{ cm}^2$. La mejor opción es colocar 2 bastones Núm. 7, que proporcionan un área de acero de $7,74 \text{ cm}^2$. En consecuencia, se obtiene un área de acero total igual a $16,26 \text{ cm}^2$.

- Cama inferior

Colocar 2 varillas corridas longitudinales como mínimo, con la mayor área de los siguientes parámetros:

- $A_{s_{min}} = 5,65 \text{ cm}^2$
- $50 \% \text{ As Momento positivo} = 50 \% \cdot (1,97) = 0,98 \text{ cm}^2$
- $50 \% \text{ As Momento negativo} = 50 \% \cdot (15,66) = 7,83 \text{ cm}^2$

Para el armado se propone utilizar 3 varillas corridas Núm. 6, con las que se tendrá un área de acero real igual a $8,52 \text{ cm}^2$. Con ello, se cumple con el mayor parámetro que, en este caso, es el 50 % del área de acero requerida para el momento negativo.

En las siguientes tablas se resume el cálculo y armado de todas las vigas, según eje y nivel.

Tabla LVIII. Armado longitudinal en vigas del segundo nivel, sentido X

Viga		$A_{s_{m\dot{m}n}}$ (cm ²)	A_s (cm ²)	Refuerzo Corrido	Bastones	A_s real (cm ²)
A-B	M-	5,65	2,72	2 # 6		5,68
	M+	5,65	0,86	2 # 6		5,68
	M-	5,65	2,73	2 # 6		5,68
B-C	M-	5,65	2,65	2 # 6		5,68
	M+	5,65	0,70	2 # 6		5,68
	M-	5,65	2,70	2 # 6		5,68
C-D	M-	5,65	2,66	2 # 6		5,68
	M+	5,65	0,69	2 # 6		5,68
	M-	5,65	2,62	2 # 6		5,68
D-E	M-	5,65	2,61	2 # 6		5,68
	M+	5,65	0,69	2 # 6		5,68
	M-	5,65	2,61	2 # 6		5,68
E-F	M-	5,65	2,60	2 # 6		5,68
	M+	5,65	0,69	2 # 6		5,68
	M-	5,65	2,60	2 # 6		5,68
F-G	M-	5,65	2,59	2 # 6		5,68
	M+	5,65	0,69	2 # 6		5,68
	M-	5,65	2,58	2 # 6		5,68
G-H	M-	5,65	2,58	2 # 6		5,68
	M+	5,65	0,69	2 # 6		5,68
	M-	5,65	2,57	2 # 6		5,68
H-I	M-	5,65	2,56	2 # 6		5,68
	M+	5,65	0,69	2 # 6		5,68
	M-	5,65	2,60	2 # 6		5,68
I-J	M-	5,65	2,62	2 # 6		5,68
	M+	5,65	0,70	2 # 6		5,68
	M-	5,65	2,55	2 # 6		5,68
J-K	M-	5,65	2,63	2 # 6		5,68
	M+	5,65	0,86	2 # 6		5,68
	M-	5,65	2,61	2 # 6		5,68

Fuente: elaboración propia.

Tabla LIX. Armado longitudinal en vigas del primer nivel, sentido X

Viga		$A_{s_{min}}$ (cm ²)	A_s (cm ²)	Refuerzo Corrido	Bastones	A_s real (cm ²)
L-M	M-	5,65	7,33	2 # 6	1 # 5	7,67
	M+	5,65	1,36	2 # 6		5,68
	M-	5,65	6,79	2 # 6	1 # 4	6,97
M-N	M-	5,65	6,02	2 # 6	1 # 4	6,97
	M+	5,65	1,13	2 # 6		5,68
	M-	5,65	6,13	2 # 6	1 # 3	6,39
N-O	M-	5,65	6,15	2 # 6	1 # 3	6,39
	M+	5,65	1,14	2 # 6		5,68
	M-	5,65	6,11	2 # 6	1 # 3	6,39
O-P	M-	5,65	6,05	2 # 6	1 # 3	6,39
	M+	5,65	1,14	2 # 6		5,68
	M-	5,65	6,03	2 # 6	1 # 3	6,39
P-Q	M-	5,65	5,99	2 # 6	1 # 3	6,39
	M+	5,65	1,14	2 # 6		5,68
	M-	5,65	5,96	2 # 6	1 # 3	6,39
Q-R	M-	5,65	5,93	2 # 6	1 # 3	6,39
	M+	5,65	1,14	2 # 6		5,68
	M-	5,65	5,91	2 # 6	1 # 3	6,39
R-S	M-	5,65	5,88	2 # 6	1 # 3	6,39
	M+	5,65	1,14	2 # 6		5,68
	M-	5,65	5,87	2 # 6	1 # 3	6,39
S-T	M-	5,65	5,86	2 # 6	1 # 3	6,39
	M+	5,65	1,14	2 # 6		5,68
	M-	5,65	5,85	2 # 6	1 # 3	6,39
T-U	M-	5,65	5,78	2 # 6	1 # 3	6,39
	M+	5,65	1,13	2 # 6		5,68
	M-	5,65	5,64	2 # 6	1 # 3	6,39
U-V	M-	5,65	6,26	2 # 6	1 # 3	6,39
	M+	5,65	1,36	2 # 6		5,68
	M-	5,65	6,63	2 # 6	1 # 4	6,97

Fuente: elaboración propia.

Tabla LX. Armado longitudinal en vigas, sentido Y

Nivel	Viga		$A_{S_{min}}$ (cm^2)	A_s (cm^2)	Refuerzo Corrido	Bastones	A_s real (cm^2)
2	1—2	M-	5,65	6,75	2 # 6	1 # 4	6,97
		M+	5,65	4,07	2 # 6		5,68
		M-	5,65	6,82	2 # 6	1 # 4	6,97
	2—3	M-	5,65	6,30	2 # 6	1 # 4	6,97
		M+	5,65	1,56	2 # 6		5,68
		M-	5,65	4,89	2 # 6	1 # 4	6,97
1	4—5	M-	5,65	15,18	3 # 6	2 # 7	16,26
		M+	5,65	5,84	3 # 6		8,52
		M-	5,65	13,42	3 # 6	2 # 7	16,26
	5--6	M-	5,65	13,71	3 # 6	2 # 7	16,26
		M+	5,65	1,97	3 # 6		8,52
		M-	5,65	15,66	3 # 6	2 # 7	16,26

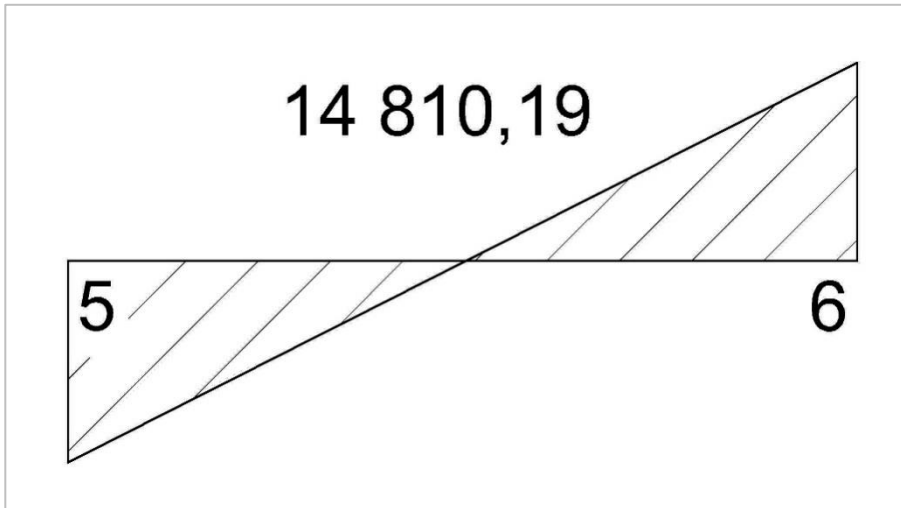
Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de acero transversal

El refuerzo transversal en las vigas, además de que ayuda a mantener la posición del refuerzo longitudinal, resiste los efectos del corte en el elemento si la sección del elemento no es capaz de hacerlo por si sola.

Para determinar el espaciamiento de los estribos es necesario comparar el corte resiste (V_{res}) con el corte actuante (V_{act}). Si el $V_{res} > V_{act}$, entonces el elemento resiste los efectos por corte y los estribos se deben colocar $s_{m\acute{a}x} = d/2$. Por otro lado, si $V_{act} > V_{res}$, entonces se deben diseñar estribos por corte, es decir, calcular el espaciamiento (s) entre estribos así como longitud de confinamiento (L_c).

Figura 41. Diagrama de corte último en kg. Viga 5-6, eje Y



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 25 * 45,05 = 7\,351,76 \text{ kg}$$

Se puede verificar por medio de la figura anterior y el resultado del corte resistente, que este es menor que el corte actuante, por consiguiente se deben diseñar estribos por corte.

- Cálculo de espaciamiento de estribos

$$s = \frac{2 * A_{ref} * f_y * d}{V_{act}}$$

Donde:

A_{ref} = área de acero de la varilla que se propone para realizar el estribo

En este caso se propone utilizar varillas Núm. 3 para elaborar los estribos.

$$s = \frac{2 * 0,71 * 2810 * 45,05}{14810,19} = 12,14 \text{ cm} \cong 12 \text{ cm}$$

$$s_{\text{máx}} = d/2 = \frac{45,05}{2} = 22,51 \text{ cm} \cong 20 \text{ cm}$$

- Cálculo de longitud de confinamiento

El código ACI especifica que las vigas deben contar, en ambos extremos, con estribos cerrados de confinamiento; la longitud en la que se disponen estos, se determina de la siguiente manera:

$$L_c = 2 * d = 2 * 0,4505 = 0,9010 \text{ cm} \cong 0,90 \text{ cm}$$

El código ACI 318S-08 en la sección 21.3.4.2 especifica que el espaciamiento mínimo entre el refuerzo transversal, dentro de la longitud de confinamiento, debe ser el menor de los siguientes parámetros:

- $d/4 = 45,05 / 4 = 11,26 \text{ cm}$
- 8 veces $\Phi_{\text{barra longitudinal}} = 8 * 1,91 = 15,28 \text{ cm}$
- 24 veces $\Phi_{\text{barra del estribo}} = 24 * 0,95 = 22,80 \text{ cm}$
- 30 cm

La distancia $d/4 = 11 \text{ cm}$ es la menor para el área confinada, entonces por armado en la viga 5-6 se colocarán estribos Núm. 3 @ 10 cm en la distancia de confinamiento equivalente a 90 cm; mientras que en el área no confinada, el resultado del espaciamiento entre estribos es de 12 cm.

Tabla LXI. Armado transversal en vigas, sentido X

Viga	Vact	Vres	Espaciamiento		Armado	Confinamiento			Armado
			Utilizar	S (cm)		Lc (cm)	Espaciamiento		
							Utilizar	S (cm)	
A-B	2 922,45	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
B-C	2 822,32	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
C-D	2 780,72	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
D-E	2 774,49	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
E-F	2 762,59	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
F-G	2 754,65	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
G-H	2 750,59	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
H-I	2 742,88	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
I-J	2 764,58	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
J-K	2 858,17	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
L-M	6 405,16	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
M-N	5 750,35	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
N-O	5 752,03	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
O-P	5 700,03	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
P-Q	5 662,03	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
Q-R	5 629,97	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
R-S	5 604,08	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
S-T	5 591,07	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
T-U	5 533,36	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
U-V	6 048,09	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10

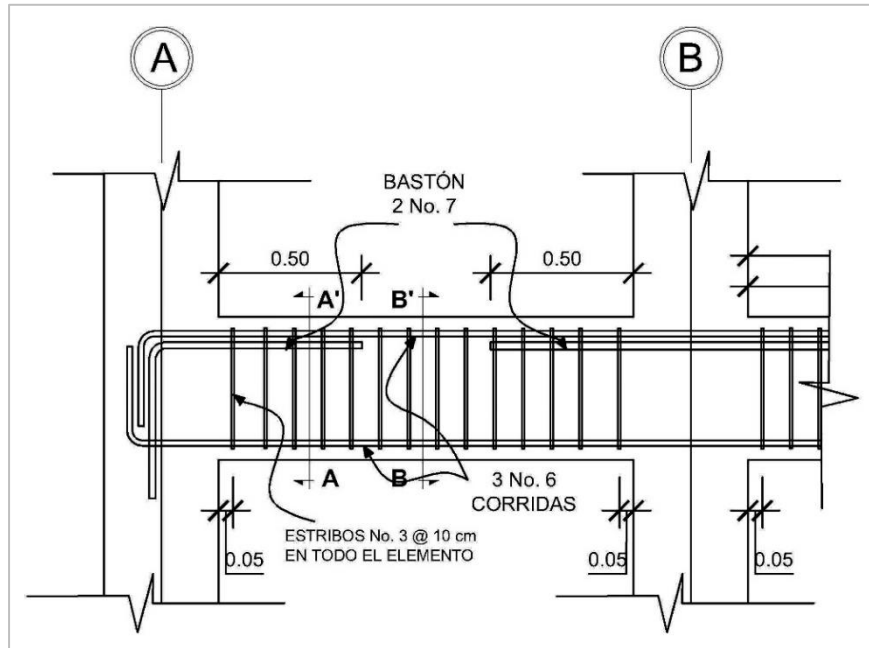
Fuente: elaboración propia.

Tabla LXII. Armado transversal en vigas, sentido X

Viga	Vact	Vres	Espaciamiento		Armado	Confinamiento (cm)			Armado
			Utilizar	S (cm)		Lc (cm)	Espaciamiento		
							Utilizar	S (cm)	
1--2	5 290,17	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
2--3	5 520,34	7 351,76	Smáx	20	# 3 @ 20	90	d/4	10	# 3 @ 10
4--5	9 507,57	7 351,76	Calcular S	18	# 3 @ 18	90	d/4	10	# 3 @ 10
5--6	14 810,19	7 351,76	Calcular S	10	# 3 @ 10	90	d/4	10	# 3 @ 10

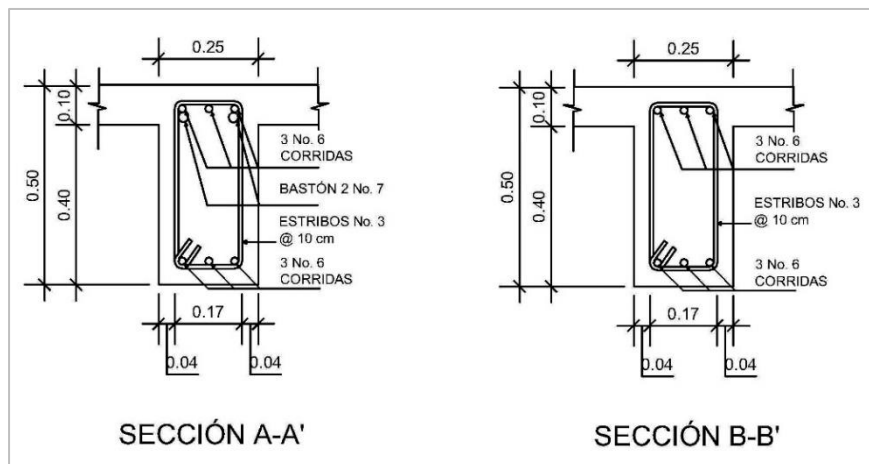
Fuente: elaboración propia.

Figura 42. Elevación de viga 5-6



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

Figura 43. Detalle de armado de viga 5-6.



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

2.1.8.3. Diseño de columnas

Las columnas son elementos que soportan carga axial a compresión y también se encuentran sometidas a momentos flectores, con respecto de uno o de los dos ejes de la sección transversal. La carga axial es el resultado de todas las fuerzas verticales que la columna resiste y los momentos flectores se consiguen a través del análisis estructural.

Para diseñar las columnas, se utilizará la más crítica, es decir, la que presenta mayores momentos flectores en ambos ejes y mayor área tributaria. El método de diseño a utilizar es el de la carga recíproca de Bresler.

- Datos

Base (b) = 40 cm

Altura (h) = 40 cm

Longitud (L) = 4,85 m (columna primer nivel)

Rec = 4 cm (sección 7.7.1, capítulo 7, ACI 318S-08)

Momento x = 8 608,81 kg-m

Momento y = 14 007,17 kg-m

Corte x = 3 309,37 kg

Corte y = 5 468,25 kg

$\gamma_{\text{concreto}} = 2\,400 \text{ kg/cm}^3$

- Cálculo de carga axial (CU)

$$CU = 1,4CM + 1,7CV$$

En este caso, la carga muerta la conforman el peso propio de la losa, el peso de los acabados y el peso de los muros:

$$CM_{\text{Losa}} + \text{acabado} + \text{muros} = 0,10 * 2\,400 + 140 + 150 = 530 \text{ kg/m}^2$$

Entonces la carga axial es:

$$CU = 1,4 * 530 + 1,7 * 500 = 1\,592 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de factor de carga última (FCU)

$$FCU = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{1592}{530 + 500} = 1,55$$

- Cálculo de carga axial última (Pu)

Para determinar la carga axial última, se debe conocer el peso de la columna en estudio y de las vigas que se conectan a ella. En este caso la longitud que se tomará para encontrar el peso de las vigas es de 6,66 metros, que es el resultado de la suma de la mitad de la longitud de vigas que llegan a la columna menos la base de esta última.

$$P_{\text{columna}} = 0,4 * 0,4 * 4,85 * 2\,400 = 1\,862,4 \text{ kg}$$

$$P_{\text{vigas}} = 0,25 * 0,5 * 6,66 * 2\,400 = 1\,999,5 \text{ kg}$$

$$Pu = CU * \text{Área tributaria} + P_{\text{columna}} * FCU + P_{\text{vigas}} * FCU$$

$$Pu = 1592 * 13,89 + 1\,862,4 * 1,55 + 1\,999,5 * 1,55 = 28\,081,95 \text{ kg}$$

- Determinación de la esbeltez de la columna

Las columnas se pueden clasificar según el valor de la esbeltez que presenten en cortas, intermedias y largas. La esbeltez de la columna es la relación que existe entre su altura y su sección transversal. A continuación se presenta la categorización de las columnas:

Columna corta	$E < 22$
Columna intermedia	$22 < E < 100$
Columna larga	$E > 100$

Para determinar la esbeltez de la columna, se debe encontrar previamente su rigidez, tanto en sentido X y Y, como su grado de empotramiento.

- Rigideces

$$K = \frac{\text{Inercia}}{\text{Longitud}}$$

Para determinar las rigideces de los elementos estructurales, primero se debe encontrar la inercia de los mismos.

$$\text{Inercia} = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$\text{Inercia}_{\text{columna}} = \frac{1}{12} * (0,4) * (0,4)^3 = 0,00213 \text{ m}^4$$

$$\text{Inercia}_{\text{vigas}} = \frac{1}{12} * (0,25) * (0,5)^3 = 0,0026 \text{ m}^4$$

Seguidamente, una vez encontrados los valores de la inercia para vigas y columnas, se encuentra la rigidez de la columna y de las vigas del eje X y del Y.

$$K_{\text{columna}} = \frac{0,00213}{4,85} = 0,00044 \text{ m}^3$$

$$K_{\text{viga eje X}} = \frac{0,0026}{3,54} = 0,00074 \text{ m}^3$$

$$K_{\text{viga eje Y (L=6m)}} = \frac{0,0026}{6} = 0,00043 \text{ m}^3$$

$$K_{\text{viga eje Y (L=1,85m)}} = \frac{0,0026}{1,85} = 0,00141 \text{ m}^3$$

- Grado de empotramiento

El coeficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación de las columnas (Ψ), se determina de la siguiente forma:

$$\Psi = \frac{\sum K_{\text{columnas}}}{\sum K_{\text{vigas}}}$$

Sentido X

$$\Psi_a = \frac{0,00044 + 0,00044}{0,00074 + 0,00074} = 0,598$$

$$\Psi_b = 0 \text{ (empotrado)}$$

Sentido Y

$$\Psi_a = \frac{0,00044 + 0,00044}{0,00043 + 0,00141} = 0,478$$

$$\Psi_b = 0 \text{ (empotrado)}$$

$$\Psi_{\text{promedio-x}} = \frac{0,598 + 0}{2} = 0,299$$

$$\Psi_{\text{promedio-y}} = \frac{0,478 + 0}{2} = 0,239$$

- Cálculo de coeficiente de longitud efectiva (k)

La ecuación para determinar el coeficiente k, depende del grado de empotramiento promedio calculado:

$$\text{si } \Psi_{\text{promedio}} < 2; \quad k = \frac{20 - \Psi_{\text{promedio}}}{20} * \sqrt{1 + \Psi_{\text{promedio}}}$$

$$\text{si } \Psi_{\text{promedio}} > 2; \quad k = 0,90 * \sqrt{1 + \Psi_{\text{promedio}}}$$

Entonces:

$$k_x = \frac{20 - 0,299}{20} * \sqrt{1 + 0,299} = 1,12$$

$$k_y = \frac{20 - 0,239}{20} * \sqrt{1 + 0,239} = 1,10$$

- Esbeltez de la columna (E)

$$E = \frac{k * Lu}{0,30 * b}$$

$$E_x = \frac{1,12 * 4,85}{0,30 * 0,40} = 45,38$$

$$E_y = \frac{1,10 * 4,85}{0,30 * 0,40} = 44,45$$

Los valores de esbeltez obtenidos para los ejes X y Y permiten categorizar la columna como intermedia, ya que los valores se encuentran entre el rango de 22 y 100. En consecuencia, como lo establece el código ACI, los efectos de la esbeltez no pueden ignorarse y se debe realizar una amplificación de los momentos.

- Amplificación de momentos

Para encontrar el factor de amplificación de momentos (δ), se utiliza el procedimiento que manda el código ACI 318S-08 en la sección 10.10.6.

- Factor de flujo plástico (β)

$$\beta = \frac{1,4 * CM}{CU} = \frac{1,4 * 530}{1\ 592} = 0,466$$

- Rigidez a la flexión de la columna (EI)

Para encontrar el valor de EI, previamente se debe conocer el valor del módulo de elasticidad del concreto (E_c), el cual se determina de la siguiente manera:

$$E_c = 15\,100 * \sqrt{f'_c} = 15\,100 * \sqrt{210} = 218\,819,79 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora bien, el valor de la rigidez a la flexión de la columna se calcula así:

$$EI = \frac{0,4 * E_c * \text{Inercia}_{\text{columna}}}{(1 + \beta)}$$

$$EI = \frac{0,4 * 218\,819,79 * 213\,333,33}{(1 + 0,466)} = 1,27364 * 10^{10} \text{ kg} - \text{cm}^2$$

- Carga última de pandeo (P_c)

$$P_c = \frac{\pi^2 * EI}{(K * L_u)^2}$$

$$P_{c_x} = \frac{\pi^2 * 1,27364 * 10^{10}}{(1,12 * 485)^2} = 423\,984,57 \text{ kg}$$

$$P_{c_y} = \frac{\pi^2 * 1,27364 * 10^{10}}{(1,10 * 485)^2} = 441\,862 \text{ kg}$$

- Factor de amplificación de momentos (δ)

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0,75 * P_c}}$$

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \frac{28\ 081,95}{0,75 * 423\ 984,57}} = 1,097$$

$$\delta_y = \frac{1}{1 - \frac{28\ 081,95}{0,75 * 441\ 862}} = 1,093$$

- Momentos amplificados de diseño (M_{dis})

$$M_{dis} = \delta * M$$

$$M_{dis-x} = 1,097 * 8\ 608,81 = 9\ 442,71 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{dis-y} = 1,093 * 14\ 007,17 = 15\ 304 \text{ kg} - \text{m}$$

- Determinación del refuerzo longitudinal de la columna

La sección 21.6.3.1 del código ACI 318S-08 establece que el área del refuerzo longitudinal (A_s) debe satisfacer:

$$0,01 * A_g < A_s < 0,06 * A_g$$

Con base en lo anterior se tiene que:

$$A_{s_{min}} = 0,01 * 40 * 40 = 16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0,06 * 40 * 40 = 96 \text{ cm}^2$$

Por tanto, para el armado de la viga se sugiere utilizar 6 barras Núm. 9 y 2 barras Núm. 8, que equivalen a un A_{st} igual a $48,9 \text{ cm}^2$, correspondiente a un 3,06 % del área gruesa de la columna.

Para verificar si el área de acero es la adecuada, es necesario determinar la carga última resistente de la columna (P_u).

Para ello, primero, se debe calcular la cuantía de acero y las excentricidades en la columna. Utilizando los resultados de estos y los diagramas de interacción de columnas se obtienen los valores del coeficiente K' para, posteriormente, encontrar las cargas últimas resistentes en las excentricidades de la columna, tanto en el eje X como en el eje Y.

- Valores para determinar K' en diagrama de iteración

- Cuantía de acero (ρ)

$$\rho = \frac{A_{st} * f_y}{0,85 * f'_c * A_g} = \frac{48,9 * 2\ 810}{0,85 * 210 * 40 * 40} = 0,48$$

- Excentricidades (e)

$$e = \frac{M}{P_u}$$

$$e_x = \frac{8\ 608,81}{28\ 081,95} = 0,336$$

$$e_y = \frac{14\,007,17}{28\,081,95} = 0,545$$

- Valores necesarios para el diagrama de interacción

$$\frac{e_x}{h_y} = \frac{0,336}{0,4} = 0,841$$

$$\frac{e_y}{h_x} = \frac{0,545}{0,4} = 1,362$$

$$\gamma_{x-y} = \frac{b - d'}{b} = \frac{40 - 2 * 4}{40} = 0,80$$

Los valores de los coeficientes K' se obtuvieron por medio del diagrama de interacción presentado en el anexo 3.

$$K'_x = 0,30$$

$$K'_y = 0,16$$

- Carga última resistente de la columna en excentricidad x (P'_{ox})

$$P'_{ox} = K'_x * f'_c * A_g = 0,30 * 210 * 40 * 40 = 100\,800 \text{ kg}$$

- Carga última resistente de la columna en excentricidad y (P'_{oy})

$$P'_{oy} = K'_y * f'_c * A_g = 0,16 * 210 * 40 * 40 = 53\,760 \text{ kg}$$

- Carga axial última resistente de la columna ($P'o$)

$$P'o = 0,85[0,85f'c(A_g - A_s) + f_y A_s]$$

$$P'o = 0,85[0,85 * 210(1600 - 48,9) + 2810 * 48,9] = 352\,138,3 \text{ kg}$$

- Carga última resistente de la columna ($P'u$)

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{P'ox} + \frac{1}{P'oy} - \frac{1}{P'o}}$$

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{100\,800} + \frac{1}{53\,760} - \frac{1}{352\,138,3}} = 38\,937,73 \text{ kg}$$

El valor determinado de la carga última resistente de la columna debe satisfacer lo siguiente:

$$P'u > \frac{P_u}{0,75}$$

Entonces:

$$\frac{P_u}{0,75} = \frac{28\,081,95}{0,75} = 37\,442,6 \text{ kg}$$

Como se puede apreciar el valor de $P'u$ es mayor al valor de P_u , de tal manera que el armado propuesto es adecuado para resistir las cargas que se aplican a la columna.

- Cálculo de refuerzo transversal

El refuerzo transversal se diseña conforme lo que establece el código ACI 318S-08 en el capítulo 21, el cual recomienda, en la sección 21.6.4.1, que se debe colocar una longitud de confinamiento (L_c) en ambos extremos de la columna y no debe ser menor que la mayor entre:

- La altura de la columna = 40 cm
- Un sexto de la luz libre de la columna = $485 / 6 = 80,83 \cong 80$ cm
- 45 cm

El espaciamiento entre los estribos dispuestos en la longitud de confinamiento se determina mediante la ecuación:

$$s = \frac{4 * A_{varilla}}{\rho_v * b_c}$$

Donde:

ρ_v = cuantía volumétrica del refuerzo transversal.

b_c = dimensión transversal del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo.

Para determinar la cuantía volumétrica del refuerzo transversal el código ACI, en la sección 10.9.3 propone utilizar la siguiente expresión:

$$\rho_v = 0,45 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{0,85 * f'_c}{f_y}$$

Donde:

A_{ch} = Área del elemento medida entre los bordes extremos del refuerzo

$$A_{ch} = (b - 2 * rec) * (h - 2 * rec)$$

$$A_{ch} = (40 - 2 * rec) * (40 - 2 * rec) = 1\,024 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$\rho_v = 0,45 * \left(\frac{1\,600}{1\,024} - 1 \right) * \frac{0,85 * 210}{2\,810} = 0,0161$$

Según la sección 21.6.4.4 del ACI 318S-08 la cuantía volumétrica del refuerzo transversal calculada anteriormente debe ser mayor a:

$$\rho_v = \frac{0,12 * f'_c}{f_y} = \frac{0,12 * 210}{2\,810} = 0,0089$$

Por tanto, si se propone un refuerzo Núm. 3 para la elaboración de estribos:

$$s = \frac{4 * 0,71}{0,0161 * (40 - 8)} = 5,52 \text{ cm} \cong 5 \text{ cm}$$

Ahora bien, más allá de la longitud de confinamiento se deben diseñar estribos para la columna si el corte resistente (V_{res}) es menor al corte actuante (V_{act}) de la misma.

$$V_{act} = 5\,468,25 \text{ kg}$$

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 40 * 36 = 9\,400,85 \text{ kg}$$

Si el corte resistente es mayor que el corte actuante, la sección 21.6.4.5 del código ACI 318S-08 especifica que la columna debe poseer estribos, más allá de la longitud de confinamiento, con el espaciamiento menor de las siguientes opciones:

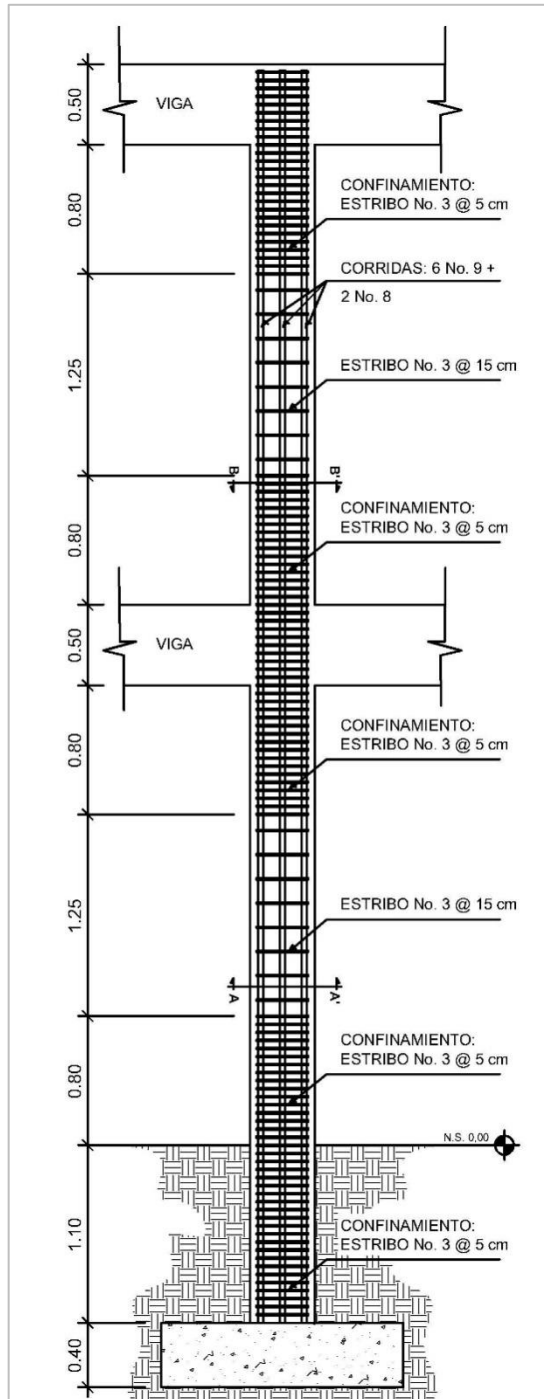
- $S_{\text{máx}} = d / 2 = 36 / 2 = 18 \text{ cm}$
- $6 \Phi_{\text{refuerzo longitudinal}} = 6 * 3,23 = 19,38 \text{ cm}$
- 15 cm

Con base en lo anterior, el armado de las columnas será el siguiente:

- Refuerzo longitudinal: 6 Núm. 9 + 2 Núm. 8
- Estribos en longitud no confinada: Núm. 3 @ 15 cm
- Longitud de confinamiento: 80 cm
- Estribos en longitud de confinamiento: Núm. 3 @ 5 cm

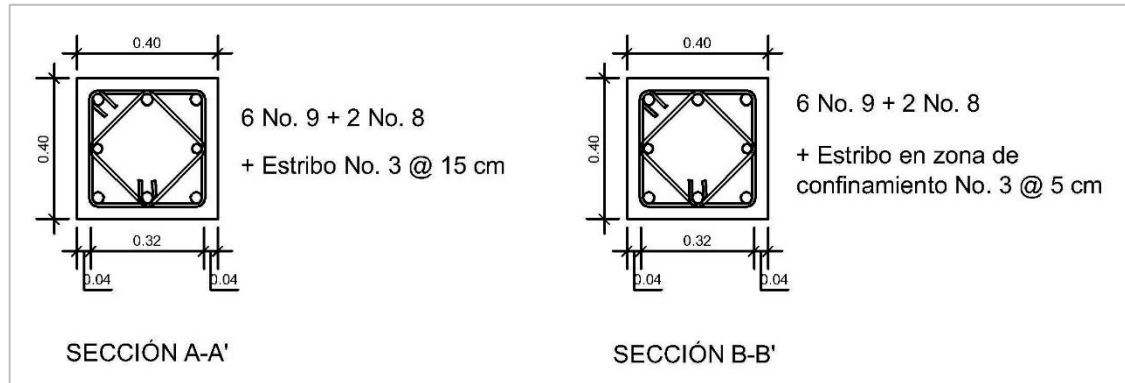
El mismo procedimiento se desarrolla para el diseño del refuerzo longitudinal y transversal de las columnas del segundo nivel, proponiendo el mismo armado, ya que este también cumple con las condiciones que esta presenta.

Figura 44. Elevación de columna



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

Figura 45. Armado de columna



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

2.1.8.4. Diseño de la cimentación

2.1.8.4.1. Diseño de cimiento corrido

El cimiento corrido debe ser continuo para proporcionar un amarre adecuado entre los muros. Estos se diseñan para soportar las cargas superpuestas.

Para este caso, los muros de la estructura no soportarán ninguna carga adicional a la de su peso propio, puesto que son muros tabiques, es decir, su función será dividir ambientes.

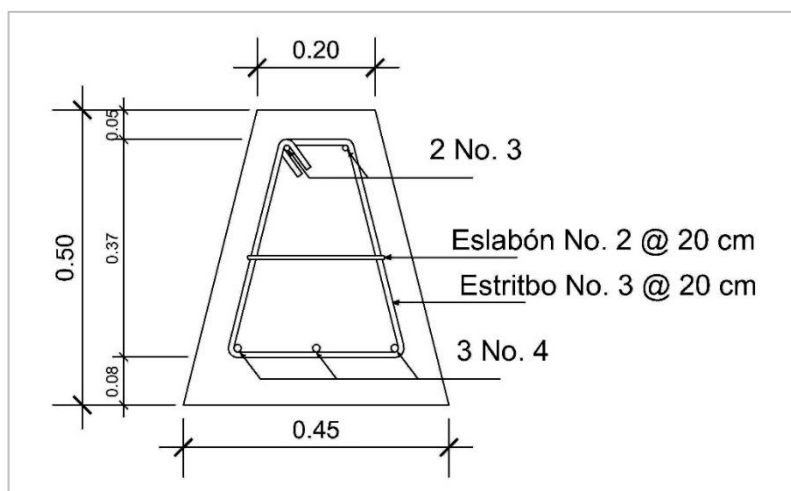
La norma NSE 4-10, capítulo 5, sección 5.3.5 del AGIES 2010, establece que la cimentación para los muros de estructuras de 2 niveles debe incluir un cimiento corrido de sección rectangular con un levantado de block y, en seguida, una solera de humedad. Sin embargo, la misma norma en la sección 5.3.5.2, menciona que alternativamente a dicha cimentación, se puede realizar

únicamente un cimiento corrido de sección trapezoidal, el cual funciona también como solera de humedad o hidrófuga.

Para este caso, se propone utilizar el cimiento corrido-solera hidrófuga de sección trapezoidal con los parámetros que establece el AGIES, que son los siguientes:

- Acho de corona = 20 cm.
- Peralte = 50 cm.
- Ancho de la base = 45 cm.
- Refuerzo longitudinal = 3 Núm. 4 en la parte inferior + 2 Núm. 3 en la superior.
- Refuerzo transversal = Estribo Núm. 3 + Eslabón Núm. 2 @ 20 cm.
- Recubrimiento = 8 cm en la parte inferior; 5 cm en los laterales y en la parte superior.

Figura 46. **Armado de cimiento corrido**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

2.1.8.4.2. Diseño de zapatas

- Zapata concéntrica aislada (Z1)

Columna:

$$M_x = 8,608 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 14,007 \text{ ton-m}$$

$$P_u = 37,442 \text{ ton}$$

$$b = 0,4 \text{ m}$$

$$h = 0,4 \text{ m}$$

$$L = 4,85 \text{ m}$$

$$FCU = 1,55$$

Cimentación:

$$D_s = 1,50 \text{ m}$$

$$\text{Peralte (t)} = 0,4 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2,4 \text{ ton/m}^3$$

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

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

Suelo:

$$q_s = 19,29 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_s = 1,56 \text{ ton/m}^3$$

Inicialmente, el desplante de cimentación (D_s) se tomó de 1,00 m, ya que se apreció la homogeneidad del suelo por las características observadas durante la toma de la muestra. Además, los resultados del análisis triaxial muestran un buen valor soporte del suelo. No obstante, al usar dicho valor de D_s , el área de la zapata requerida por el diseño era demasiado grande, por esa razón, se decidió profundizar la cimentación para reducir las dimensiones de la misma.

- Cargas de trabajo

$$P'_t = \frac{P_u}{FCU} = \frac{37,442}{1,55} = 24,16 \text{ ton}$$

$$M'_x = \frac{M_x}{FCU} = \frac{8,608}{1,55} = 5,55 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M'_y = \frac{M_y}{FCU} = \frac{14,007}{1,55} = 9,04 \text{ ton} - \text{m}$$

- Predimensionamiento de la zapata

Para determinar las dimensiones de la zapata cuadrada, se procederá a conocer el área mínima requerida por la misma:

$$A = \frac{1,5 * P't}{q_s} = \frac{1,5 * 24,16}{19,29} = 1,88 \text{ m}^2$$

Es importante mencionar que, inicialmente, se propuso diseñar una zapata de 1,4 m x 1,4 m, correspondientes a 1,96 m². Estas dimensiones se fueron aumentando, ya que no cumplían con los requerimientos del diseño presentados posteriormente. En tal sentido, si se propone una zapata cuadrada que cubra 1,96 m², únicamente se estaría tomando en cuenta la carga de trabajo y se obviaría la acción de los momentos que actúan en la zapata.

Por ello, a continuación se presenta el diseño de una zapata cuadrada de 2,35 m x 2,35 m, que son las dimensiones mínimas que la zapata debe tener para cumplir con las condiciones que el diseño de este tipo de cimentaciones requiere.

- Verificación de la presión sobre el suelo

A través de la superficie de contacto con el suelo, la zapata transmite las cargas aplicadas sobre ella, hacia el suelo de forma vertical.

La presión ejercida sobre el suelo (q) se consigue mediante la siguiente expresión; siempre y cuando la excentricidad ($e = M/P$) no supere el núcleo de la zapata es decir $e < B/6$.

$$Q = \frac{P_t}{A} \pm \frac{M'_x}{S_x} \pm \frac{M'_y}{S_y}$$

Donde:

P_t = carga total sobre la zapata

S_x = núcleo de la sección de la zapata en sentido X

S_y = núcleo de la sección de la zapata en sentido Y

$$\frac{B}{6} = \frac{L}{6} = \frac{2,35 \text{ m}}{6} = 0,39 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{8,608 \text{ ton} - \text{m}}{37,442 \text{ ton}} = 0,22 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{14,007 \text{ ton} - \text{m}}{37,442 \text{ ton}} = 0,37 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

Para encontrar la magnitud de la carga total sobre la zapata, además de la carga de trabajo P_t , es indispensable calcular el peso propio de la columna, el peso del suelo sobre la zapata y el peso propio de la zapata.

$$P_{\text{columna}} = b * h * L * \gamma_{\text{concreto}} = 0,4 * 0,4 * 4,85 * 2,4 = 1,86 \text{ ton}$$

$$P_{\text{suelo}} = (D_s - t) * A * \gamma_s = (1,5 - 0,4) * 5,52 * 1,56 = 9,48 \text{ ton}$$

$$P_{zapata} = A * t * \gamma_{concreto} = 5,52 * 0,4 * 2,4 = 5,3 \text{ ton}$$

$$P_t = 24,16 + 1,86 + 9,48 + 5,3 = 40,8 \text{ ton}$$

El núcleo de la sección de la zapata para los sentidos X y Y, se encuentra con base a:

$$S = \frac{b * h^2}{6}$$

$$S_x = S_y = \frac{2,35 * 2,35^2}{6} = 2,16 \text{ m}^3$$

A continuación, se determina la presión mínima (q_{min}) que se ejerce sobre el suelo, la cual debe ser mayor a cero, seguida de la presión máxima ($q_{máx}$), que debe ser menor al valor soporte del suelo.

$$Q_{min} = \frac{40,8}{5,52} - \frac{5,55}{2,16} - \frac{9,04}{2,16} = 0,64 \text{ ton/m}^2 > 0,00 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{máx} = \frac{40,8}{5,52} + \frac{5,55}{2,16} + \frac{9,04}{2,16} = 14,13 \text{ ton/m}^2 < 18,33 \text{ ton/m}^2$$

- Chequeo por corte simple

En las zapatas, la falla por esfuerzo cortante se da a una distancia igual al peralte efectivo (d) del rostro de la columna. Entonces, es necesario revisar que el esfuerzo cortante resistente (V_{res}) sea mayor al cortante actuante (V_{act}) en dicho punto.

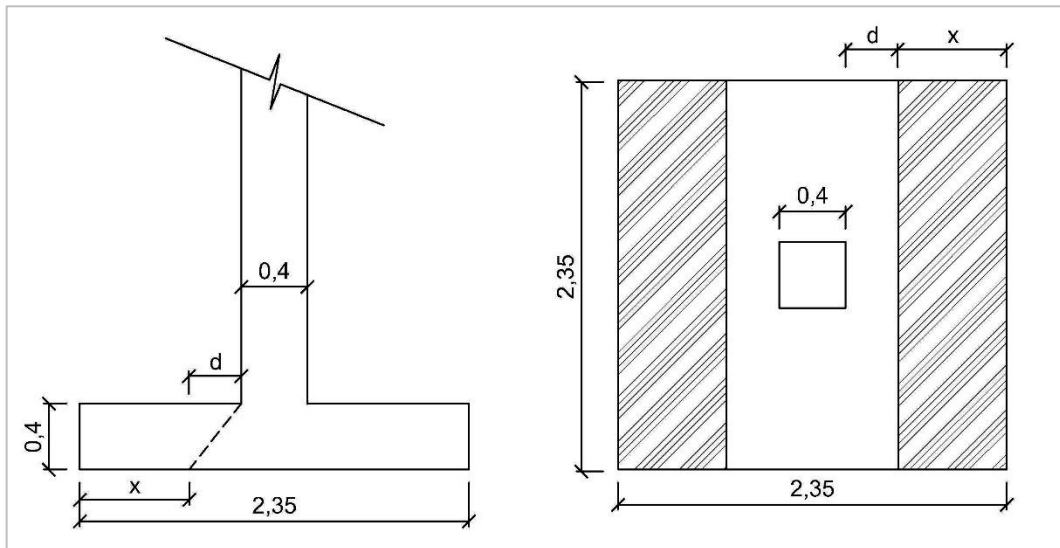
- Peralte efectivo

Se utilizará un recubrimiento de 7,5 cm, que es el mínimo según lo especificado en la sección 7.7.1 del ACI 318S-08. Además, se propone utilizar refuerzo Núm. 6 para el armado de la zapata.

Entonces:

$$d = t - \text{rec} - \frac{\emptyset}{2} = 40 - 7,5 - \frac{1,91}{2} = 31,55 \text{ cm}$$

Figura 47. **Falla por corte simple**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

- Cortante actuante

$$x = \frac{B}{2} - \frac{b}{2} - d = \frac{2,35}{2} - \frac{0,4}{2} - 0,3155 = 0,66 \text{ m}$$

Una vez se encuentra el punto en el que se produce la falla por el esfuerzo de corte actuante, se calcula el corte simple. Al trabajar con el método de carga última para las zapatas, se debe utilizar el factor de carga última (FCU), el cual va de 1,5 a 2 y fue calculado anteriormente en la sección 2.1.8.3. de este documento.

$$V_{act} = B * x * q_{m\acute{a}x} * FCU = 2,35 * 0,66 * 14,13 * 1,55 = 33,95 \text{ ton}$$

- Corte resistente

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * B * d$$

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 235 * 31,55 = 48\,395 \text{ kg}$$

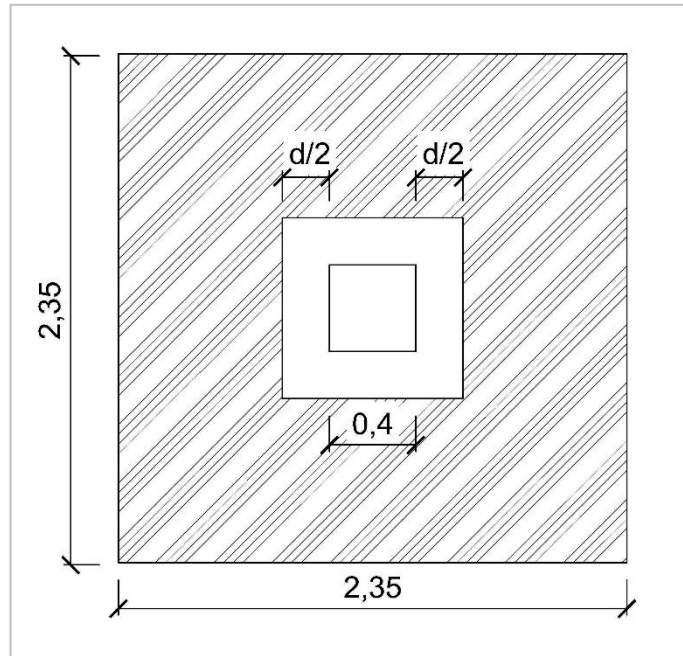
$$V_{res} = 48,40 \text{ ton}$$

Ya que el corte resistente es mayor que el esfuerzo de corte actuante (48,40 ton > 33,95), el peralte propuesto resiste el corte simple.

- Chequeo por corte punzonante

Como consecuencia del efecto punzonante que produce la columna, la falla por corte por punzonamiento se genera a una distancia $d/2$ del perímetro de la misma.

Figura 48. **Falla por corte por punzonamiento**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

- Corte actuante

Área punzante (A_p):

$$A_p = (b + d)^2 = (0,4 + 0,3155)^2 = 0,511 \text{ m}^2$$

Corte actuante:

$$V_{act} = q_{m\acute{a}x} * FCU * (A - A_p) = 14,13 * 1,55 * (5,52 - 0,511) = 109,76 \text{ ton}$$

- Corte resistente

Perímetro área punzonante (b_o):

$$b_o = 4 (b + d) = 4 * (40 + 31,55) = 286,18 \text{ cm}$$

Corte resistente:

$$V_{res} = 0,85 * 1 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$V_{res} = 0,85 * 1 * \sqrt{210} * 286,18 * 31,55 = 111\ 198 \text{ kg}$$

$$V_{res} = 111,2 \text{ ton}$$

El peralte propuesto resiste el corte punzonante debido a que el corte por punzonamiento actuante es menor que el corte punzonante resistente (109,76 ton < 111,2 ton).

- Diseño del refuerzo por flexión

- Momento flector (M_u):

$$M_u = \frac{q_{\text{máx}} * B * \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{2}\right)^2}{2} = \frac{21,91 * 1 * \left(\frac{2,35}{2} - \frac{0,4}{2}\right)^2}{2} = 10,41 \text{ ton} - \text{m}$$

El área de acero (A_s) requerido por el momento flector, se calcula con base en los siguientes parámetros: $b = 235 \text{ cm}$, $d = 31,55 \text{ cm}$, $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 2\ 810 \text{ kg/cm}^2$.

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

$$A_s = \left[235 * 31,55 - \sqrt{(235 * 31,55)^2 - \frac{10\ 410 * 100}{0,003825 * 210}} \right] * \left(\frac{0,85 * 210}{2\ 810} \right)$$

$$A_s = 13,51 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínima que se debe colocar en la zapata debe ser la mayor de las siguientes opciones:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d = \frac{0,8 * \sqrt{210}}{2\ 810} * 100 * 31,55 = 13,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2\ 810} * 100 * 31,55 = 15,83 \text{ cm}^2$$

Se puede notar que el área de acero requerida por el momento último (13,51 cm²) es menor que el área de acero mínima (15,83 cm²), entonces, se debe utilizar esta última para el diseño del refuerzo.

$$15,83 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$x \text{ cm}^2 \text{ ----- } 235 \text{ cm}$$

$$A_{s_{B=2,35 \text{ m}}} = \frac{235 * 15,83}{100} = 37,2 \text{ cm}^2$$

Tomando en cuenta el acero requerido por la base de la zapata ($B = L = 2,35 \text{ m}$), el espaciamiento (s) requerido para barras de refuerzo Núm. 6 es el siguiente:

$$\begin{array}{l} 37,2 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 235 \text{ cm} \\ 2,84 \text{ cm}^2 \text{ ----- } s \end{array}$$

$$s = \frac{2,84 * 235}{37,2} = 17,94 \cong 17 \text{ cm}$$

Para verificar que el armado propuesto es el adecuado se realiza lo siguiente:

$$B - \text{rec} = 235 \text{ cm} - 2 * 7,5 \text{ cm} = 220 \text{ cm}$$

$$\# \text{ de varillas} = \frac{B - \text{rec}}{s} = \frac{220 \text{ cm}}{17 \text{ cm}} = 12,94 \cong 13 \text{ varillas}$$

$$13 \text{ varillas} * 2,84 \text{ cm}^2 = 36,92 \text{ cm}^2 \geq 37,2 \text{ cm}^2$$

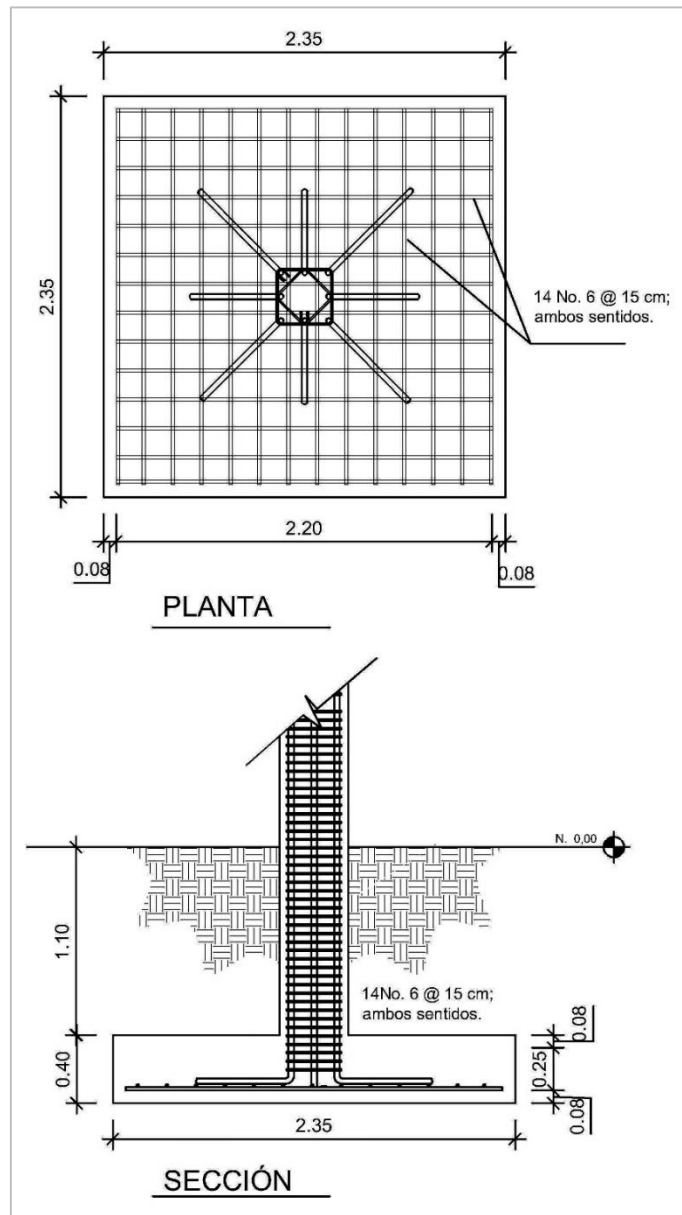
Como se puede observar, la cantidad de varillas no cumple con el área de acero requerida por la sección de la zapata, por ello, se proponen 14 varillas Núm. 6:

$$14 \text{ varillas} * 2,84 \text{ cm}^2 = 39,76 \text{ cm}^2 \geq 37,2 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{2,84 * 220}{39,76} = 15,71 \text{ cm}$$

Por amado, se colocarán 14 varillas Núm. 6 a cada 15 centímetros en ambos sentidos.

Figura 49. **Detalle de zapata tipo Z1**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

- Zapata combinada (Z2)

Esta zapata se coloca, en caso de que la distancia entre las columnas sea demasiado pequeña o las zapatas se traslapan entre sí. Para este caso en estudio, la luz entre columnas es de 1,85 metros, por tanto la zapatas aisladas se traslapan entre sí.

- Datos

Columna 1:

$$M_y = 8,608 = \text{ton-m}$$

$$M_x = 12,711 \text{ ton-m}$$

$$P_u = 13\,045 \text{ ton}$$

$$b = 0,4 \text{ m}$$

$$h = 0,4 \text{ m}$$

$$L = 4,85 \text{ m}$$

$$FCU = 1,55$$

Columna 2:

$$M_y = 8,608 \text{ ton-m}$$

$$M_x = 14,007 \text{ ton-m}$$

$$P_u = 37\,442 \text{ ton}$$

$$b = 0,4 \text{ m}$$

$$h = 0,4 \text{ m}$$

$$L = 4,85 \text{ m}$$

Cimentación:

$$D_s = 1,50 \text{ m}$$

$$\text{Peralte (t)} = 0,45 \text{ m}$$

$$Y_{\text{concreto}} = 2,4 \text{ ton/m}^3$$

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

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

Suelo:

$$q_s = 18,33 \text{ ton/m}^2$$

$$Y_s = 1,56 \text{ ton/m}^3$$

- Cargas de trabajo

$$P't_1 = \frac{13,045}{1,55} = 8,42 \text{ ton}; \quad P't_2 = \frac{37\,442}{1,55} = 24,16 \text{ ton}$$

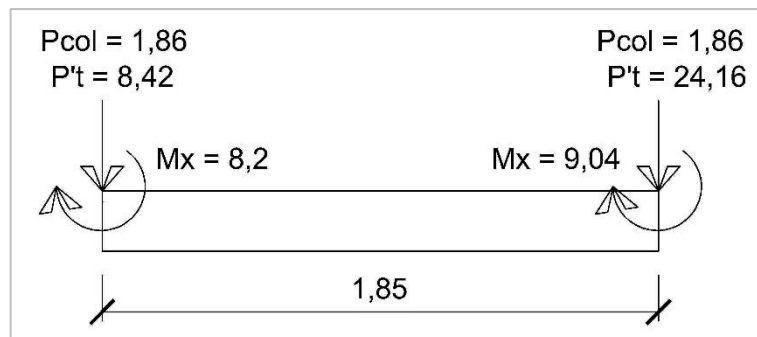
$$M'_{x_1} = \frac{12\,711}{1,55} = 8,20 \text{ ton}; \quad M'_{x_2} = \frac{14,007}{1,55} = 9,04 \text{ ton}$$

$$M'_{y_1} = \frac{8,608}{1,55} = 5,55 \text{ ton}; \quad M'_{y_2} = \frac{8,608}{1,55} = 5,55 \text{ ton}$$

- Predimensionamiento de la zapata

Para establecer las dimensiones de la zapata, el centro de geométrico de la misma debe coincidir con el centro de aplicación de las cargas.

Figura 50. **Diagrama de cuerpo libre**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

Del diagrama del cuerpo libre se obtiene:

$$+\downarrow \Sigma \text{Fuerzas verticales} = 0$$

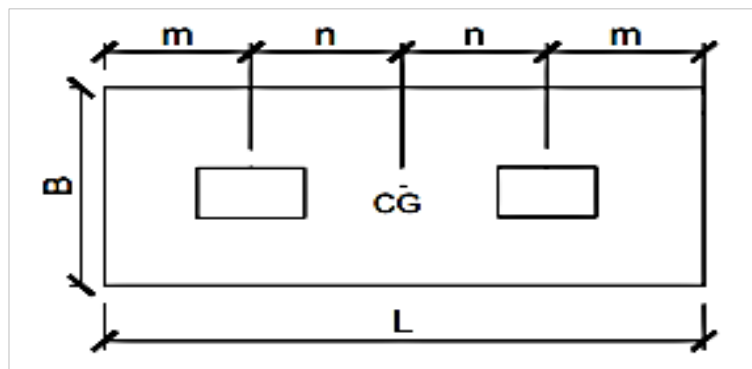
$$R = 2 * (1,86) + 8,42 + 24,16 = 36,3 \text{ ton}$$

$$\Sigma M_c = 0$$

$$R * x = 9,04 + 8,2 + (24,16 + 1,86) * 1,85$$

$$x = \frac{65,38 \text{ ton} - m}{36,3 \text{ ton}} = 1,80 \text{ m}$$

Figura 51. **Cálculo de dimensiones de zapata combinada**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

A partir de la figura anterior, se tiene que la longitud (L) de la zapata es igual a:

$$L = 2 * (m + n) = 2 * (0,2 + 1,80) = 4 \text{ m}$$

La longitud de la zapata será de 4 m, mientras que la base (B) de la zapata rectangular se conoce mediante:

$$B = \frac{R}{q_s * L} = \frac{36,3}{18,33 * 40} = 0,5 \text{ m}$$

Ya que la base de la zapata combinada debe ser de, por lo menos, $1/3$ de la longitud de la misma ($B \geq L/3$), se propone diseñar una zapata de 1,40 m de base ($1,40 \text{ m} > 1,33 \text{ m}$); por tanto, el área de la zapata propuesta es de $5,6 \text{ m}^2$.

- Verificación de la presión sobre el suelo

Para encontrar las presiones ejercidas sobre el suelo, primero se requiere conocer el valor de la carga total que se transmitirá hacia el mismo. Para ello, se realiza lo siguiente:

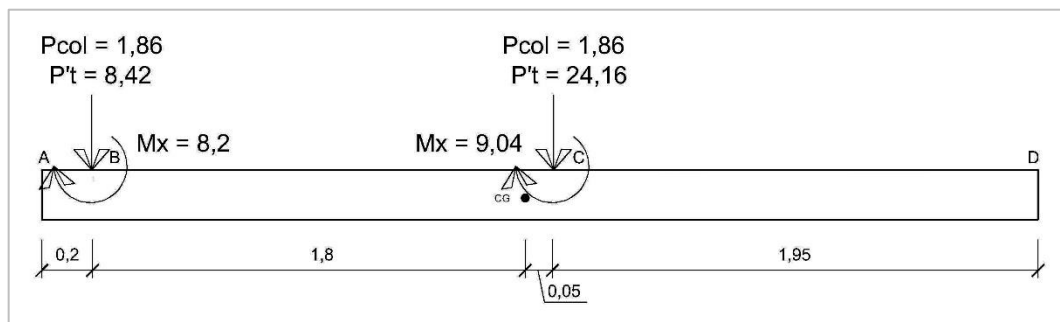
$$P_{\text{columna}} = b * h * L * \gamma_{\text{concreto}} = 0,4 * 0,4 * 4,85 * 2,4 = 1,86 \text{ ton}$$

$$P_{\text{suelo}} = (D_s - t) * A * \gamma_s = (1,5 - 0,45) * 5,6 * 1,56 = 9,17 \text{ ton}$$

$$P_{\text{zapata}} = A * t * \gamma_{\text{concreto}} = 5,6 * 0,45 * 2,4 = 6,05 \text{ ton}$$

$$P_t = 24,16 + 8,42 + 1,86 * 2 + 9,61 + 5,38 = 51,52 \text{ ton}$$

Figura 52. **Diagrama de cuerpo libre de la zapata en sentido de L**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

Con respecto de la figura anterior se desarrolla lo siguiente:

$$\Sigma M_{x_{cg}} = 0$$

$$M_{x_{cg}} = 9,04 + 8,2 + (24,16 + 1,86) * 0,05 - (8,42 + 1,86) * 1,8$$

$$M_{x_{cg}} = 0,037 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_{y_{cg}} = 5,55 + 5,55 = 11,1 \text{ ton} - \text{m}$$

El núcleo de la sección de la zapata para los sentidos X y Y, se encuentra con base en:

$$S = \frac{b * h^2}{6}$$

$$S_x = \frac{4 * 1,4^2}{6} = 1,31 \text{ m}^3; \quad S_y = \frac{1,4 * 4^2}{6} = 3,73 \text{ m}^3$$

A continuación, se determinan las presiones que se ejercen sobre el suelo. La presión mínima (q_{\min}) debe ser mayor a cero, y la presión máxima (q_{\max}) menor al valor soporte del suelo. Estas presiones se consiguen mediante la expresión:

$$q = \frac{Pt}{A} \pm \frac{M'_x}{S_x} \pm \frac{M'_y}{S_y}$$

$$q_{--} = \frac{51,28}{5,6} - \frac{0,037}{1,31} - \frac{11,1}{3,73} = 6,2 \text{ ton/m}^2$$

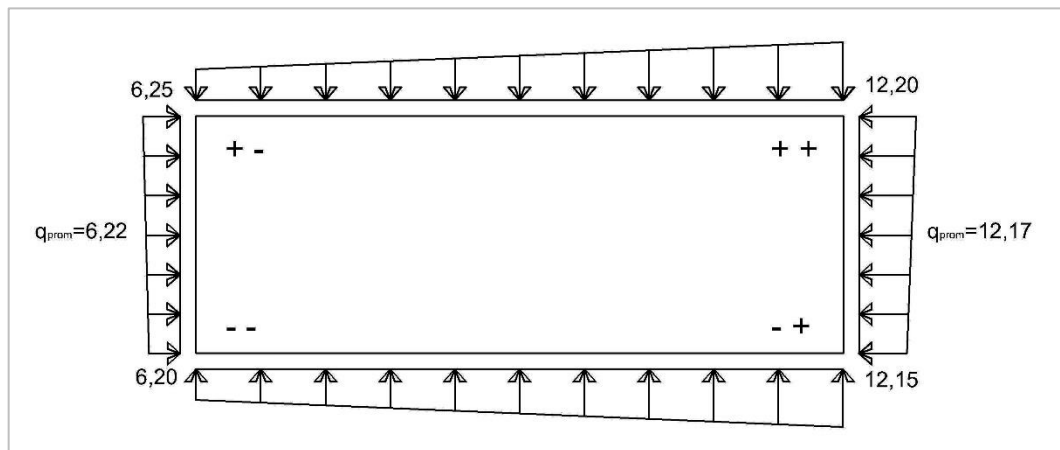
$$q_{-+} = \frac{51,52}{5,6} - \frac{0,037}{1,31} + \frac{11,1}{3,73} = 12,15 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{+-} = \frac{51,52}{5,6} + \frac{0,037}{1,31} - \frac{11,1}{3,73} = 6,25 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{++} = \frac{51,52}{5,6} + \frac{0,037}{1,31} + \frac{11,1}{3,73} = 12,2 \text{ ton/m}^2$$

En este caso, la presión mínima es igual a la combinación denominada q_{--} y efectivamente es mayor a 0 y la presión máxima representada por q_{++} es menor al valor soporte del suelo ($19,29 \text{ ton/m}^2$).

Figura 53. **Presiones ejercidas sobre el suelo en ton/m^2**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

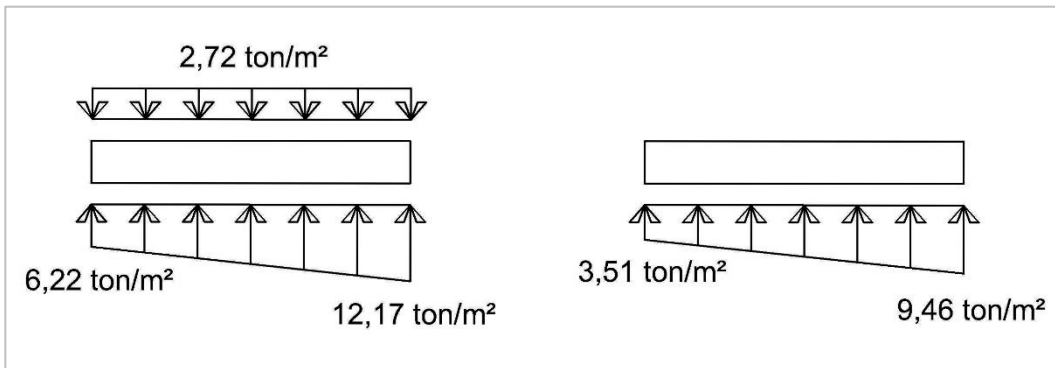
- Presiones del suelo y de la zapata

$$q_{\text{suelo}} = (D_s - t) * \gamma_s = (1,5 - 0,45) * 1,56 = 1,64 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{zapata} = t * \gamma_{concreto} = 0,45 * 2,4 = 1,08 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{suelo} + q_{zapata} = 2,72 \text{ ton/m}^2$$

Figura 54. **Presiones sobre el cimiento**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

A continuación, se debe encontrar una expresión para conocer las presiones de diseño en cualquier distancia x . Es importante mencionar que al trabajar con el método de diseño de carga última para cimentaciones, se utiliza el factor de carga última (FCU), mismo que depende de la carga viva y carga muerta que soporta la zapata; este debe tener un valor entre 1,5 y 2 y se calculó anteriormente en la sección 2.1.8.3.

Pendiente (m):

$$m = \frac{q_2 - q_1}{x_2 - x_1} = \frac{9,46 * 1,55 - 3,51 * 1,55}{4 - 0} = 2,31$$

Punto pendiente:

$$q_2 - q_1 = m(x_2 - x_1)$$

Entonces:

$$q = 2,31x + 5,44$$

$$\text{Para } q_{\text{máx}(x=0,20)} = 2,31 * (0,20) + 5,44 = 5,90 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Para } q_{\text{máx}(x=2,00)} = 2,31 * (2,00) + 5,44 = 10,05 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Para } q_{\text{máx}(x=2,05)} = 2,31 * (2,05) + 5,44 = 10,16 \text{ ton/m}^2$$

Las presiones últimas (q_u) por metro lineal se obtienen de la siguiente forma:

$$q_u = q_{\text{máx}} * B$$

$$\text{Para } q_{u(x=0,00)} = 5,44 * 1,40 = 7,61 \text{ ton/m}$$

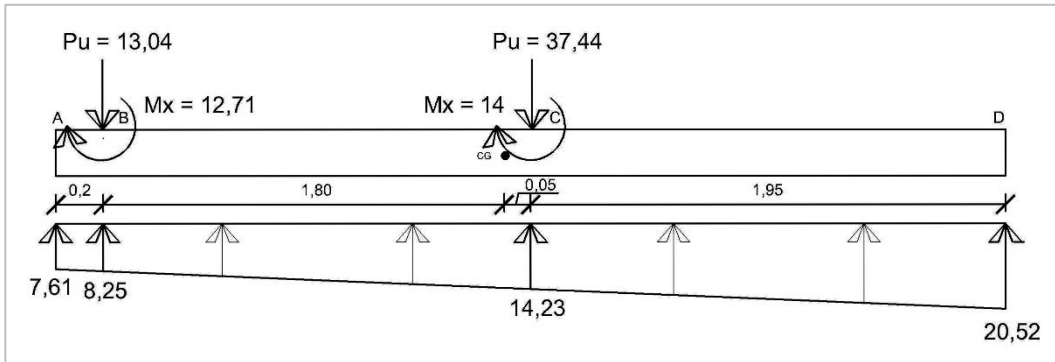
$$\text{Para } q_{u(x=0,20)} = 5,90 * 1,40 = 8,25 \text{ ton/m}$$

$$\text{Para } q_{u(x=2,00)} = 10,05 * 1,40 = 14,07 \text{ ton/m}$$

$$\text{Para } q_{u(x=2,05)} = 10,16 * 1,40 = 14,23 \text{ ton/m}$$

$$\text{Para } q_{u(x=4,00)} = 14,66 * 1,40 = 20,52 \text{ ton/m}$$

Figura 55. Presiones últimas por metro lineal



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

- Diagrama de corte y momentos

De las presiones últimas por metro lineal, se requiere encontrar una expresión para conocer las presiones de diseño en cualquier distancia x:

Pendiente (m):

$$m = \frac{20,52 - 7,61}{4 - 0} = 3,23$$

Punto pendiente:

$$q = 3,23x + 7,61$$

- Corte

Los esfuerzos de corte actuante, se determinan por medio de un diagrama de corte y momentos. En este caso, se utilizó el método de ecuaciones para encontrarlo.

$$V_{A-B} = \frac{1}{2}x * 3,23x + 7,61 * x = \frac{1}{2} * 3,23 * 0,2^2 + 7,61 * 0,2 = 1,59 \text{ ton}$$

$$V_B = 1,59 - 13,04 = -11,45 \text{ ton}$$

$$V_{B-C} = V_B + \frac{1}{2}x * 3,23x + 7,61x = -11,45 + \frac{1}{2} * 3,23 * 1,85^2 + 7,61 * 1,85$$

$$V_{B-C} = 8,16 \text{ ton}$$

$$V_C = 8,16 - 37,44 = -29,28 \text{ ton}$$

Para $V_{B-C} = 0$

$$V_{B-C} = 1,62x^2 + 7,61x - 11,45$$

Entonces $x = 1,20$ metros

- Momento

$$M_{A-B} = \frac{1}{2} * 3,23x^2 * \frac{x}{3} + 7,61x * \frac{x}{2} = \frac{3,23 * 0,2^3}{6} + \frac{7,61 * 0,2^2}{2} = 0,16 \text{ ton - m}$$

$$M_B = 0,16 + 12,71 = 12,87 \text{ ton - m}$$

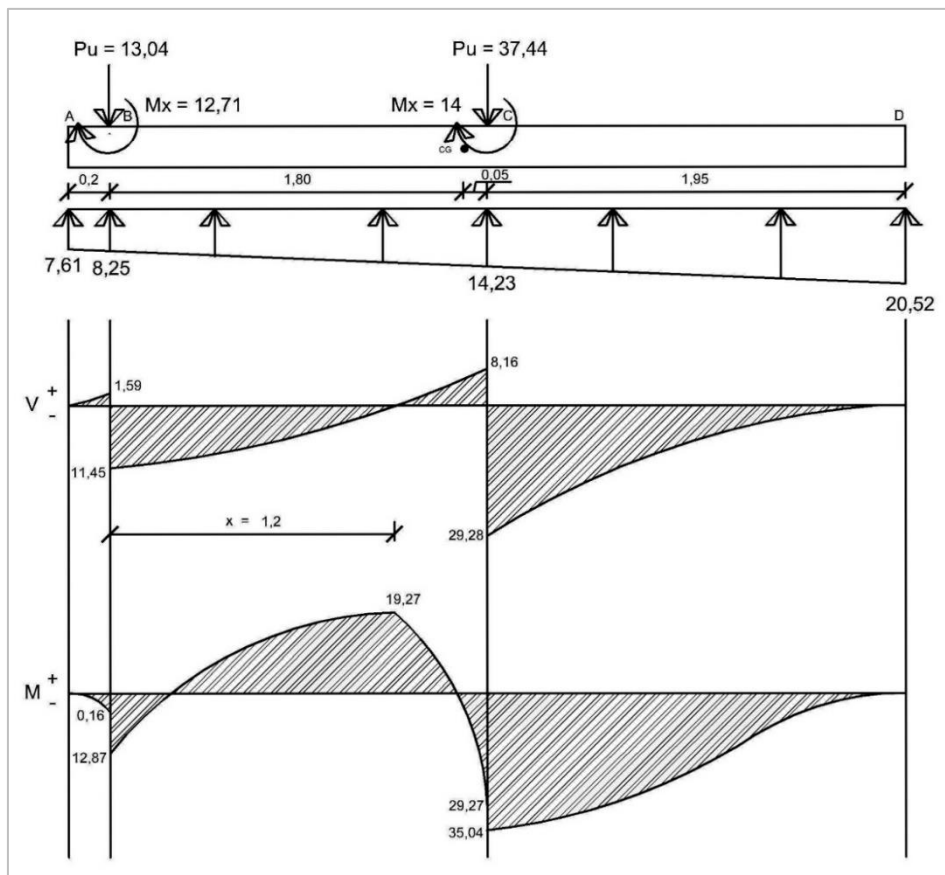
$$M_{B-C=0} = M_B + \frac{1}{2} * 3,23x^2 * \frac{x}{3} + 7,61x * \frac{x}{2} = 12,87 + \frac{3,23 * 1,20^3}{6} + \frac{7,61 * 1,20^2}{2}$$

$$M_{B-C=0} = 19,27 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_{C-D} = \frac{1}{2} * 3,23x^2 * \frac{2x}{3} + 14,23x * \frac{x}{2} = \frac{3,23 * 1,95^3}{3} + \frac{14,23 * 1,95^2}{2}$$

$$M_{C-D} = 35,04 \text{ ton} - \text{m}$$

Figura 56. Diagrama de corte y momento



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

- Chequeo por corte simple

Generalmente, en la falla por esfuerzo cortante se presenta en una fisura a 45°. Por esta razón, la sección que se utiliza para chequear el esfuerzo cortante por flexión, se encuentra separada a una distancia igual al peralte efectivo de la zapata, medida a partir del rostro de la columna.

- Peralte efectivo

Se utilizará un recubrimiento de 7,5 cm, que es el mínimo según lo especificado en la sección 7.7.1 del ACI 318S-08. Se propone utilizar refuerzo Núm. 8 para el armado de la zapata.

$$d = t - \text{rec} - \frac{\emptyset}{2} = 45 - 7,5 - \frac{2,54}{2} = 36,23 \text{ cm}$$

- Corte resistente

$$V_{\text{res}} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * B * d$$

$$V_{\text{res}} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 140 * 36,23 = 33\ 113 \text{ kg}$$

$$V_{\text{res}} = 33,11 \text{ ton}$$

Debido a que el corte resistente (33,11 ton) es mayor que el esfuerzo de corte actuante (29,28 ton), el peralte propuesto resiste el corte simple.

- Chequeo por corte punzonante
 - Corte actuante

Área punzante (Ap):

$$A_p = (b + d)^2 = (0,4 + 0,3623)^2 = 0,58 \text{ m}^2$$

Corte actuante:

$$V_{act} = q_{m\acute{a}x} * (A - A_p) = 10,16 * (5,6 - 0,58) = 51 \text{ ton}$$

Como consecuencia del efecto punzonante que produce la columna, la falla por corte por punzonamiento se genera a una distancia $d/2$ del perímetro de la misma.

- Corte resistente

Perímetro área punzonante (bo):

$$b_o = 4 (b + d) = 4 * (40 + 36,23) = 304,92 \text{ cm}$$

Corte resistente:

$$V_{res} = 0,85 * 1 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_{res} = 0,85 * 1 * \sqrt{210} * 304,92 * 36,23 = 136 \text{ 080 kg}$$

$$V_{res} = 136,08 \text{ ton}$$

El peralte propuesto resiste el corte punzonante porque el corte por punzonamiento actuante es menor al corte punzonante resistente (51 ton < 136,08 ton).

- Refuerzo longitudinal

El área de acero (A_s) resistido por el momento flector (35,04 ton-m), se calcula con los parámetros y ecuación siguientes:

$$b = 140 \text{ cm}$$

$$d = 36,23$$

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

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$A_s = \left[140 * 36,23 - \sqrt{(150 * 36,23)^2 - \frac{35\,040 * 140}{0,003825 * 210}} \right] * \left(\frac{0,85 * 210}{2\,810} \right)$$

$$A_s = 40,83 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínima a utilizar es la mayor entre:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d = \frac{0,8\sqrt{210}}{2\,810} * 140 * 36,23 = 20,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * 140 * 36,23 = 25,45 \text{ cm}^2$$

Como se puede notar, el área de acero requerida por el momento último (40,83 cm²) es mayor que el área de acero mínima (25,45 cm²), por tanto se debe utilizar el acero requerido por el momento actuante para el diseño del refuerzo.

El espaciamiento (s) requerido para barras de refuerzo Núm. 8 en sentido longitudinal es el siguiente:

$$\begin{array}{l} 40,83 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 140 \text{ cm} \\ 5,10 \text{ cm}^2 \text{ ----- } s \end{array}$$

$$s = \frac{5,10 * 140}{40,83} = 17,48 \cong 17 \text{ cm}$$

Para verificar que el armado propuesto es el adecuado se realiza lo siguiente:

$$B - \text{rec} = 140 \text{ cm} - 2 * 7,5 \text{ cm} = 125 \text{ cm}$$

$$\# \text{ de varillas} = \frac{B - \text{rec}}{s} = \frac{125 \text{ cm}}{17 \text{ cm}} = 7,35 \cong 8 \text{ varillas}$$

$$8 \text{ varillas} * 5,1 \text{ cm}^2 = 40,8 \text{ cm}^2 \geq 40,83 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar, la cantidad de varillas no cumple con el área de acero requerida por la sección de la zapata. Por ello, se decide proponer 9 varillas Núm. 8.

Entonces:

$$9 \text{ varillas} * 5,1 \text{ cm}^2 = 45,9 \text{ cm}^2 \geq 40,83 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{5,1 * 125}{40,83} = 13,88 \text{ cm}$$

Por armado, se colocarán 9 varillas Núm. 8 a cada 13 centímetros.

- Refuerzo transversal

El área de acero mínima a utilizar es la mayor entre:

$$A_{S_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{f'c}}{f_y} * b * d = \frac{0,8\sqrt{210}}{2810} * 76,23 * 36,23 = 11,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * 76,23 * 36,23 = 13,86 \text{ cm}^2$$

Por tanto el área de acero mínima que requiere la zapata es 13,86 cm².

El cálculo del momento que actúa en este sentido se realiza de la siguiente manera:

$$M = \frac{1}{2} * q_{\max} * L * \left(\frac{B - b}{2}\right)^2 = \frac{1}{2} * 12,2 * 4 * \left(\frac{1,4 - 0,4}{2}\right)^2 = 1,10 \text{ ton} - \text{m}$$

El área de acero que requiere la zapata para resistir el momento se obtiene con los datos siguientes:

$$b = (\text{base columna} + d) = (40+36,23) = 76,23 \text{ cm}$$

$$d = 36,23 \text{ cm}$$

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

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

$$As = \left[b * d - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mu * b}{0,003825 * f'c}} \right] * \left(\frac{0,85f'c}{fy} \right)$$

$$As = \left[76,23 * 36,23 - \sqrt{(76,23 * 36,23)^2 - \frac{1100 * 76,23}{0,003825 * 210}} \right] * \left(\frac{0,85 * 210}{2810} \right)$$

$$As = 1,20 \text{ cm}^2$$

Como se puede notar, el área de acero requerida por el momento último (1,20) cm² es menor que el área de acero mínima (13,86 cm²), por tanto, se debe utilizar esta última para el diseño del refuerzo transversal.

El espaciamiento (s) requerido para barras de refuerzo Núm. 4 en sentido transversal es el siguiente:

$$13,86 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 400 \text{ cm}$$

$$1,29 \text{ cm}^2 \text{ ----- } s$$

$$s = \frac{1,29 * 400}{13,86} = 37,23 \cong 35 \text{ cm}$$

Para verificar que el armado propuesto sea el adecuado, se realiza lo siguiente:

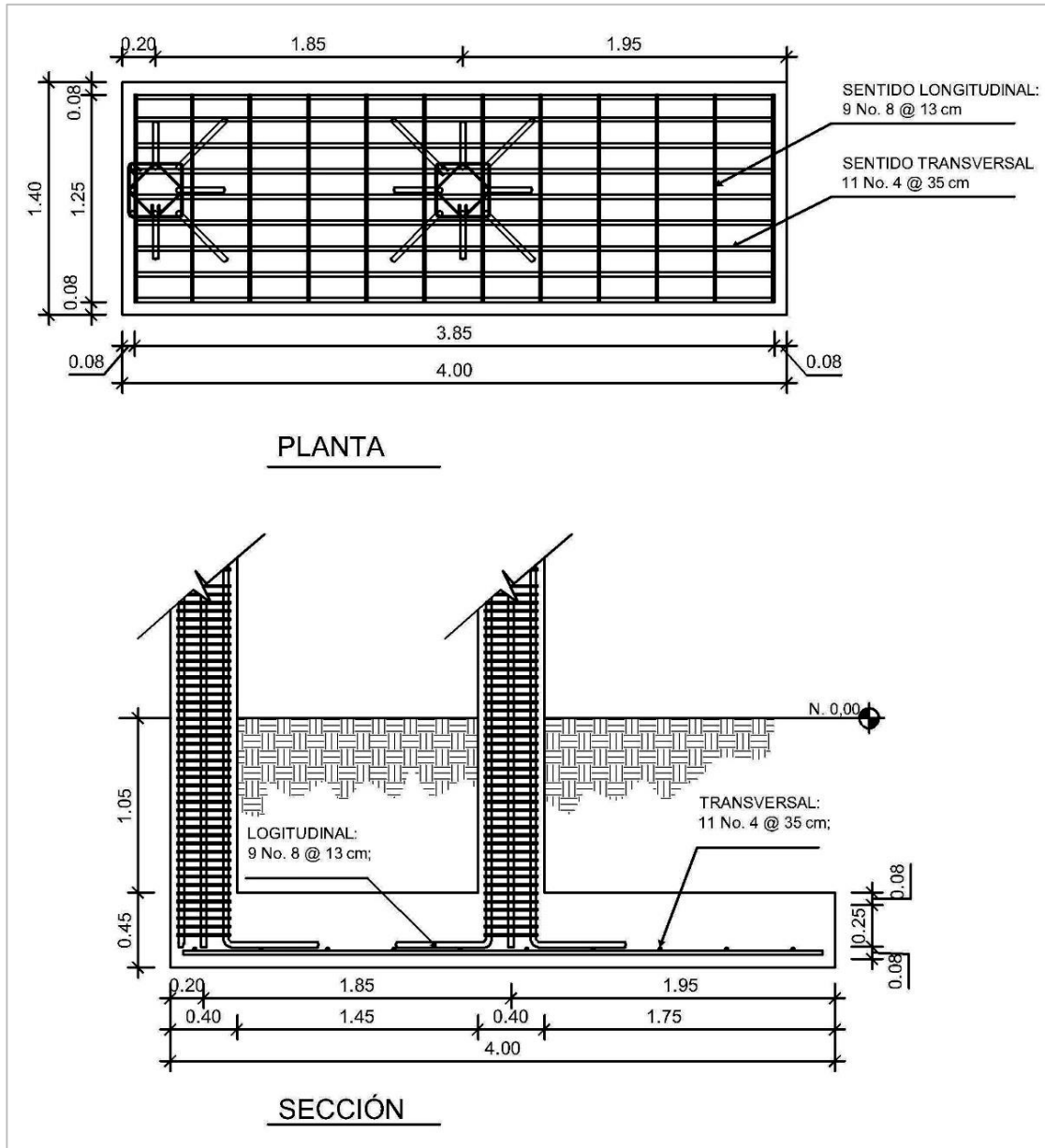
$$B - \text{rec} = 400 \text{ cm} - 2 * 7,5 \text{ cm} = 385 \text{ cm}$$

$$\# \text{ de varillas} = \frac{B - \text{rec}}{s} = \frac{385 \text{ cm}}{35 \text{ cm}} = 11 \text{ varillas}$$

$$11 \text{ varillas} * 1,29 \text{ cm}^2 = 14,19 \text{ cm}^2 \geq 13,86 \text{ cm}^2$$

De acuerdo con lo anterior, se utilizarán 11 varillas Núm. 4 a cada 35 centímetros, tomando en cuenta que, según la sección 15.10.4, capítulo 15, del ACI 318S-08, el espaciamiento máximo permitido es de 45 centímetros.

Figura 57. Armado de zapata combinada



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

2.1.8.5. Diseño de muros tabiques

Estos no soportarán ninguna carga más que su peso propio y se realizarán con bloques de concreto confinados. Para el diseño de los muros tabiques se utiliza el capítulo 4 de las normas AGIES NSE 7.4-10.

- Generalidades
 - Las sisas verticales y horizontales tendrán que pegarse con el mortero y deberán tener un espesor mínimo de 0,07 cm y un máximo de 1,3 cm. (Sección 4.2.1, capítulo 4, NSE 7.4, AGIES 2010).
 - El espesor nominal mínimo de los muros deberá ser de 14 cm; los muros que únicamente soportan su peso propio podrán tener un espesor nominal mínimo de 10 cm y una relación máxima de la distancia sin apoyos al espesor de 30. (Sección 4.2.2, capítulo 4, NSE 7.4, AGIES 2010).
- Refuerzo horizontal
 - Los muros deben poseer solera hidrófuga, solera intermedia y solera superior. El ancho mínimo de estas deberá ser el espesor del muro y el área mínima de la sección igual a 200 cm^2 (Sección 4.3.1, capítulo 4, NSE 7.4, AGIES 2010). Por ello, la solera intermedia y final tendrán una sección de 15 cm x 20 cm; mientras que la sección y el refuerzo de la solera hidrófuga se puede observar en la figura 36.

- El refuerzo para la solera intermedia es de 2 varillas Núm. 3 con estribos Núm. 2 @ 15 cm y para la solera superior y de entrepiso es de 4 varillas Núm. 3 con estribos Núm. 2 @ 15 cm. (Sección 4.3.6, capítulo 4, NSE 7.4, AGIES 2010);
- Refuerzo vertical
 - Las mochetas tipo A deben tener una sección en ambos sentidos de, por lo menos, el espesor del muro. (Sección 4.4.1, capítulo 4, NSE 7.4, AGIES 2010); entonces estas tendrán una sección de 15 x 15 cm.
 - El armado requerido para las mochetas tipo A es de 4 barras longitudinales Núm. 3 con estribos @ 15 cm. (Sección 4.4.3, capítulo 4, NSE 7.4, AGIES 2010)
 - Se deberán colocar en los vanos de puertas y ventanas mochetas tipo B con dimensión mínima del espesor del muro en sentido normal al mismo y en el otro sentido de 10 cm. Por consiguiente, las mochetas tendrán una sección de 10 cm x 15 cm. (Sección 4.4.1, capítulo 4, NSE 7.4, AGIES 2010).
 - Las mochetas tipo B deberán poseer un armado de 2 varillas Núm. 3 con refuerzo transversal Núm. 2 @ 15 cm. (Sección 4.4.3, capítulo 4, NSE 7.4, AGIES 2010).

- Se colocarán mochetas tipo B en los extremos de vanos de puertas y en puntos intermedios intercaladas con las mochetas tipo A de los muros con separación no mayor de 2 metros. (Sección 4.4.4, capítulo 4, NSE 7.4, AGIES 2010).
- Cimentación

La cimentación para los muros tabiques corresponde al cimiento corrido-solera hidrófuga, que se establece en la sección 2.1.8.4.1 de este documento.

2.1.9. Diseño de instalaciones

2.1.9.1. Instalaciones eléctricas

El sistema eléctrico estará constituido por 1 tablero general de distribución, 2 tableros de control (uno por nivel), 10 circuitos de iluminación (5 circuitos por nivel) y 6 circuitos de fuerza (3 por nivel), en ambos casos con un máximo de 10 unidades por circuito.

Los circuitos de iluminación se basan en 50 lámparas de 2 x 40 watts para aulas y pasillos (25 por nivel) y 20 reflectores de 100 watts (10 por nivel) para los patios. Mientras que los circuitos de fuerza en 58 tomacorrientes con capacidad de 180 *watts* (28 unidades en el primer nivel y 30 unidades en el segundo).

Para determinar el calibre de los conductores, tanto para la iluminación como para la fuerza, se debe conocer la corriente de los circuitos.

$$I = \frac{P}{V}$$

Donde:

I = corriente (amperios)

P = potencia (watts)

V = voltaje (voltios)

A continuación se muestra el cálculo de la corriente para los circuitos con mayor número de unidades.

Iluminación: circuito B (10 lámparas de 2 x 40 watts)

$$I = \frac{10 * (2 * 40 \text{ W})}{120 \text{ V}} = 6,67 \text{ A}$$

Fuerza: circuito A (10 tomacorrientes de con capacidad de 180 watts)

$$I = \frac{10 * (180 \text{ W})}{120 \text{ V}} = 15 \text{ A}$$

En virtud de lo anterior, para la instalación eléctrica se colocarán conductores de cobre calibre 12, que tienen la capacidad de resistir 20 amperios y, por consiguiente, se utilizará un *184lipo n* de 20 amperios para cada circuito de iluminación y fuerza.

Para la protección del cableado se instalará tubo poliducto de 1 ¼" de pulgada empotrado en losas y paredes.

Tabla LXIII. **Circuitos de fuerza**

Nivel	Circuito	Potencia (W)	Voltaje (V)	Corriente (A)	Flip on	Conductor
1	A	1 800	120	15	20 A	12 AWG, THHN
	B	1 800	120	15	20 A	12 AWG, THHN
	C	1 800	120	15	20 A	12 AWG, THHN
2	D	1 800	120	15	20 A	12 AWG, THHN
	E	1 800	120	15	20 A	12 AWG, THHN
	F	1 800	120	15	20 A	12 AWG, THHN

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXIV. **Circuitos de iluminación**

Nivel	Circuito	Potencia (W)	Voltaje (V)	Corriente (A)	Flip on	Conductor
1	A	500	120	4,17	20 A	12 AWG, THHN
	B	800	120	6,67	20 A	12 AWG, THHN
	C	800	120	6,67	20 A	12 AWG, THHN
	D	400	120	3,33	20 A	12 AWG, THHN
	E	500	120	4,17	20 A	12 AWG, THHN
2	F	500	120	4,17	20 A	12 AWG, THHN
	G	800	120	6,67	20 A	12 AWG, THHN
	H	800	120	6,67	20 A	12 AWG, THHN
	I	400	120	3,33	20 A	12 AWG, THHN
	J	500	120	3,33	20 A	12 AWG, THHN

Fuente: elaboración propia.

2.1.9.2. **Instalaciones hidráulicas**

Puesto que el proyecto consiste únicamente en la construcción de aulas, no es necesario colocar instalaciones para la distribución de agua potable.

2.1.9.3. Instalaciones sanitarias

En la edificación es innecesario colocar instalaciones sanitarias, sin embargo, debe disponer de un sistema capaz de evacuar las aguas pluviales. Para esto, primero, se debe conocer la intensidad de lluvia, que se calculará para un período de retorno de 20 años y un tiempo de concentración de 5 minutos; tomando los datos de la estación Suiza Contenta:

$$I = \frac{720}{2 + t^{0,637}}$$

Donde:

I = intensidad de lluvia (mm/hr)

t = tiempo de duración (min)

Entonces:

$$I = \frac{1\ 084}{0,67 + (5)^{0,73}} = 277,39 \text{ mm/hr}$$

El caudal de diseño se obtiene utilizando la ecuación:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

Q = caudal de diseño (m³/s)

C = coeficiente de escorrentía del concreto

A = área de techo (ha)

$$Q = \frac{0,90 * 277,39 * 0,027789}{360} = 0,01927 \text{ m}^3/\text{s} = 19,27 \text{ l/s}$$

Utilizando la fórmula de Manning, se consigue el diámetro de la tubería:

$$D = \left(\frac{69\ 100 * Q * n}{\sqrt{S}} \right)^{3/8}$$

Donde:

D = diámetro de la tubería (pulgadas)

n = coeficiente de rugosidad del material de la tubería

S = pendiente (%)

La tubería será de PVC, por lo que n = 0,009 y la pendiente a utilizar es del 1 %.

$$D = \left(\frac{69\ 100 * 10,45 * 0,009}{\sqrt{1}} \right)^{3/8} = 33,84 \text{ pulgadas}$$

El diámetro de la tubería para las bajadas de agua pluvial será de 3 pulgadas, por tanto el número de bajadas es:

$$\text{Núm. bajadas} = \frac{33,84 \text{ pulgadas}}{3 \text{ pulgadas}} = 11,28 \cong 12 \text{ bajadas}$$

Con base en los cálculos anteriores, se colocaran 12 bajadas de agua pluvial utilizando tubería PVC de 3 pulgadas.

2.1.10. Desarrollo del proyecto

2.1.10.1. Presupuesto

El resumen del presupuesto para la edificación escolar se muestra en la siguiente tabla:

Tabla LXV. Presupuesto del edificio escolar

Núm.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Total
1	Trabajos preliminares				
1,1	Demolición	392,50	m ²	Q 99,31	Q 38 977,69
1,2	Limpieza (extracción de ripio)	1,00	global	Q 9 400,46	Q 9 400,46
1,3	Trazo y estaqueado	192,55	m	Q 39,82	Q 7 668,12
2	Cimentación				
2,1	Excavación	203,83	m ³	Q 162,79	Q 33 180,77
2,2	Zapatas Z-1	11,00	unidad	Q 5 514,77	Q 60 662,44
2,3	Zapata Z-2	11,00	unidad	Q 6 859,88	Q 75 458,70
2,4	Cimiento corrido	90,24	m	Q 218,49	Q 19 716,17
2,5	Relleno	125,87	m ³	Q 149,51	Q 18 819,40
3	Columnas				
3,1	Columna C-1	270,60	m	Q 1 239,09	Q 335 297,29
3,2	Columna C-2	371,85	m	Q 374,29	Q 139 177,97
3,3	Columna C-3	150,75	m	Q 331,88	Q 50 030,59
4	Vigas				
4,1	Viga V-1	11,00	unidad	Q 1 539,48	Q 16 934,26
4,2	Viga V-2	11,00	unidad	Q 5 131,33	Q 56 444,61
4,3	Viga V-3	30,00	unidad	Q 2 956,82	Q 88 704,74
4,4	Viga V-4	11,00	unidad	Q 1 738,04	Q 19 118,43
4,5	Viga V-5	11,00	unidad	Q 5 708,11	Q 62 789,20
4,6	Viga V-6	6,00	unidad	Q 2 961,79	Q 17 770,76
4,7	Viga V-7	6,00	unidad	Q 2 520,88	Q 15 125,27
4,8	Viga V-8	18,00	unidad	Q 2 517,06	Q 45 307,06
5	Losas				
5,1	Losa maciza t=12 cm	555,78	m ²	Q 726,43	Q 403 733,79

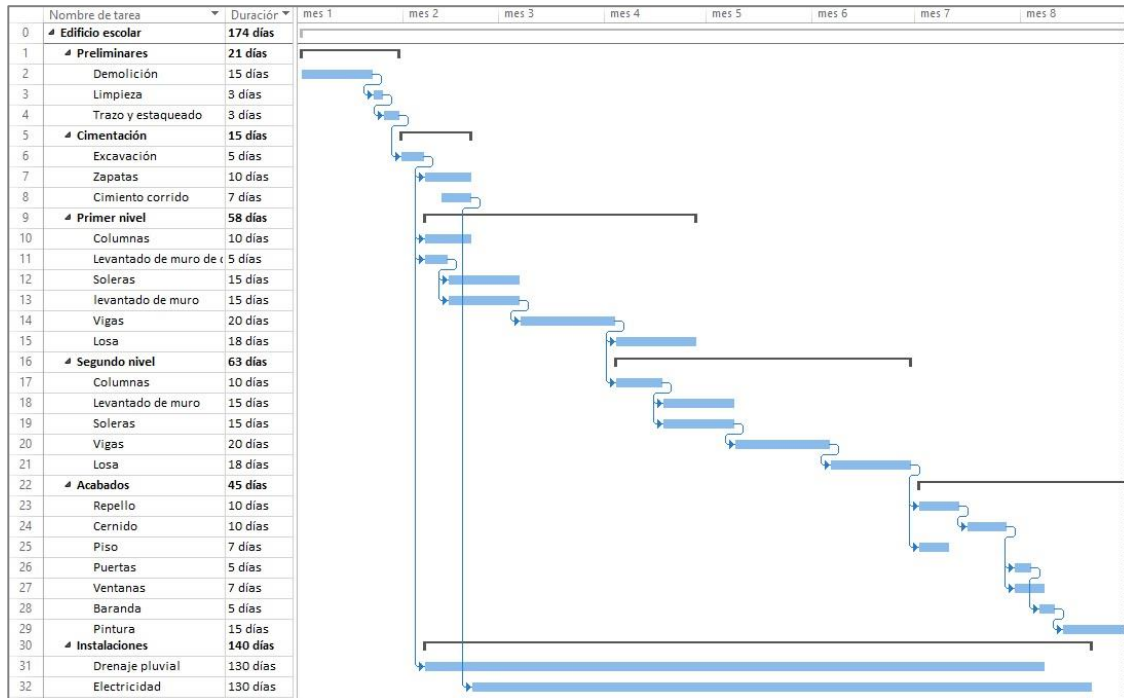
Continuación de la tabla LXV.

6		Muros			
6,1	Muro de block de 0,14*0,19*0,39 m; 35 kg/cm2	252,15	m ²	Q 191,51	Q 48 289,22
6,2	Solera intermedia	220,10	m	Q 208,70	Q 45 935,23
6,3	Solera final	60,00	m	Q 237,92	Q 14 275,26
7		Acabados			
7,1	Piso cerámico de 30x30 cm	529,15	m ²	Q 331,13	Q 175 216,02
7,2	Repello y cernido plástico en losa	555,78	m ²	Q 184,92	Q 102 776,00
7,3	Repello, cernido y pintura de muro, vigas y columnas vistas	860,28	m ²	Q 242,46	Q 208 581,96
7,4	Puertas P1	9,00	unidad	Q 3 119,20	Q 28 072,77
7,5	Ventana V1	63,00	unidad	Q 1 578,59	Q 99 451,08
7,6	Barandal metálico	1,00	global	Q 18 348,21	Q 18 348,21
8		Instalaciones			
8,1	Instalaciones de iluminación	1,00	global	Q 46 777,12	Q 46 777,12
8,2	Instalaciones de fuerza	1,00	global	Q 24 609,59	Q 24 609,59
8,3	Drenaje pluvial	1,00	global	Q 9 462,39	Q 9 462,39
9		Limpieza final			
9,1	Limpieza final	277,89	m ²	Q 13,63	Q 3 787,48
Total					Q 2 339 900,06

Fuente: elaboración propia.

2.1.10.2. Cronograma de ejecución

Figura 58. Cronograma de ejecución del edificio escolar



Fuente: elaboración propia, utilizando Project 2013.

Como se observa en la figura anterior, el período de ejecución programado para la construcción del edificio escolar es de 8 meses. Este cronograma está sujeto a cambios según el proceso en la ejecución del proyecto.

2.1.10.3. Elaboración de planos

Los planos constructivos son la representación gráfica que detallan los elementos que conforman la edificación; estos deben elaborarse después de haber realizado todos los cálculos del diseño.

Para el proyecto se presentan los siguientes planos:

- **Arquitectura**
 - Planta amueblada
 - Planta acotada
 - Elevaciones y secciones
 - Acabados interiores y exteriores

- **Estructura**
 - Cimentaciones y columnas
 - Detalles de cimentaciones y columnas
 - Armado de losas
 - Detalle de vigas

- **Instalaciones**
 - Iluminación
 - Fuerza
 - Drenaje pluvial

Los planos finales del proyecto se pueden apreciar en el apéndice 1.

2.1.10.4. Evaluación ambiental inicial

A continuación se presenta la evaluación ambiental inicial conforme al formato requerido por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales de Guatemala (MARN).

Tabla LXVI. **Evaluación de impacto ambiental inicial**

I. INFORMACIÓN LEGAL	
I.1 Nombre del proyecto, obra, industria o actividad:	
Edificación escolar de dos niveles para la Escuela Oficial Urbana Mixta República Federal de Centroamérica	
I.1.1 Descripción del proyecto, obra, industria o actividad:	
Construcción de un edificio escolar de dos niveles; tendrá 4 aulas y un espacio para la entrada principal en el primer nivel y 5 en el segundo nivel.	
I.2 Información legal	
A) Nombre del Proponente o Representante Legal:	
<u>Alcalde de la municipalidad de San Lucas Sacatepéquez.</u>	
B) De la empresa:	
Razón social:	
<u>Municipalidad de San Lucas Sacatepéquez</u>	
I.4 Dirección de donde se ubicará el proyecto	
Kilómetro 28,5 Carretera Interamericana, municipio de San Lucas Sacatepéquez, departamento de Sacatepéquez	
Especificar Coordenadas UTM o Geográficas	
Coordenadas UTM (Universal Transverse de Mercator Datum WGS84)	Coordenadas Geográficas Datum WGS84
Zona: 15 P	Latitud: 14°36'32,51" Norte
Coordenada Este: 752 528,80 m Este	Longitud: 90°39'21,02" Oeste
Coordenada Norte: 1 616 387,26 m Norte	

Continuación de la tabla LXVI.

I.5 Dirección para recibir notificaciones:		
6a. Calle y 4a. Avenida Zona 1, San Lucas Sacatepéquez.		
I.6 Si para consignar la información de este formato fue apoyado por un profesional, por favor anote el nombre y profesión del mismo.		
II. INFORMACIÓN GENERAL		
Se debe proporcionar una descripción de las operaciones que serán efectuadas en el proyecto, obra, industria o actividad, explicando las etapas siguientes:		
Etapas de:		
II.1 Etapa de construcción**	Operación	Abandono
Actividades a realizar: Demolición de estructura existente; trazo y nivelación; excavación para la realización de zapatas y cimiento corrido; realización y colocación de concreto para diferentes elementos estructurales; instalación de tubería para drenaje pluvial; elaboración de cajas unión; instalación de tubería y cableado para servicio de electricidad; elaboración de repellos y cernidos e instalación de piso cerámico, puertas y ventanas. Insumos necesarios: Arena de río, arena cernida, piedrín 3/8", cemento, agua, barras de acero de diferentes diámetros, block pómez, ladrillo tayuyo, tubería PVC 3", diferentes accesorios de PVC, poliducto 3/4", alambres calibre 12 AWG THNN, interruptores dobles y triples, tomacorrientes, tubos metálicos, plafoneras, vidrio, y piso cerámico. Diferentes herramientas de construcción.	Actividades o procesos: El proyecto prestará espacios adecuados para brindar el servicio público de educación. Materia prima o insumos Por la naturaleza del proyecto no se requiere de materias primas o insumos durante la operación del mismo. Maquinaria Debido a que es una obra civil, no se requiere maquinaria para la operación del proyecto. Productos y subproductos (bienes o servicios) Desechos sólidos ordinarios. Horario de trabajo El edificio albergará estudiantes y maestros de 6:30 am a 6:00 pm. Otros de relevancia ----	Acciones a tomar en caso de cierre: Por la naturaleza del proyecto no se espera que cierre.

Continuación de tabla LXVI.

<p>Maquinaria:</p> <p>Camiones de volteo Martillo neumático</p> <p>Otros de relevancia: ----</p> <p>**Adjuntar plano</p>																	
<p>II.3 Área</p> <p>a) Área total del terreno en metros cuadrados: <u>3 000,00 m²</u>.</p> <p>b) Área de ocupación del proyecto en metros cuadrados: <u>295,35 m²</u>.</p> <p>c) Área total de construcción en metros cuadrados: <u>590,70 m²</u>.</p>																	
<p>II.4 Actividades colindantes al proyecto</p> <p>NORTE <u>Parroquia San Lucas</u> SUR <u>Carretera CA-1</u> ESTE <u>Parque municipal</u> OESTE <u>Bomberos voluntarios</u>.</p> <p>Describir detalladamente las características del entorno (viviendas, barrancos, ríos, basureros, iglesias, centros educativos, centros culturales, etc.):</p>																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th>DESCRIPCIÓN</th> <th>DIRECCIÓN (NORTE, SUR, ESTE, OESTE)</th> <th>DISTANCIA AL SITIO DEL PROYECTO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Parroquia San Lucas</td> <td>Norte</td> <td>Colindancia directa</td> </tr> <tr> <td>Carretera CA-1</td> <td>Sur</td> <td>5 metros</td> </tr> <tr> <td>Parque municipal</td> <td>Este</td> <td>2 metros</td> </tr> <tr> <td>Bomberos voluntarios</td> <td>Oeste</td> <td>20 metros</td> </tr> </tbody> </table>			DESCRIPCIÓN	DIRECCIÓN (NORTE, SUR, ESTE, OESTE)	DISTANCIA AL SITIO DEL PROYECTO	Parroquia San Lucas	Norte	Colindancia directa	Carretera CA-1	Sur	5 metros	Parque municipal	Este	2 metros	Bomberos voluntarios	Oeste	20 metros
DESCRIPCIÓN	DIRECCIÓN (NORTE, SUR, ESTE, OESTE)	DISTANCIA AL SITIO DEL PROYECTO															
Parroquia San Lucas	Norte	Colindancia directa															
Carretera CA-1	Sur	5 metros															
Parque municipal	Este	2 metros															
Bomberos voluntarios	Oeste	20 metros															
<p>II.5 Dirección del viento</p> <p>De norte a sur</p>																	
<p>II.7 Datos laborales</p> <p>a) Jornada de trabajo: Diurna (X), Nocturna (), Mixta () Horas extras: <u>0</u></p> <p>b) Número de empleados por jornada: <u>12</u> Total empleados: <u>12</u></p> <p>c) Otros datos laborales, especifique <u>-----</u></p>																	

Continuación de la tabla LXVI.

II.8 PROYECCIÓN DE USO Y CONSUMO DE AGUA, COMBUSTIBLES, LUBRICANTES REFRIGERANTES, OTROS...							
CONSUMO DE AGUA, COMBUSTIBLE, LUBRICANTE, REFRIGERANTE, OTRO							
	Tipo	Si/ No	Cantidad/ (mes/ día/ hora)	Proveedor	Uso	Especificaciones u observaciones	Forma de almacenamiento
Agua	Servicio público	Si	15 m ³ / mes	Municipal	Elaborar mezcla de concreto y morteros. Limpieza de personal y herramienta	----	Recipientes plásticos
	Pozo	No	--	--	--	--	--
	Servicio especial	No	--	--	--	--	--
	superficial	No	--	--	--	--	--
Comb	Gasolina						
	Diésel						
	Búnker	--	--	--	--	--	--
	GLP	--	--	--	--	--	--
Lubric	Solubles	--	--	--	--	--	--
	No solubles						
Refrig	--	--	--	--	--	--	--
Otros	--	--	--	--	--	--	--
III. TRANSPORTE							
<p>III.1 En cuanto a aspectos relacionados con el transporte y parqueo de vehículos de la empresa, proporcionar los datos siguientes:</p> <p>a) Número de vehículos: <u>1</u></p> <p>b) Tipo de vehículo: <u>pick-up</u></p> <p>c) Sitio de estacionamiento y área que ocupa: <u>estacionamiento frente a la municipalidad.</u></p>							
IV. IMPACTOS AMBIENTALES QUE PUEDAN SER GENERADOS POR EL PROYECTO, OBRA, INDUSTRIA O ACTIVIDAD							
<p>IV.1 CUADRO DE IMPACTOS AMBIENTALES</p> <p>En el siguiente cuadro identificar el o los impactos ambientales que pueden ser generados como resultado de la construcción y operación del proyecto, obra, industria o actividad. Marcar con una X o indicar que no aplica, por lo que se requiere que se detalle y describa la información, indicando si corresponde o no a sus actividades.</p>							

Continuación de la tabla LXVI.

Aspecto ambiental	Impacto ambiental	Tipo de impacto ambiental	Indicar los lugares de donde se espera se generen los impactos ambientales	Manejo ambiental Indicar qué se hará para evitar el impacto al ambiente, trabajadores y/o vecindario
Aire	Gases o partículas (polvo, vapores, humo, hollín, monóxido de carbono, óxidos de azufre, entre otros)	Se generarán partículas de polvo derivadas de las actividades de construcción.	Se generará por polvo durante las actividades de demolición, excavación y elaboración de mezclas de concreto y morteros.	Se recomienda humedecer el área y los bancos de arena cada 4 horas; también cubrir los bancos de material con una membrana plástica.
	Ruido	Los sonidos que se producirán durante la construcción no sobrepasarán los 110 decibelios. Estos sonidos tienen esta intensidad a una distancia máxima de 3 metros.	Se alcanzarán los 110 decibelios durante la demolición. En las demás etapas de la construcción no se superarán los 95 decibelios.	Se proveerá de tapones para oídos a los trabajadores para prevenir cualquier inconveniente.
Aire	Vibraciones	Debido a que no se utilizará maquinaria pesada; las vibraciones serán mínimas.	Las vibraciones, principalmente, se podrán producir durante la demolición.	Ya que no se producirán vibraciones fuertes no es necesario llevar a cabo ninguna clase de mitigación.
	Olores	Por la naturaleza del proyecto no se producirán malos olores.	No se producirán malos olores.	Dado que no existe impacto ambiental no es necesario realizar ninguna clase de manejo ambiental.

Continuación de la tabla LXVI.

Agua	Abasteci_miento de agua	Se utilizará el servicio de agua municipal.	El agua será utilizada en todas las etapas de la construcción de la obra: para la elaboración de la mezcla.	Se utilizará únicamente la cantidad requerida para el diseño de las mezclas.
	Aguas residuales ordinarias	4 m ³ / mes	Durante la construcción del proyecto se producirán por el uso de los trabajadores y limpieza de herramientas.	Se utilizará el servicio sanitario de la escuela cuyo drenaje de aguas negras se encuentra conectado al drenaje principal del municipio.
	Aguas residuales especiales	Por la naturaleza del proyecto no se producirá este impacto ambiental.	No habrá ningún sistema que produzca este tipo de aguas residuales.	Ya que no se generará impacto ambiental no será necesario llevar a cabo ninguna clase de manejo ambiental.
	Mezcla de las aguas residuales anteriores	Por la naturaleza del proyecto no se producirá este impacto ambiental.	No habrá ningún sistema que produzca este tipo de aguas residuales.	Ya que no se generará impacto ambiental no será necesario llevar a cabo ninguna clase de manejo ambiental.
Agua	Agua de lluvia	El agua de lluvia no se infiltra directamente en el suelo.	---	Durante la construcción, el agua de lluvia será conducida por pendiente natural del terreno hacia el drenaje principal, mientras que, durante la operación se instalarán bajadas de agua las cuales se conectarán al drenaje pluvial principal.
Suelo	Desechos sólidos	Construcción 7,2 lbs/día Operación: 120 lbs/día	Durante la construcción, los trabajadores producirán desechos sólidos	Los desechos sólidos serán recolectados y transportados hacia un relleno sanitario

Continuación de la tabla LXVI.

			comunes y durante la operación los usuarios del edificio; en ambos casos como resultado de las actividades normales diarias.	para su correcta disposición final.
	Desechos peligrosos	Por la naturaleza del proyecto no se producirá este impacto ambiental.	Ninguna actividad producirá este tipo de desechos.	Ya que no se generará impacto ambiental no será necesario llevar a cabo ninguna clase de manejo ambiental.
	Descarga de aguas residuales	Por la naturaleza del proyecto no se producirá este impacto ambiental.	Ninguna actividad producirá este tipo de impacto sobre el suelo.	Ya que no se generará impacto ambiental no será necesario llevar a cabo ninguna clase de manejo ambiental.
Suelo	Modificación del relieve o topografía del área.	No habrá modificación del relieve.	Para la realización del proyecto no se modificará la topografía ya que existía una edificación en el mismo lugar.	Con base en que no habrá impacto ambiental no será necesario llevar a cabo ninguna clase de manejo ambiental.
Biodiversidad	Flora	Ninguna clase de planta se verá afectada durante la construcción u operación de la obra.	---	Con base en que no habrá impacto ambiental no será necesario llevar a cabo ninguna clase de manejo ambiental
	Fauna	Por la construcción u operación de la obra no se afectará ningún tipo de animal.	---	Con base en que no habrá impacto ambiental no será necesario llevar a cabo ninguna clase de manejo ambiental
	Ecosistema	Por la construcción u operación de la obra no se	---	Con base en que no habrá impacto ambiental no será necesario llevar a

Continuación de la tabla LXVI.

		afectará ningún tipo de animal.		cabo ninguna clase de manejo ambiental.
Visual	Modificación del paisaje	No habrá modificación del paisaje ya que previo a la construcción del nuevo edificio, existía otro.	---	El edificio se integra a la zona ya que es una zona completamente urbana.
Social	Cambio o modificaciones sociales, económicas y culturales, incluyendo monumentos arqueológicos.	En este caso se tendrá un impacto positivo ya que se mejorará el servicio de educación durante la operación y se crearán oportunidades de trabajo durante la construcción.	---	Debido a que el impacto ambiental es positivo no será necesario llevar a cabo ninguna clase de manejo ambiental.
Otros	Desechos de construcción	Se producirá ripio.	Se producirán desechos sólidos derivados del proceso de demolición y construcción.	Se conducirá al relleno sanitario municipal dedicado exclusivamente a este tipo de desechos.
V. DEMANDA Y CONSUMO DE ENERGÍA				
CONSUMO				
V.1 Consumo de energía por unidad de tiempo (kW/hr o kW/mes): <u>792 kW/mes</u>				
V.2 Forma de suministro de energía				
a) Sistema público (X)				
b) Sistema privado ()				
c) Generación propia ()				
V.3 Dentro de los sistema eléctricos de la empresa se utilizarán transformadores, condensadores, capacitores o inyectores, eléctricos? SI <u>x</u> NO _____				

Continuación de la tabla LXVI.

V.4 ¿Qué medidas propone para disminuir el consumo de energía o promover el ahorro de energía?

Además de utilizar lámparas y reflectores ahorradores de energía y se aprovechará la iluminación natural.

VI. EFECTOS Y RIESGOS DERIVADOS DE LA ACTIVIDAD

VI.1 Efectos en la salud humana del vecindario

- a) La actividad no representa riesgo a la salud de pobladores cercanos al sitio.
- b) La actividad provoca un grado leve de molestia y riesgo a la salud de pobladores.
- c) La actividad provoca grandes molestias y gran riesgo a la salud de pobladores.

Del inciso marcado explique las razones de su respuesta, identificar qué o cuáles serían las actividades riesgosas:

El proyecto no representa riesgo a la salud de los pobladores cercanos al sitio ya que son actividades de construcción básicas, además de que el área de construcción no estará expuesta directamente con el paso de los vecinos.

VI.2 Efectos en la salud humana del vecindario

- a) Inundación () b) Explosión () c) Deslizamientos ()
d) Derrame de combustible () e) Fuga de combustible () e) Incendio () f) Otro ()

Detalle la información explicando el por qué

Debido a la naturaleza y al área en la que está ubicado el proyecto no hay ningún riesgo de los mencionados anteriormente ni ningún otro.

VI.3 Riesgos ocupacionales

- Existe alguna actividad que represente riesgo para la salud de los trabajadores.
- La actividad provoca un grado leve de molestia y riesgo a la salud de los trabajadores.
- La actividad provoca grandes molestias y gran riesgo a la salud de los trabajadores.
- No existen riesgos para los trabajadores.

Ampliar información:

Durante la construcción del proyecto, en la etapa de demolición, los trabajadores pueden estar expuestos al ruido durante 4 horas, sin utilizar tapones; no obstante, se les proporcionarán estos accesorios para evitar percances. En las demás etapas no existe ningún riesgo para los trabajadores.

Continuación de la tabla LXVI.

<p>VI.4 Equipo de protección personal:</p> <p>VI.4.1 Se provee de algún equipo para la protección de los trabajadores: Si (X) No (X)</p> <p>VI.4.2 Detallar que clase de equipo de protección proporciona:</p> <p>Chaleco reflectivo, casco, tapones para oídos, mascarillas, lentes y guantes de seguridad.</p> <p>VI.4.3 Qué medidas propone para evitar las molestias o daños a la salud de la población o trabajadores</p> <p>Los trabajadores siempre deben utilizar el chaleco reflectivo y casco y deben portar el otro equipo de seguridad, si la actividad lo requiera.</p>

Fuente: elaboración propia, utilizando el formato del MARN.

2.2. Diseño de un salón de usos múltiples, aldea Choacorrall, San Lucas Sacatepéquez

2.2.1. Descripción del proyecto

Este proyecto consiste en diseñar una estructura que funcionará como salón de usos múltiples, el cual brindará un espacio adecuado para que la comunidad pueda organizar y realizar diversas actividades sociales y culturales.

El proyecto se desarrollará en la aldea Choacorrall, perteneciente al municipio de San Lucas Sacatepéquez, en un espacio de 10 x 30 metros y contará con los servicios de electricidad, agua potable y drenajes. Las paredes serán de mampostería de block, reforzadas vertical y horizontalmente; el techo será curvo autoportante, apoyado en vigas tipo canal de concreto armado.

2.2.2. Levantamiento topográfico

El terreno sobre el que se desarrollará el salón de usos múltiples es un polígono de forma rectangular de 941,68 metros cuadrados, el cual presenta ciertos desniveles. Las curvas de nivel del mismo, se pueden observar en el apéndice 2.

El área de ocupación del salón de usos múltiples corresponde al 32 % del área total del terreno.

2.2.3. Estudio de suelos

2.2.3.1. Ensayo de compresión triaxial

Antes de realizar un proyecto estructural, como el salón de usos múltiples, se deben conocer diferentes características del suelo en el que será asentada la estructura. En consecuencia, se efectuó un ensayo de compresión triaxial del tipo no consolidado y no drenado. Este ensayo aportó diferentes datos técnicos con los que se determinó la capacidad de carga del suelo en el que se desarrollará el proyecto.

Para llevar a cabo dicho ensayo, se analizó una muestra inalterada de un pie cúbico, la cual fue extraída a 2 metros de profundidad y mostró los siguientes resultados:

Tabla LXVII. Resultados del ensayo de compresión triaxial

Probeta No.	1	2	3
Presión lateral (ton/m ²)	5	10	20
Desviador en rotura q (ton/m ²)	33,98	39,54	48,21
Presión intersticial u (ton/m ²)	X	X	x

Continuación de la tabla LXVII:

Deformación en rotura Er (%)	1,50	2,50	5,00
Densidad seca (ton/m ³)	1,07	1,07	1,07
Densidad húmeda (ton/m ³)	1,61	1,61	1,61
Humedad (% H)	50,86	50,86	50,86
Descripción del suelo	Limo arcilloso con presencia de arena color café		
Ángulo de fricción interna (φ)	18,78 grados		
Cohesión Cu (ton/m ²)	10,47		

Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos del CII/USAC, 11 de septiembre de 2015.

Por medio de los datos presentados en la tabla LXV y la ecuación de capacidad de carga última para cimentaciones corridas de Terzaghi, se procede a establecer la capacidad soporte del suelo.

$$q_u = c * N_c + q * N_q + 0,5 * \gamma * B * N_r$$

Los factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_r , están en función del ángulo de fricción interna del suelo (ϕ), mismo al que se le aplica un factor de seguridad (FS) con respecto de la falla por corte. El valor de factor de seguridad se toma entre 1,4 y 1,6¹¹. Dicho factor también puede ser aplicado al valor de la cohesión del suelo. Para este caso, se tomará un factor de 1,5.

$$\phi_{FS} = \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi)}{FS} \right] = \tan^{-1} \left[\frac{\tan(18,78)}{1,5} \right] = 12,77 \text{ grados}$$

$$c_{FS} = \frac{c}{FS} = \frac{10,47 \text{ ton/m}^2}{1,5} = 6,98 \text{ ton/m}^2$$

¹¹ DAS, Braja M. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. p. 165.

De acuerdo con los datos señalados en la tabla LXVIII, se interpolaron los factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción interna (12,77 grados) y se obtuvieron los siguientes valores:

$$N_c = 11,26$$

$$N_q = 3,55$$

$$N_r = 0,99$$

Tabla LXVIII. Factores de capacidad de carga de Terzaghi

ϕ	N_c	N_q	N_r	ϕ	N_c	N_q	N_r
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Fuente: DAS, Braja M. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. p. 158.

Por tanto, la capacidad de carga última del suelo ensayado es:

$$q_u = 6,98 * 11,26 + 1,2 * 1,61 * 3,55 + 0,5 * 1,61 * 0,5 * 0,99 = 85,86 \text{ ton/m}^2$$

A la capacidad de carga última se le aplicó un factor de seguridad de 5, este cubrirá todas las deficiencias que pudieron haberse suscitado en la obtención y traslado de la muestra y además durante la realización del ensayo.

Por consiguiente, la capacidad de carga última admisible del suelo es:

$$q_u = \frac{85,86 \text{ ton/m}^2}{5} = 17,17 \text{ ton/m}^2$$

2.2.4. Normas de diseño

Con el fin de ofrecer un espacio estructuralmente seguro, el diseño del salón de usos múltiples de la aldea Choacorrall se llevará a cabo con respecto de los criterios establecidos en las normas guatemaltecas AGIES NSE 2-10, NSE 3-10 y NSE 7.4-10 además, del código ACI 318S-08.

2.2.5. Diseño arquitectónico

2.2.5.1. Distribución de ambientes

El salón de usos múltiples contará con un acceso principal, un área para público, un escenario y servicios sanitarios. Esta distribución de espacios se realiza para proveer un espacio cómodo y funcional que se ajusta a la forma y dimensiones del terreno.

2.2.5.2. Altura del edificio

Con base en la tabla LXIX la estructura tendrá una altura de 4 metros en la parte lateral y de 5,81 en la parte central, esta última será la parte más alta del techo curvo.

Tabla LXIX. **Altura recomendada para la edificación**

Tipo de proyecto	Clima templado	Clima cálido
Edificio municipal	2,65	3,00
Mercado		
Locales fijos	2,65	3,00
Piso de plaza cubierto	3,50	3,50 a 5,00
Centro de uso comunitario		
Salón social	4,00	5,00 a 5,75
Salón social + deportivo	6,00 libres en cancha	Igual criterio
Otros ambientes	2,75	3,20
Rastro		
Área de faenado aéreo	4,50	4,50
Otros ambientes	2,85	3,00

Fuente: JORDÁN ZABALETA, Mario René. *Propuesta de normas de diseño para edificios de uso público en los municipios de la República de Guatemala*. p. 49.

2.2.5.3. Tipo de estructura

La estructura será de paredes de mampostería reforzada de block pómez, es decir, tendrán el refuerzo vertical y horizontal concentrado en elementos de concreto (columnas y soleras); la cubierta será curva autoportante y tendrá cimientado corrido.

2.2.6. Análisis estructural

2.2.6.1. Selección del sistema estructural a utilizar

Tratándose de un salón de usos múltiples la estructura será rectangular tipo cajón. En las estructuras de esta clase los muros soportan las oscilaciones horizontales y, cuando es aplicable, las verticales que les corresponden por área tributaria.

2.2.6.2. Análisis de cargas

2.2.6.2.1. Cargas verticales

Las cargas verticales se dividen en cargas vivas y cargas muertas.

- Cargas muertas

Estas son cargas fijas y constantes que se producen durante la vida útil de la estructura. Las cargas muertas se originan por el peso propio de la estructura, dentro de éste se incluyen techos, vigas, columnas, repellos, cernidos, pisos, entre otros acabados e instalaciones.

También se toman como cargas muertas, aquellas que se producen por elementos que permanecerán en un punto determinado, como equipo elevador, quirófanos, entre otros.

- Cargas vivas (CV)

Las cargas vivas se deben al uso de la estructura, es decir, cargas por su ocupación, por tanto son temporales o móviles. Dentro de estas, se incluyen personas, equipo y muebles.

El techo curvo autoportante y la estructura de apoyo que se utilizará para dicha cubierta, la cual es una viga tipo canal de concreto armado, conforman las cargas verticales del salón de usos múltiples.

En la tabla mostrada a continuación se presentan las cargas verticales de diseño indicadas por el fabricante.

Tabla LXX. **Cargas verticales de paneles para techo curvo**

Carga	lb/pie²	kg/m²
Muerta	1,86	9,08
Viva	8,06	39,35
Viento	5,00	24,41

Fuente: Curvodegua, agosto 2016.

2.2.6.2.2. Cargas horizontales por AGIES

Las edificaciones son sometidas a cargas laterales por sismo, viento, empuje de suelo o de fluidos, entre otras. Dado el tipo de sistema estructural que se utilizará, es indispensable conocer las cargas producidas por sismos y viento. A continuación, se presenta el cálculo de estas fuerzas horizontales utilizando los métodos establecidos por AGIES.

- Fuerzas laterales por viento

Para una estructura, sin importar su altura, las presiones de diseño de viento se deben encontrar utilizando:

$$P = C_e \times C_q \times q_s \times I$$

Donde:

P = presión de diseño de viento

C_e = coeficiente de exposición

C_q = coeficiente de presión para muro

q_s = presión de remanso de viento a la altura estándar de 10 metros

I = factor de importancia. Para obras importantes es 1

El coeficiente de exposición se determina tomando en cuenta la altura del muro sobre el nivel promedio del terreno y el tipo de exposición del sitio en donde se desarrollará la estructura.

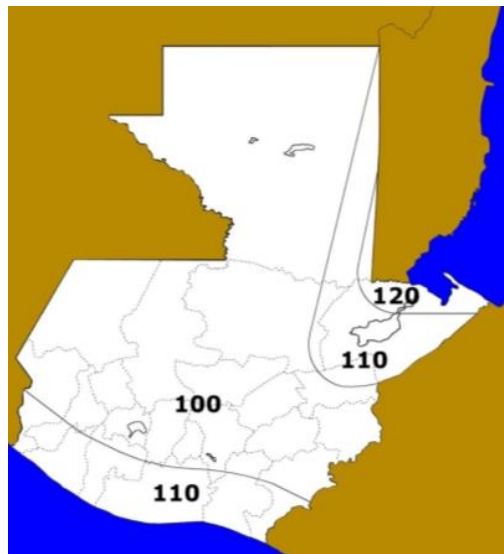
Basándose en la sección 5.2.1, capítulo 5, norma NSE 2, AGIES 2010, el sitio es de exposición "B". Esta exposición se caracteriza por tener suelo con edificaciones, bosques o irregularidades superficiales que cubre, por lo menos, el 20 % del área a nivel del suelo, extendiéndose 1,50 km o más desde el lugar.

La altura del muro sobre el nivel del suelo es de 3,6 metros y según la sección 5.8, capítulo 8, NSE 2, AGIES 2010, el coeficiente de exposición es 0,62.

El coeficiente de presión para el muro se obtuvo mediante la tabla (5-2), capítulo 5, norma NSE 2, AGIES 2010:

- Muro en barlovento: 0,80
- Muro en sotavento: 0,50

Figura 59. **Velocidad básica del viento en km/h de Guatemala**



Fuente: AGIES 2010, NSE 2, p. 31.

Por medio de la figura anterior se determina que, para el municipio de San Lucas Sacatepéquez, la velocidad básica del viento es de 100 km/h. Con base en esto la norma AGIES NSE 2-10, en la sección 5.10 establece que la presión de remanso es de 474 pascales.

$$q_s = 474 \text{ pascales} * \frac{0,102 \text{ kg/m}^2}{1 \text{ pacal}} = 48,35 \text{ kg/m}^2$$

Entonces la presión de diseño de viento es:

$$P = 0,62 \times 0,80 \times 48,35 \times 1 = 23,98 \text{ kg/m}^2$$

Para determinar las fuerzas causadas por la acción del viento se utiliza la siguiente ecuación:

$$\text{Viento} = A * q$$

Donde:

Viento = fuerza de viento

A = área del muro a analizar

Q = presión de diseño de viento

- Muros de 30 metros de longitud (Eje X)

$$\text{Viento} = (30 * 3,6) * 23,98 = 2\,589,84 \text{ kg}$$

- Muros de 10 metros de longitud (Eje Y)

$$\text{Viento} = (10 * 3,6) * 23,98 = 863,28 \text{ kg}$$

- Fuerzas laterales por sismo

El procedimiento de cálculo de las fuerzas laterales por sismo para este caso, es similar al presentado en la sección 2.1.7.4.2. de este documento, solo cambian los factores dependientes del tipo de sistema estructural utilizado.

Con base en la lista de amenaza sísmica establecida en la norma NSE 2 del AGIES 2010 se determina:

- El índice de sismicidad (I_0) = 4.

- El parámetro de la ordenada espectral de periodo corto del sismo extremo (S_{cr}) = 1,50 g.
- El parámetro de la ordenada espectral de periodo igual a 1 segundo del sismo extremo (S_{1r}) = 0,55 g.

El sitio donde se llevará a cabo el proyecto se clasifica como “D”, según la tabla XII, extraída de la norma AGIES NSE 2-10, p.21. Tomando en cuenta la clase de sitio y el índice de sismicidad, mediante las tablas XIII y XIV, expuestas anteriormente, se obtuvo:

- El coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos (F_a) = 1
- El coeficiente de sitio para periodos de vibración largos (F_v) = 1,5

A través de la figura 10 se determina que la falla más cercana al lugar donde se realizará la estructura, se ubica aproximadamente a 5 km. Esta falla es de tipo secundario y por tanto, según la tabla XV, la fuente sísmica es de tipo “B”. Con esta información fue posible encontrar:

- Factor de falla cercana para períodos de vibración cortos $N_a = 1$ (Tabla XVI).
- Factor de falla cercana para períodos de vibración largos $N_v = 1,1$ (Tabla XVII).

Los parámetros ajustados S_{cr} y S_{1r} se deben ajustar de la siguiente forma:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a = 1,5 * 1 * 1 = 1,5$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v = 0,55 * 1,5 * 1,1 = 0,9075$$

Según la sección 3.1.5 de la norma AGIES NSE 1-10 la obra se clasifica como importante y en la sección 4.3.2.2 de la norma AGIES NSE 2-10 se encuentra establecido que, para esta clasificación, el tipo de sismo de diseño es severo.

Basándose en la sección 4.3.4.1, capítulo 4, NSE 2, AGIES 2010, el factor que determina el nivel de diseño para sismo severo es:

- Nivel de diseño requerido (K_d) = 0,80

El espectro calibrado al nivel del diseño requerido es:

$$S_{cd} = K_d * S_{cs} = 0,80 * 1,5 = 1,2$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1s} = 0,80 * 0,9075 = 0,726$$

Mediante la sección 1.5, capítulo 1, AGIES NSE 3-10, se categoriza la estructura como E-2 (sistemas tipo cajón). Con base en esto y en la sección 2.1.4.1, capítulo 2, AGIES NSE 3-10, se obtiene los siguientes valores:

- $K_t = 0,047$
- $x = 0,85$

Para conocer el período fundamental de la estructura utilizando la ecuación (2-3), sección 2.1.4.1, capítulo 2, AGIES NSE 3-10, únicamente hace falta contar con la altura total de la estructura (4 metros).

$$T = K_t (h_n)^x = 0,047(4)^{0,85} = 0,1527 \text{ s}$$

Para encontrar el periodo de transición de la edificación se realiza lo siguiente:

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}} = \frac{0,9075}{1,5} = 0,6050 \text{ s}$$

Para conocer el valor de la demanda sísmica de diseño de la estructura, en la sección 4.3.4.3 de la norma AGIES NSE 2-10 se establece que si $T < T_s$, $S_a(T) = S_{cd}$

$$0,1527 \text{ s} < 0,6050 \text{ s}; \quad S_a(T) = 1,2$$

Utilizando la tabla 1-1, capítulo 1, NSE 3, AGIES 2010 se obtiene:

- Factor genérico de reducción de respuesta sísmica (R) = 4

A partir de todos los factores determinados y los cálculos previos, es posible encontrar el coeficiente sísmico de diseño

$$C_s = \frac{1,2}{4} = 0,3$$

Este valor debe satisfacer las siguientes condiciones:

$$C_s \geq 0,044 * S_{cd} = 0,044 * 1,2 = 0,0528$$

$$C_s \geq 0,5 * \frac{S_{1r}}{R} = 0,5 * \frac{0,55}{4} = 0,0688$$

Efectivamente, el valor determinado de C_s es mayor a las condiciones mínimas.

- Integración del peso de la estructura

- Datos

Mampostería: 14 x 19 x 39 cm

Altura de muro (sobre nivel del suelo): 3,6 m

Peso específico de mampostería: 2 000 kg/m³

Longitud total de muros: 80 m

Longitud total de viga canal: 60 m

Área de la sección de la viga canal: 0,1065 m²

Peso específico de concreto: 2 400 kg/m³

Área de techo a cubrir: 300 m²

- Peso por carga muerta

$$W_{\text{techo}} = (9,08+24,41) \text{ kg/m}^2 * 300 \text{ m}^2 = 10\ 047 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga canal}} = 2\ 400 \text{ kg/m}^3 * 0,1065 \text{ m}^2 * 60 \text{ m} = 15\ 336 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros}} = 2\ 000 \text{ kg/m}^3 * 0,14 \text{ m} * 80 \text{ m} * 3,6 \text{ m} = 80\ 640 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total}} = 106\ 023 \text{ kg}$$

- Peso por carga viva

$$W_{\text{viva}} = 39,35 \text{ kg/m}^2 * 300 \text{ m}^2 = 11\ 805 \text{ kg}$$

- Peso total de la estructura

$$W_s = 106\,023 * 25 \% * (11\,805) = 108\,974,25 \text{ kg}$$

Tomando en cuenta la carga lateral por acción del viento para los muros que se encuentran en sentido X y en Y, el corte basal de la estructura es:

$$V_b = C_s W_s + Viento$$

$$V_{b \text{ muros sentido x}} = 108\,974,25 * 0,3 + 2\,589,84 = 35\,282,12 \text{ kg}$$

$$V_{b \text{ muros sentido y}} = 108\,974,25 * 0,3 + 863,28 = 33\,555,56 \text{ kg}$$

- Cálculo del momento de volteo (Mv)

Las fuerzas horizontales causadas por efectos de sismo o viento pueden generar momentos de volteo sobre las estructuras. Cuando este sobrepasa la carga muerta de la estructura provoca tensiones en los extremos de los muros. Además, puede originar fuerzas de compresión de grandes dimensiones y por lo tanto se necesitaría aumentar la resistencia específica de la mampostería y del acero de refuerzo o del espesor de las unidades de mampostería.

$$M_v = V_b * H_m$$

Tabla LXXI. **Momento de volteo**

Muro	Vb (kg)	Hm (m)	Mv (kg-m)
1 y 3	35 282,12	3,6	127 015,61
2 y 4	33 555,56	3,6	120 800,00

Fuente: elaboración propia.

2.2.6.3. Método simplificado en muros de mampostería

En el método simplificado para el diseño de muros de mampostería se asume que la fuerza lateral se distribuye únicamente en los muros paralelos a la dirección en la que esta actúa; por tanto, los muros presentan un efecto de traslación en la misma dirección de la fuerza y otro de rotación respecto al centro de rigidez cuando este no coincide con el centro de masa.

El procedimiento del método simplificado para análisis de mampostería involucra los siguientes cálculos: centro de masa, centro de rigidez, fuerzas cortantes actuantes en los muros, momento de volteo distribuido en los muros.

- Determinación del centro de masa

$$C_{mX} = \frac{\sum L_{mX}}{\sum L_m}; \quad C_{mY} = \frac{\sum L_{mY}}{\sum L_m}$$

Donde:

C_{mX} = centro de masa en el sentido X

C_{mY} = centro de masa en el sentido Y

L_m = Longitud del muro

X = posición de centro de masa del elemento estructural en el sentido X

Y = posición de centro de masa del elemento estructural en el sentido Y

Tabla LXXII. **Cálculo de centro de masa en muros**

Muro	Lm (m)	X (m)	Y (m)	X*Lm (m ²)	Y*Lm (m ²)
1	30	15	10	450	300
2	10	0	5	0	50
3	30	15	0	450	0
4	10	30	5	300	50
Suma	80	---	---	1 200	400
CmX	15,00 m				
CmY	5,00 m				

Fuente: elaboración propia.

- Determinación del centro de rigidez (K)

La rigidez está relacionada con la deformación (Δ) de la edificación ante la acción de las cargas ($K = 1/\Delta$). La estructura deberá tener suficiente cantidad de elementos para que la deformación lateral no sea excesiva.

Ya que la cubierta de la estructura es un techo curvo autoportante, los muros se consideran en voladizo, por tanto, para encontrar la deformación se utiliza la siguiente ecuación:

$$\Delta = \frac{P * \left[\left(\frac{Hm}{Lm} \right)^3 + 3 * \left(\frac{Hm}{Lm} \right) \right]}{Em * tm}$$

Donde:

P = fuerza de piso

Hm = altura de muro

E_m = módulo de elasticidad de mampostería en compresión, $E_m = 750 * f'm$

$f'm$ = resistencia a compresión de la unidad de mampostería

t_m = espesor de la unidad de mampostería

Al obtener los datos de la rigidez es posible encontrar el centro de rigidez de la estructura, mediante la utilización de las ecuaciones mostradas a continuación:

$$CRX = \frac{\sum K_y X_i}{\sum K_y}; \quad CRY = \frac{\sum K_x Y_i}{\sum K_x}$$

Donde:

CRX = centro de rigidez en el sentido X

CRY = centro de rigidez en el sentido Y

K_y = rigidez de los muros en el sentido Y

X_i = posición del muro respecto a 0 en el sentido X

K_x = rigidez de los muros en el sentido X

Y_i = posición del muro respecto a 0 en el sentido Y

Tabla LXXIII. **Cálculo de centro de rigidez en muros**

Muro	Lm (m)	f'm (kg/cm ²)	Em	Hm/Lm	Δ (m)	Kx	Xi (m)	Ky*Xi
1	30	70	52 500	0,12	0,0002	6 055,37	0	0
3	30	70	52 500	0,12	0,0002	6 055,37	30	55 470,57
Suma	--	--	--	--	--	12 110,74	--	55 470,57
CRX	15,00 m							
Muro	Lm (m)	f'm (kg/cm ²)	Em	Hm/Lm	Δ (m)	Ky	Yi (m)	Kx*Yi
2	10	70	52 500	0,36	0,001	1 849,02	10	60 553,71

Continuación de la tabla LXXIII.

4	10	70	52 500	0,36	0,001	1 849,02	0	0
Suma	--	--	--	--	--	3 698,04	--	60 553,71
CRY	5,00 m							

Fuente: elaboración propia.

- Determinación de la excentricidad (e)

La excentricidad es la distancia entre el centro de masa y centro de rigidez, por consiguiente:

$$e_{\text{real}} = |\text{Cm} - \text{CR}|$$

$$e_{\text{real eje X}} = |15 - 15| = 0$$

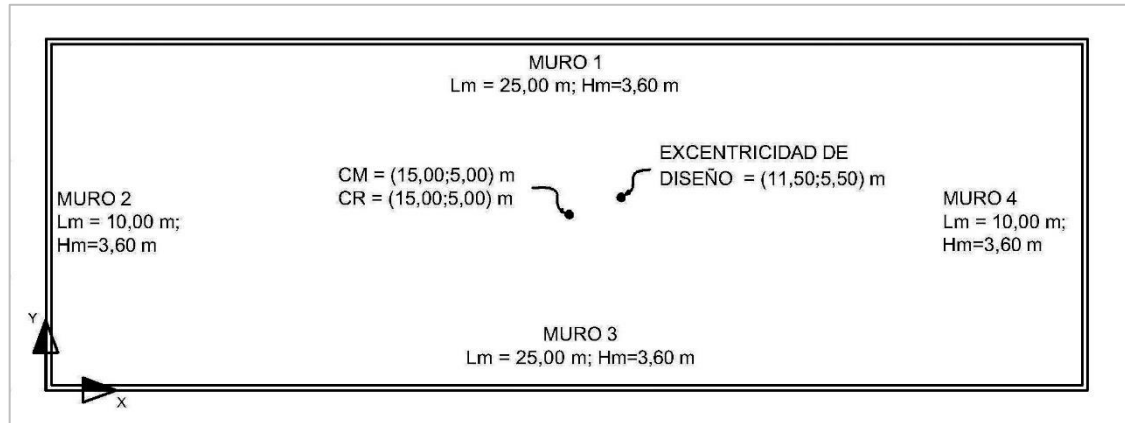
$$e_{\text{real eje Y}} = |5 - 5| = 0$$

Como se puede notar, el centro de masa de la estructura corresponde exactamente con el centro de rigidez de la misma en ambos sentidos. A pesar de ello, el AGIES menciona que la excentricidad de diseño debe ser el 5 % de la base perpendicular al sentido analizado:

$$e_{\text{diseño eje X}} = 0,05 * 30 = 1,5 \text{ m}$$

$$e_{\text{diseño eje Y}} = 0,05 * 10 = 0,5 \text{ m}$$

Figura 60. Centro de masa y centro de rigidez



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

- Distribución de cargas y momentos en los muros

Las fuerzas de corte (F_v) se distribuyen en los muros de mampostería reforzada con respecto de sus rigideces relativas y del corte basal que actúa sobre la estructura como se muestra a continuación:

$$F_v = \frac{K}{\sum K} * 2V_b$$

Las fuerzas cortantes causadas por el momento de torsión (V_t) sobre la estructura se encuentran utilizando la ecuación:

$$V_t = \frac{e_{\text{diseño}} * V_b * (K * d_i)}{\sum (K * d_i)^2}$$

Donde:

V_t = cortante por torsión

$e_{\text{diseño}}$ = excentricidad de diseño

F_i = fuerza por nivel

K = rigidez del muro analizado

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

Por tanto, las fuerzas cortantes distribuidas (F_d) en los muros se obtendrán realizando la sumatoria:

$$F_d = F_v + V_t$$

Tabla LXXIV. **Cálculo de fuerzas cortantes distribuidas en muros**

Muro	K	Vb (kg)	Fv (kg)	di (m)	K*di	(K*di) ²	Vt (kg)	Fd=Fv+Vt (kg)
1	6 055,37	35 282,12	35 282,12	5	30 276,85	916 688 071	0,87	35 282,99
3	6 055,37	35 282,12	35 282,12	-5	-30 276,85	916 688 071	0,87	35 281,99
Suma	12 110,74	--	--	--	--	1 833 376 142	--	--
Muro	K	Vb (kg)	Fv (kg)	di (m)	K*di	(K*di) ²	Vt (kg)	Fd=Fv+Vt (kg)
2	1 849,02	33 555,56	33 555,56	-15	-27 735,29	769 246 105	0,30	33 555,88
4	1 849,02	33 555,56	33 555,56	15	27 735,29	769 246 105	0,30	33 555,88
Suma	3 698,04					1 538 492 211		

Fuente: elaboración propia.

El momento de volteo distribuido (M_d) en los muros se determina de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$M_d = \frac{K}{\sum K} * M_v$$

Tabla LXXV. **Cálculo de momento de volteo distribuido en muros**

Muro	K	Mv	Md (kg-m)
1	6 055,37	127 015,61	63 507,81
3	6 055,37	127 015,61	63 507,81
Suma	12 110,74	--	--
Muro	K	Mv	Md (kg-m)
2	1 849,02	120 800,00	60 400,00
4	1 849,02	120 800,00	60 400,00
Suma	3 698,04	--	--

Fuente: elaboración propia.

- Esfuerzos admisibles de servicio

A continuación, se muestran los cálculos correspondientes a los esfuerzos admisibles de trabajo de los muros de mampostería reforzada. Todos los esfuerzos se determinan con base en la sección 3.4.1, capítulo 3, norma NSE 7.4, AGIES 2010. Los esfuerzos actuantes en cada muro no deben exceder los valores calculados mediante las ecuaciones establecidas en dicha sección del AGIES.

Los valores posteriores se encontraron tomando en cuenta los muros críticos, siendo para el eje X el muro 1 y para el eje Y el muro 4.

- Esfuerzo de compresión axial en muros

El máximo esfuerzo de compresión axial (F_a) permitido en los muros de mampostería reforzada debe ser:

$$F_a = 0,20 f' m * \left[1 - \left(\frac{Hm}{40 * tm} \right)^3 \right]$$

$$F_a = 0,20 * 70 * \left[1 - \left(\frac{360}{40 * 14} \right)^3 \right] = 10,28 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de compresión axial actuante (fa) en los muros de mampostería, se encuentra mediante:

$$f_a = \frac{1,4CM + 1,7CV}{Lm * tm}$$

- Carga muerta que afecta el muro:

Muro 1:

$$CM_{techo} = \frac{\text{área tributaria} * \text{carga muerta}}{\text{longitud}}$$

$$CM_{techo} = \frac{\frac{300 \text{ m}^2}{2} * 9,08 \text{ kg/m}^2}{30 \text{ m}} = 45,4 \text{ kg/m}$$

$$CM_{viga \text{ canal}} = \text{Área transversal} * \text{Peso específico del concreto}$$

$$CM_{viga \text{ canal}} = 0,1065 \text{ m}^2 * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 255,6 \text{ kg/m}$$

Muro 4:

$$CM_{\text{forro}} = \frac{15,10 \text{ m}^2 * 9,08 \text{ kg/m}^2}{10 \text{ m}} = 13,71 \text{ kg/m}$$

$$CM_{\text{viga canal}} = 0,1065 \text{ m}^2 * 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 255,6 \text{ kg/m}$$

- Carga viva que afecta el muro

Muro 1:

$$CV = \frac{\text{área tributaria} * \text{carga viva}}{\text{longitud}}$$

$$CV = \frac{\frac{300 \text{ m}^2}{2} * 39,35 \text{ kg/m}^2}{30 \text{ m}} = 196,75 \text{ kg/m}$$

Muro 4:

$$CV = \frac{15,10 \text{ m}^2 * 39,35 \text{ kg/m}^2}{10 \text{ m}} = 59,43 \text{ kg/m}$$

Entonces:

Muro 1:

$$fa = \frac{(1,4 * (45,4 + 255,6) + 1,7 * 196,75) * 30}{3\,000 * 14} = 0,54 \text{ kg/cm}^2$$

Muro 4:

$$f_a = \frac{(1,4 * (14,64 + 255,6) + 1,7 * 44,36) * 10}{1\ 000 * 14} = 0,34 \text{ kg/cm}^2$$

Efectivamente, el valor del esfuerzo de compresión axial actuante del muro es menor al esfuerzo de compresión axial admisible.

- Esfuerzo de compresión por flexión

El valor del máximo esfuerzo de compresión por flexión (Fb) en los muros de mampostería reforzada se obtiene a través de:

$$F_b = 0,33 * f'_m$$

$$F_b = 0,33 * 70 \text{ kg/cm}^2 = 23,1 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de compresión por flexión actuante (fb) en los muros de mampostería se determina de la siguiente forma:

$$f_b = \frac{6 * M_d}{t_m * L_m^2}$$

Muro 1:

$$f_b = \frac{6 * 63\ 507,81 * 100}{14 * (3\ 000)^2} = 0,3 \text{ kg/cm}^2$$

Muro 4:

$$f_b = \frac{6 * 60\,400 * 100}{14 * (1\,000)^2} = 2,59 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de compresión actuante en los muros críticos no excede el máximo valor permitido, por tanto, el diseño es adecuado.

- Esfuerzo de corte

El máximo esfuerzo cortante (F_v) en los muros producido por las fuerzas laterales no debe exceder el valor encontrado mediante:

$$F_v = 0,3 * \sqrt{f'_m} = 0,3 * \sqrt{70} = 2,51 \text{ kg/cm}^2$$

El valor correspondiente al esfuerzo de corte actuante (f_v) en los muros se obtiene de acuerdo con la ecuación:

$$f_v = \frac{F_d}{t_m * L_m}$$

Muro 1:

$$f_v = \frac{35\,282,99}{14 * 3\,000} = 0,84 \text{ kg/cm}^2$$

Muro 4:

$$f_v = \frac{33\,555,86}{14 * 1\,000} = 2,4 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de corte actuante calculado no excede el esfuerzo de corte máximo producido por las fuerzas laterales, en ambos muros. Por consiguiente, se continúa con el diseño de la estructura.

- Esfuerzo de tensión

El esfuerzo de tensión (f_s) en las barras de acero debe ser menor que el valor encontrado a partir de la fórmula:

$$f_s = 0,4 * f_y$$

El refuerzo por utilizar es de grado 40, es decir de 40 000 PSI, equivalentes a 2 810 kg/cm².

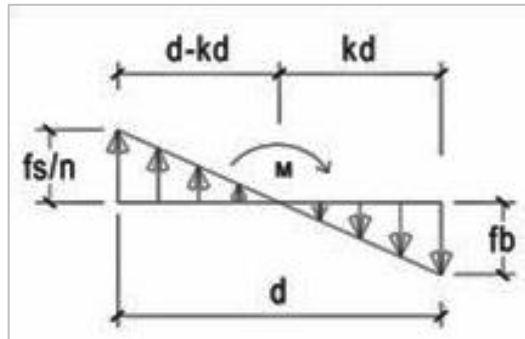
$$f_s = 0,4 * 2 810 = 1 124 \text{ kg/cm}^2$$

- Determinación del área de acero por flexión
 - Muro 1

Con base en los cálculos anteriores, primero se debe establecer la relación modular (n), la cual es útil para encontrar el momento resistente de una sección dada. Para esto, es necesario determinar el área equivalente al área compuesta de concreto y acero.

$$n = \frac{E_s}{E_m} = \frac{2 100 000}{50 500} = 40$$

Figura 61. Relación modular



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

La expresión f_b , mostrada en la figura anterior, se consigue utilizando la ecuación siguiente:

$$f_b = \left[1,33 - \frac{f_a}{F_a} \right] * F_b = \left[1,33 - \frac{0,54}{10,28} \right] * 23,1 = 29,51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_s}{n} = \frac{1\ 124}{40} = 28,1 \text{ kg/cm}^2$$

Por relación de triángulos:

$$\frac{28,1}{3\ 000 - 3\ 000k} = \frac{29,51}{3\ 000k}$$

Despejando se obtiene que:

$$k = 0,5122 \text{ cm}$$

$$j = 1 - \frac{0,5122}{3} = 0,83 \text{ cm}$$

Habiendo encontrado los datos anteriores, el área de acero requerida ($A_{s_{req}}$) a flexión para el muro de mampostería reforzada con elementos de concreto armado se consigue a través de la expresión:

$$A_{s_{req}} = \frac{M_d}{f_s * j * L_m} = \frac{63\,507,81 * 100}{1\,124 * 0,83 * 3000} = 2,27 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínimo ($A_{s_{min}}$), según el AGIES, para el muro 1 es:

$$A_{s_{min}} = 0,0007 * t_m * L_m$$

$$A_{s_{min}} = 0,0007 * 14 * 3\,000 = 29,4 \text{ cm}^2$$

Por tanto, se propone realizar 7 mochetas con una sección de 20 x 20 centímetros, reforzadas con 4 barras de acero Núm. 4; una varilla de este número tiene un área de 1,29 cm².

Por lo tanto:

$$A_s = \text{Núm. mochetas} * \text{Núm. varillas} * \text{Área de la varilla}$$

$$A_s = 7 * 4 * 1,29 \text{ cm}^2 = 36,12 \text{ cm}^2$$

El área de acero propuesta cubre con el área de acero mínimo para el muro crítico en dirección X.

- Muro 4:

$$fb = \left[1,33 - \frac{0,34}{10,28} \right] * 23,1 = 29,96 \text{ kg/cm}^2$$

Por relación de triángulos:

$$\frac{28,1}{1\ 000 - 1\ 000k} = \frac{29,96}{1\ 000k}$$

Despejando se obtiene que:

$$K = 0,516$$

$$j = 1 - \frac{0,516}{3} = 0,83 \text{ cm}$$

Entonces, el área de acero requerida ($A_{s_{req}}$) a flexión para el muro es:

$$A_{s_{req}} = \frac{Md}{f_s * j * L_m} = \frac{60\ 400 * 100}{1\ 124 * 0,83 * 1000} = 6,49 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínimo ($A_{s_{min}}$) para el muro 4 es:

$$A_{s_{min}} = 0,0007 * t_m * L_m$$

$$A_{s_{min}} = 0,0007 * 14 * 1\ 000 = 9,8 \text{ cm}^2$$

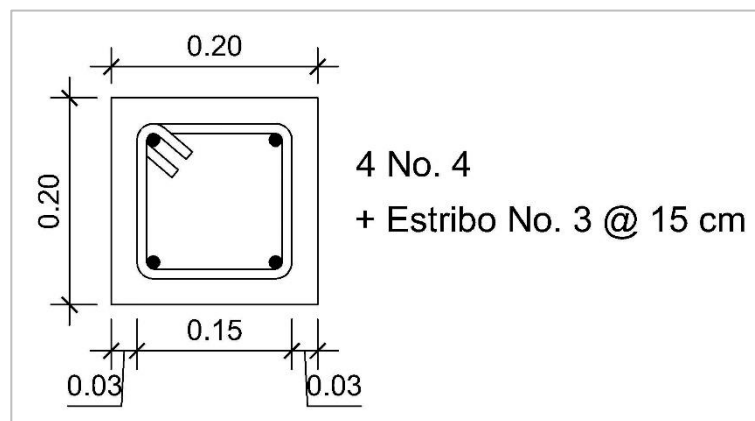
Por tanto, se propone colocar 4 mochetas con una sección de 20 x 20 centímetros, reforzadas con 4 varillas Núm. 4; una varilla Núm. 4 = 1,29 cm².

Por ende:

$$A_s = 4 * 4 * 1,29 \text{ cm}^2 = 20,64 \text{ cm}^2$$

El área de acero propuesta cubre con el área de acero mínimo para el muro crítico en dirección Y.

Figura 62. **Detalle de la sección de las mochetas**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

- Determinación del área de acero por corte

$$A_{s_{req}} = \frac{S * t_m * f_v}{f_s}$$

El refuerzo a corte lo constituyen las soleras. Cuando los muros poseen una altura mayor a 2,80 metros, se debe colocar más de uno de estos elementos estructurales, según la norma NSE 7.4, sección 4.3.5, AGIES 2010. Por esta razón, se plantea colocar las soleras distanciadas entre sí a 1,20 metros y el área de acero requerida por corte es:

Muro 1:

$$A_{s_{req}} = \frac{120 * 14 * 0,83}{1\ 124} = 1,24 \text{ cm}^2$$

Muro 4:

$$A_{s_{req}} = \frac{120 * 14 * 2,37}{1\ 124} = 3,55 \text{ cm}^2$$

El AGIES establece que el área de acero mínimo por corte se obtiene mediante la expresión siguiente:

$$A_{s_{min}} = 0,0015 * tm * Hm$$

$$A_{s_{min}} = 0,0015 * 14 * 360 = 6,53 \text{ cm}^2$$

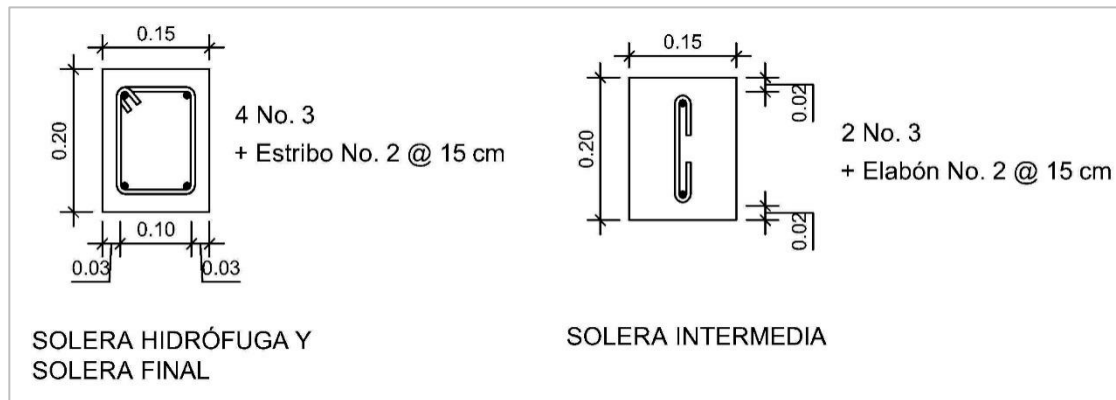
El área de acero requerida por el muro 1 y 4 es menor al área de acero mínima, por ello, se debe utilizar esta última como referencia para diseñar las soleras. Además, tomando en cuenta que todos los muros poseen la misma altura, se utiliza la misma área de acero por corte para los 4 muros de la estructura.

Con base en lo anterior, se propone llevar a cabo 4 soleras a cada 1,20 metros. Las 2 soleras intermedias tendrán una sección de 15 x 20 cm y estarán reforzadas con 2 varillas Núm. 3; la solera hidrófuga y la solera final tendrán una sección de 15 x 20 cm y se reforzarán con 4 barras de acero Núm. 3. El área de acero de una varilla Núm. 3 es equivalente a 0,71 cm².

$$A_s = 2 * 2 * 0,71 \text{ cm}^2 + 2 * 4 * 0,71 \text{ cm}^2 = 8,52 \text{ cm}^2$$

El refuerzo de acero propuesto cubre con el área de acero mínimo de todos los muros de la estructura.

Figura 63. **Detalle de soleras**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

2.2.6.3.1. Selección de la cubierta

La cubierta del salón de usos múltiples será un techo curvo metálico. Entre otros aspectos, se seleccionó este tipo de cubierta ya que permite cubrir luces grandes sin ningún tipo de apoyo intermedio. Su diseño será proporcionado por la empresa que se dedica a la fabricación y montaje de los mismos.

La cubierta consiste en paneles individuales metálicos unidos entre sí por engrapado. Rollos de lámina de acero de calidad industrial, constituyen la materia prima con la cual se elaboran. La lámina es recubierta con aluzinc, que es una mezcla entre aluminio y zinc, lo cual hace que el techo sea más resistente a la corrosión y su durabilidad sea cinco veces mayor comparado con cualquier otro tipo de lámina.

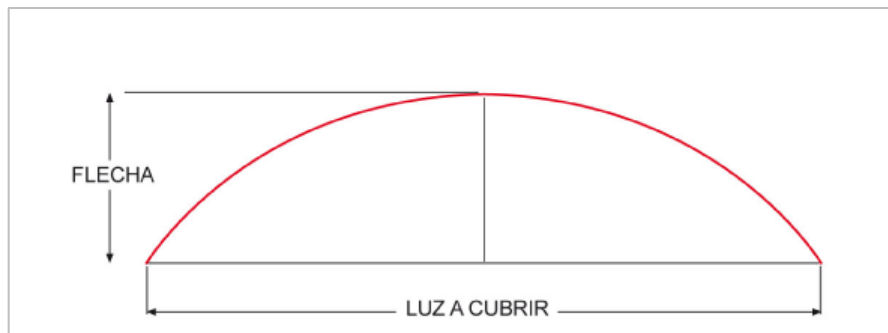
Tabla LXXVI. **Relación flecha luz óptima**

Solución	Luz mín. (m)	Luz máx. (m)	Relación flecha/luz óptima
Piso a piso	4,00	20,00	1/2
Sobre paredes o estructuras metálicas	2,00	30,00	1/6
Sobre paredes o estructuras metálicas (simplemente apoyada)	2,00	8,00	1/10
Ojival	4,00	14,00	1/8
Recta	0,10	60,00	--

Fuente: Curvodegua, agosto 2016.

Para este caso, la relación flecha/luz óptima es 1/6, ya que la cubierta estará apoyada sobre los muros.

Figura 64. **Diagrama flecha / luz**



Fuente: Curvodegua, agosto 2016.

Entonces la flecha de la cubierta se obtiene mediante la fórmula:

$$\text{flecha} = \frac{\text{luz}}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ m}$$

La flecha para una luz de 10,0 metros es de 1,67 metros. Con estos datos es posible obtener el radio del arco (R) y la longitud del mismo (C).

$$R = \frac{\frac{luz^2}{4} + flecha^2}{2 * flecha} = \frac{\frac{10^2}{4} + 1,67^2}{2 * 1,67} = 8,32 \text{ m}$$

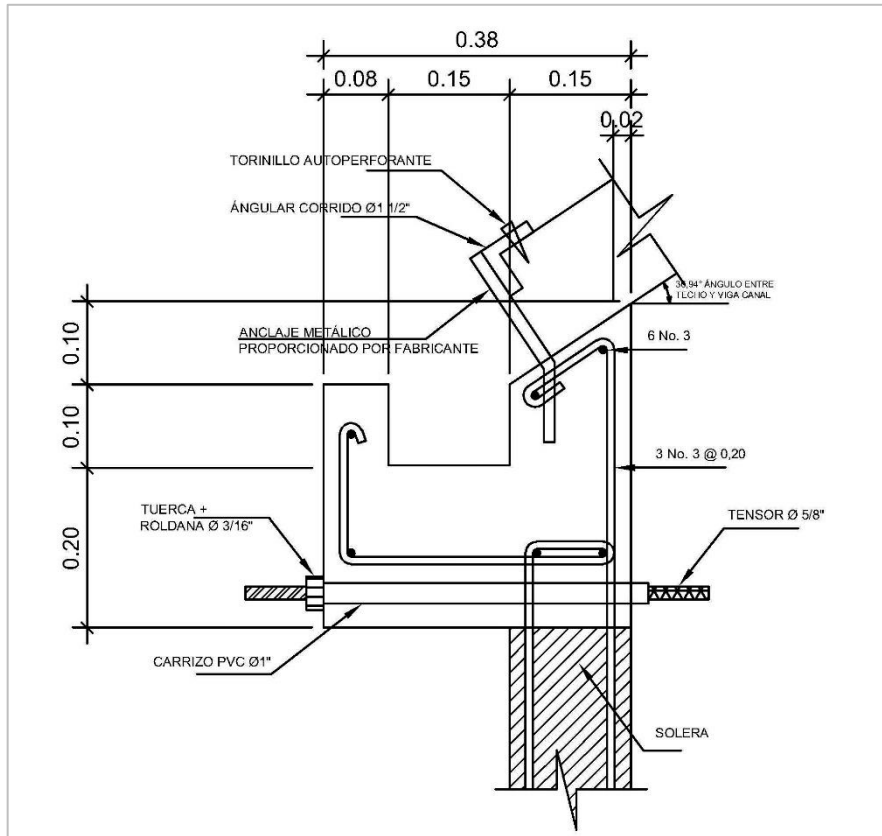
$$C = \frac{R * \text{ángulo} * \pi}{90} = \frac{8,32 * 36,94 * \pi}{90} = 10.73 \text{ m}$$

2.2.6.3.2. Selección de la estructura de apoyo

El sistema de techos curvos puede ir fijado a estructuras de concreto o metálicas. Estas estructuras son vigas de anclaje denominadas vigas tipo canal. Cuando estas vigas son de metal necesitan mantenimiento constante. Las de concreto armado no lo requieren con tanta frecuencia y tienen mayor resistencia; por tal razón, para este caso en particular se eligió viga tipo canal de concreto armado.

Es recomendable llevar a cabo la viga de anclaje conforme la relación de flecha/luz, por tal motivo, la empresa encargada de realizar la cubierta proporciona las medidas adecuadas de la viga.

Figura 65. Detalle de la viga tipo canal



Fuente: Curvodegua, agosto 2016.

2.2.7. Diseño estructural

En esta sección se desarrollará el diseño de la cimentación de la estructura, que es un salón de usos múltiples.

2.2.7.1. Diseño de la cimentación

2.2.7.1.1. Diseño del cimiento corrido

- Cimiento corrido para muros de carga (CC-1)

Para el salón de usos múltiples se diseñará el cimiento corrido para soportar el peso total de la estructura, ya que esta fue diseñada por muros de carga. Los cálculos del cimiento corrido se realizan por metro lineal.

Datos:

$$D_s = 1,20 \text{ m}$$

$$q_s = 17,17 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Peralte (t)} = 0,2 \text{ m}$$

$$Y_s = 1,61 \text{ ton/m}^3$$

$$Y_{\text{concreto}} = 2,4 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{FCU} = 1,50$$

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

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

Como primer paso, se determina la carga (Pu) que debe soportar el cimiento corrido:

$$W_{\text{techo}} = \frac{(300/2) \text{ m}^2 * (9,08 + 39,35 + 24,41) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 3,6 \text{ m}}{30 \text{ m}} * \frac{1 \text{ ton}}{1\,000 \text{ kg}} = 1,31 \text{ ton}$$

$$W_{\text{viga}} = \frac{2,4 \text{ ton/m}^2 * 3,195 \text{ m}^3 * 3,6 \text{ m}}{30 \text{ m}} = 0,92 \text{ ton}$$

$$P_u = W_{\text{techo}} + W_{\text{viga}} = 1,31 + 0,92 = 2,23 \text{ ton}$$

- Presión sobre el suelo

$$P'u = P_u/FCU + P_{\text{mocheta}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}} + P_{\text{muro}}$$

$$P_{\text{mocheta}} = 0,20 \text{ m} * 0,20 \text{ m} * 4,6 \text{ m} * 2,4 \text{ ton/m}^2 = 0,44 \text{ ton}$$

$$P_{\text{suelo}} = (1,2 - 0,20) * 0,5 \text{ m} * 1 \text{ m} * 1,61 \text{ ton/m}^3 = 0,81 \text{ ton}$$

$$P_{\text{cimiento}} = 0,2 \text{ m} * 0,5 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2,4 \text{ ton/m}^3 = 0,24 \text{ ton}$$

$$P_{\text{muro}} = 3,6 \text{ m} * 0,14 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2 \text{ ton/m}^3 = 1,01 \text{ ton}$$

$$P'u = 2,23/1,5 + 0,44 + 0,81 + 0,24 + 1,01 = 3,98 \text{ ton}$$

Entonces, 3,98 toneladas es la carga última que soportará el cimiento corrido por unidad de metro lineal.

Luego, se determina la presión máxima sobre el suelo ($q_{\text{máx}}$), que debe ser menor al valor soporte del suelo

$$q_{\text{máx}} = \frac{P'u}{A} = \frac{3,98 \text{ ton}}{0,5 \text{ m} * 1 \text{ m}} = 7,96 \text{ ton/m}^2 < 17,17 \text{ ton/m}^2$$

Como se nota en el resultado anterior, la presión máxima sobre el suelo es menor al valor soporte del suelo, por lo que, la base (B) del cimiento elegida, igual a 0,50 m, es correcta.

- Chequeo por corte

La falla por esfuerzo cortante se da a una distancia igual al peralte efectivo (d) del rostro de la columna. Entonces, es necesario revisar que el esfuerzo cortante resistente (V_{res}) sea mayor al cortante actuante (V_{act}) en dicho punto.

- Peralte efectivo

Se utilizará un recubrimiento de 7,5 cm, que es el mínimo, según lo especificado en la sección 7.7.1 del ACI 318S-08. Además, se propone utilizar refuerzo Núm. 4 para el armado del cimiento.

$$d = t - \text{rec} - \frac{\emptyset}{2} = 20 - 7,5 - \frac{1,27}{2} = 11,865 \text{ cm}$$

- Cortante actuante

$$x = \frac{B}{2} - \frac{b}{2} - d = \frac{0,5}{2} - \frac{0,14}{2} - 0,11865 = 0,06 \text{ m}$$

Una vez encontrado el punto donde se produce la falla por el esfuerzo de corte actuante, se calcula en dicho punto. Para ello, se utiliza el método de cargas últimas, con este se utiliza un factor de carga última que, según Das (2001) puede ser entre 1,5 y 2. En este caso se utilizó el FCU de 1,5 ya que el suelo sobre el cual estará la cimentación tiene un valor soporte muy bueno.

$$V_{act} = L * x * q_{m\acute{a}x} * FCU = 1 * 0,06 * 7,96 * 1,5 = 0,72 \text{ ton}$$

- Corte resistente

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * B * d$$

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 11,865 = 7\,745,9 \text{ kg} = 7,75 \text{ ton}$$

Ya que el corte resistente es mayor que el esfuerzo de corte actuante, el peralte propuesto resiste el corte último.

- Diseño del refuerzo por flexión

Para realizar el diseño del refuerzo de la cimentación corrida, se utiliza el ancho unitario de un metro y los datos proporcionados al inicio de esta sección.

Momento flector (M_u):

$$M_u = \frac{q_u * L * \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2}\right)^2}{2}$$

$$M_u = \frac{11,94 * 1 * \left(\frac{0,5}{2} - \frac{0,14}{2}\right)^2}{2} * 1\,000 = 193,49 \text{ kg} - \text{m}$$

El área de acero (A_s) resistido por el momento flector, se calcula con base en una franja unitaria de 1m.

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

$$A_s = \left[100 * 11,865 - \sqrt{(100 * 11,865)^2 - \frac{193,49 * 100}{0,003825 * 210}} \right] * \left(\frac{0,85 * 210}{2810} \right)$$

$$A_s = 0,65 \text{ cm}^2$$

Para encontrar el área de acero mínima, se utilizan las siguientes ecuaciones y se utiliza el área que proporcione valores más grandes:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{210}}{2810} * 100 * 11,865 = 4,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * 100 * 11,865 = 5,95 \text{ cm}^2$$

Como se puede notar, el área de acero requerida ($0,65 \text{ cm}^2$) por el momento último es menor que el área de acero mínima ($5,95 \text{ cm}^2$), por tanto se debe utilizar esta última para el diseño del refuerzo.

La cantidad de varillas longitudinales, si se colocan barras de refuerzo Núm. 4, que tiene un área de $1,29 \text{ cm}^2$, es la siguiente:

$$\text{Núm. varillas} = \frac{A_s}{A_{\text{varilla}}} = \frac{5,95}{1,29} = 4,61 \approx 5 \text{ varillas}$$

Por armado se colocarán 5 varillas Núm. 4 a cada 8 centímetros.

El espaciamiento (s) requerido para barras de refuerzo transversal Núm. 4 en es el siguiente:

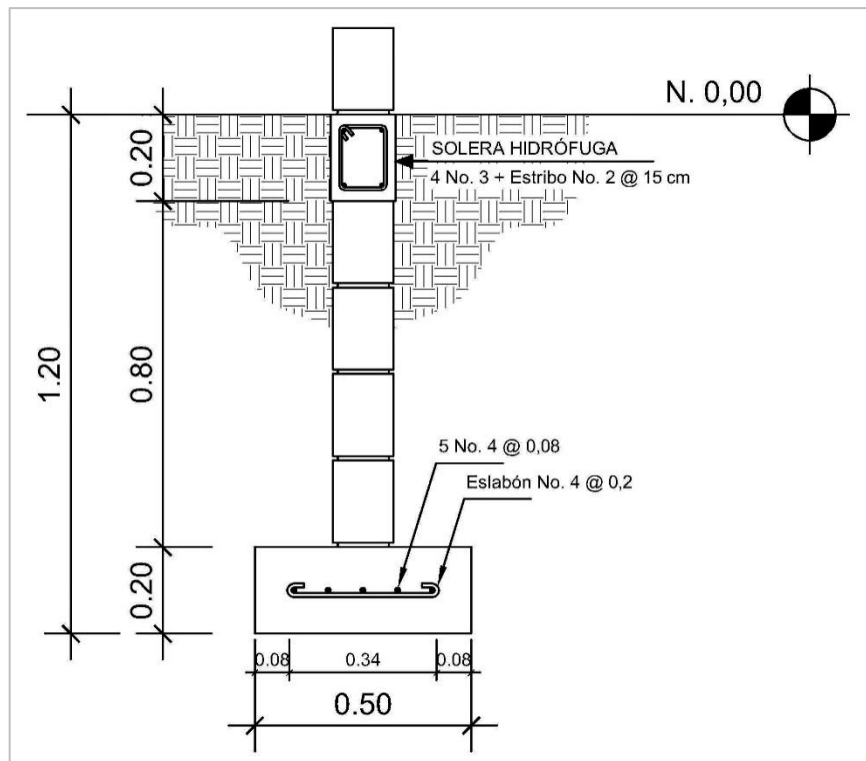
$$5,95 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$1,29 \text{ cm}^2 \text{ ----- } s$$

$$s = \frac{1,29 * 100}{5,95} = 21,68 \text{ cm}$$

Se colocarán varillas Núm. 4 a cada 20 centímetros en el sentido transversal del cimiento corrido.

Figura 66. **Detalle de cimiento corrido CC-1**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

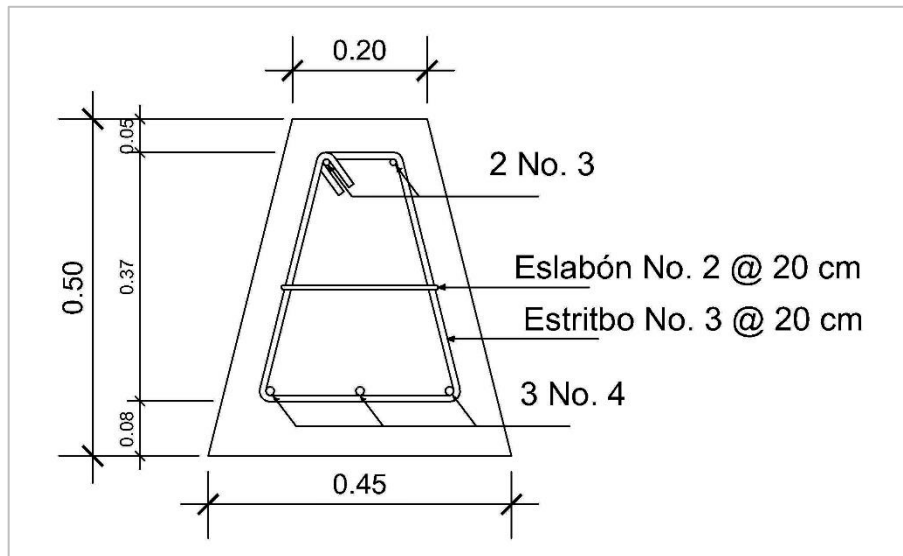
- Cimiento corrido para muros tabique (CC-2)

Para los muros de la estructura que no soportarán ninguna carga adicional a la de su peso propio, ya que su función será dividir ambientes, se propone realizar un cimiento corrido de sección trapezoidal, que puede funcionar también como solera hidrófuga.

La geometría y armado del mismo se realizará conforme lo establece la norma NSE 4-10, capítulo 5, sección 5.3.5.2 del AGIES 2010 y son los siguientes.

- Acho de corona = 20 cm.
- Peralte = 50 cm.
- Ancho de la base = 45 cm.
- Refuerzo longitudinal = 3 Núm. 4 en la parte inferior + 2 Núm. 3 en la superior.
- Refuerzo transversal = Estribo Núm. 3 + Eslabón Núm. 2 @ 20 cm.
- Recubrimiento = 8 cm en la parte inferior; 5 cm en los laterales y en la parte superior.

Figura 67. **Sección de cemento corrido CC-2**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD 2012.

2.2.7.1.2. **Diseño de zapatas**

Para este proyecto no es necesario colocar zapatas, ya que los muros son de carga y el cemento corrido se diseñó para soportar y transmitir todas las cargas que estos producen.

2.2.8. **Diseño de instalaciones**

2.2.8.1. **Instalaciones eléctricas**

El sistema eléctrico estará constituido por 1 tablero general de distribución, 3 circuitos de iluminación y 2 circuitos de fuerza, en ambos casos con un máximo de 10 unidades por circuito.

Los circuitos de iluminación incluyen 18 lámparas de 100 *watts* que iluminan el salón de usos múltiples y 4 lámparas de 4 x 17 *watts* para los servicios sanitarios. Los circuitos de fuerza en 12 tomacorrientes con capacidad de 180 *watts*.

Para determinar el calibre de los conductores para la iluminación y para la fuerza se debe conocer la corriente de los circuitos.

A continuación, se muestra el cálculo de la corriente para los circuitos con mayor número de unidades.

Iluminación: circuito B (9 lámparas de 100 *watts*)

$$I = \frac{9 * 100 \text{ W}}{120 \text{ V}} = 7,5 \text{ A}$$

Fuerza: circuito A (6 tomacorrientes de con capacidad de 180 *watts*)

$$I = \frac{6 * (180 \text{ W})}{120 \text{ V}} = 9 \text{ A}$$

De acuerdo con lo anterior, para la instalación eléctrica se colocarán conductores de cobre calibre 12, que tienen la capacidad de resistir 20 amperios y se utilizará un *flip on* de 20 amperios para cada circuito de iluminación y fuerza.

Tabla LXXVII. **Circuitos de fuerza**

Circuito	Potencia (W)	Voltaje (V)	Corriente (A)	Flip on	Conductor
A	1 080	120	9	20 A	12 AWG, THHN
B	1 080	120	9	20 A	12 AWG, THHN

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXVIII. **Circuitos de iluminación**

Circuito	Potencia (W)	Voltaje (V)	Corriente (A)	Flip on	Conductor
A	272	120	2,27	20 A	12 AWG, THHN
B	900	120	7,50	20 A	12 AWG, THHN
C	900	120	7,50	20 A	12 AWG, THHN

Fuente: elaboración propia.

2.2.8.2. **Instalaciones hidráulicas**

La instalación hidráulica del salón de usos múltiples se refiere al conjunto de tuberías y conexiones que se requieren para llevar a cabo la distribución de agua potable en el interior de la edificación.

La red hidráulica se diseña utilizando el método de *Hunter*, que consiste en establecer para cada aparato sanitario un número de unidades de gasto que es determinado de manera experimental.

Primero, se debe asignar un diámetro de tubería a los subramales, que son pequeñas longitudes de tubería que conectan los aparatos sanitarios a los ramales.

Tabla LXXIX. **Cálculo de 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.

De acuerdo con la tabla anterior se asignan los siguientes diámetros:

Ø de lavamanos = 1/2"

Ø de inodoro con tanque = 1/2"

Ø de urinario con tanque = 1/2"

A continuación, se determina el diámetro de tubería para los ramales (tuberías derivadas del alimentador principal que abastecen de agua a un punto de consumo aislado o a un grupo de aparatos sanitarios).

En este caso se ha definido que el diámetro de la tubería de los ramales será de 3/4".

Ahora bien, para la línea principal de conducción es necesario asignar un número de unidades de gasto o unidades *Hunter* (UH) a cada aparato sanitario del salón de usos múltiples.

6 inodoros con tanque x 5 UH = 30 UH
 4 urinarios con tanque x 3 UH = 12 UH
 6 lavamanos x 1,5 UH = 9 UH
 Total = 51 UH

Tabla LXXX. **Unidades de gasto según aparato sanitario**

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.

Se utilizará un valor de 55 unidades de *Hunter* y el gasto en litro por segundo (l/s) se obtiene mediante la tabla LXXXI.

Tabla LXXXI. **Gastos probables para el método de *Hunter***

No. de	Gasto		No. de	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.

Se puede observar que el gasto probable es de 1,19 litros por segundo que equivalen a 0,00119 metros cúbicos por segundo.

La Dirección Municipal de Aguas de la Municipalidad de San Lucas Sacatepéquez indica que el valor de la velocidad promedio de la red de distribución municipal en el sector es de 2 metros por segundo.

$$A = \frac{Q}{V}$$

Donde:

Q = caudal de diseño (m³/s)

A = área de la sección de la tubería a utilizar (m²)

V = velocidad (m/s)

Entonces:

$$A = \frac{0,00119}{2} = 0,000595 \text{ m}^2 * \frac{(39.37 \text{ plg})^2}{1 \text{ m}^2} = 0,92 \text{ plg}^2$$

Por tanto, se utilizará tubería de diámetro igual a 1 ¼", que posee un diámetro de 1,23 plg².

2.2.8.3. Instalaciones sanitarias

- Drenaje sanitario

El drenaje sanitario debe ser capaz de recolectar y evacuar las aguas residuales que se producen en el salón de usos múltiples. Esto se hace por medio de un conjunto de tuberías y estructuras que deben seguir las siguientes consideraciones del FHA:

- Las cajas de registro se deben colocar en los extremos inferiores de bajadas, en la unión de dos o más colectores, en cambios de dirección y cada 15 metros, como máximo en tramos rectos.
- Las tuberías enterradas deberán tener una pendiente mínima de 2 % y una máxima de 6 %.

Utilizando como referencia la tabla LXXX se establece un número de unidades de descarga (UD) y un diámetro de tubería por cada aparato sanitario, tomando en cuenta la clase de la instalación.

Para este proyecto se considera una instalación de segunda clase, debido a que esta se refiere a instalaciones semipúblicas, es decir, donde los muebles sanitarios son utilizados por número limitado de personas.

Tabla LXXXII. Unidades de descarga y diámetro mínimo 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.

71.

6 inodoros con tanque x 5 UD = 30 UD
 4 urinarios con tanque x 2 UD = 8 UD
 6 lavamanos x 2 UD = 12 UD
 Total = 50 UD

Tabla LXXXIII. **Diámetro de las derivaciones en colector**

Derivación en colector		Número máximo de unidades de descarga			
mm	pulg.	Derivación horizontal s=0	Pendiente		
			1/100	2/100	3/100
32	1 ½	1	1	1	1
38	1 ½	2	2	2	2
50	2	4	5	6	8
63	2 ½	10	12	15	18
75	3	20	24	27	36
100	4	68	84	96	114
125	5	144	180	234	280
150	6	264	330	440	580
200	8	696	870	1150	1680
250	10	1392	1740	2500	3600
300	12	2400	3000	4200	6500
350	14	4800	6000	8500	135000

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 72.

Tomando en cuenta la tabla LXXXI y el total de unidades de descarga, el sistema de drenaje sanitario se diseña con una pendiente de 2 %. La tubería entre cajas de registro y para todo el circuito de colectores será de 3", mientras que los lavamanos, sanitarios y urinarios utilizarán tubería de 3".

- Drenaje pluvial

La edificación también debe disponer de un sistema capaz de evacuar las aguas pluviales. Para esto, primero, se debe conocer la intensidad de lluvia, que se calculará para un período de retorno de 20 años, un tiempo de concentración de 5 minutos y tomando los datos de la estación Suiza Contenta, como en la sección 2.1.9.3. de este documento, se tiene una intensidad de lluvia de 277,39 mm/hr.

Tabla LXXXIV. **Área máxima a drenar con una bajada de agua pluvial**

Diámetro (pulgadas)	Área máxima (m ²)
2	30
2 ½	60
3	100
4	210
6	625

Fuente: Instituto de fomento de hipotecas aseguradas (FHA). *Normas de planificación y construcción*. p.84.

A partir de la tabla anterior, se puede observar el área máxima que, según las normas del FHA, puede drenar una bajada pluvial dependiendo del diámetro de la tubería que se utilice. Todo esto para una intensidad de lluvia de 200 mm/hr.

Con base en lo anterior, se propone colocar 6 bajadas de agua pluvial de tubería PVC de 4", ya que el área total por drenar es de 300 metros cuadrados, cada bajante drenará un área de 50 metros cuadrados.

2.2.9. Desarrollo del proyecto

2.2.9.1. Presupuesto

A continuación se muestra el resumen del presupuesto para el salón de usos múltiples.

Tabla LXXXV. Presupuesto del salón de usos múltiples

Núm.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Total
1	Trabajos preliminares				
1,1	Limpieza preliminar	941,68	m ²	Q 7,48	Q 7 041,21
1,2	Corte y nivelación	74,17	m3	Q 106,37	Q 7 889,52
1,3	Relleno y compactación	18,46	m3	Q 163,01	Q 3 009,08
1,4	Trazo y estaqueado	95,00	ml	Q 36,94	Q 3 509,63
2	Cimentaciones				
2,1	Excavación	83,05	m3	Q 133,17	Q 11 059,91
2,2	Cimiento corrido tipo CC-1	80,00	ml	Q 422,66	Q 33 812,68
2,3	Cimiento corrido tipo CC-2	15,00	ml	Q 185,63	Q 2 784,40
2,4	Relleno	28,00	m3	Q 144,28	Q 4 039,80
3	Columnas				
3,1	Columna C-1	101,20	ml	Q 553,97	Q 56 061,32
3,2	Columna C-2	136,60	ml	Q 351,14	Q 47 965,85
3,3	Columna C-3	7,20	ml	Q 311,58	Q 2 243,36
4	Muros				
4,1	Muro de block de 0,14*0,19*0,39 m; 70 kg/cm ²	304,00	m ²	Q 179,12	Q 54 453,63
4,2	Muro de block de 0,14*0,19*0,39 m; 35 kg/cm ²	46,80	m ²	Q 175,05	Q 8 192,29
4,3	Solera hidrófuga	80,00	ml	Q 185,08	Q 14 806,71
4,4	Solera final	95,00	ml	Q 373,70	Q 35 501,13
4,5	Solera intermedia	190,00	ml	Q 370,75	Q 70 442,72
5	Cubierta autoportante				
5,1	Cubierta autoportante en lámina Aluzinc; norma ASTM A792	1,00	global	Q 84 234,21	Q 84 234,21
5,2	Viga canal	60,00	ml	Q 741,35	Q 44 481,05
6	Acabados				
6,1	Piso cerámico de 40 x 40 cm	300,00	m ²	Q 339,57	Q 101 871,68

Continuación de la tabla LXXXV.

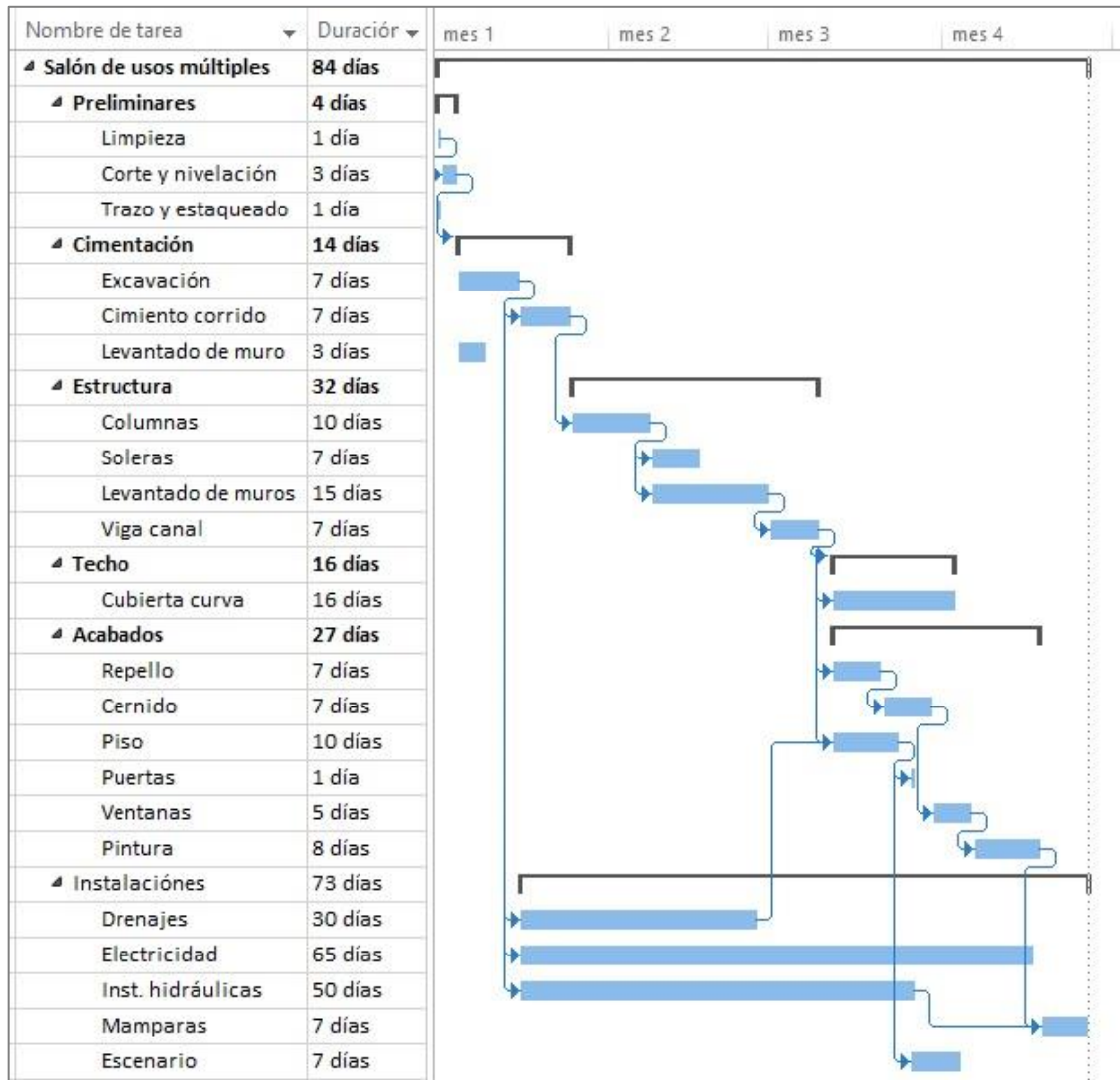
6,2	Repello de muro, viga y columnas vistas	665,38	m ²	Q76,98	Q 51 218,58
6,3	Cernido y pintura de muro, viga y columnas vistas	614,98	m ²	Q 146,06	Q 89 824,95
6,4	Azulejo de 20 x 31; alta calidad	50,40	m ²	Q 193,68	Q 9 761,43
6,5	Puerta P1	2,00	unidad	Q 4 403,57	Q 8 807,14
6,6	Puerta P2	2,00	unidad	Q 1 712,50	Q 3 425,00
6,7	Ventana V1	30,00	unidad	Q 1 119,24	Q 33 577,23
6,8	Ventana V2	2,00	unidad	Q 1 003,65	Q 2 007,29
6,9	Ventana V3	2,00	unidad	Q 611,61	Q 1 223,21
7	Instalaciones				
7,1	Instalaciones de iluminación	1,00	global	Q 22 253,80	Q 22 253,80
7,2	Instalaciones de fuerza	1,00	global	Q 9 319,15	Q 9 319,15
7,3	Drenaje pluvial	1,00	global	Q 12 381,27	Q 12 381,27
7,4	Drenaje sanitario	1,00	global	Q 6 169,40	Q 6 169,40
7,5	Instalaciones hidráulicas	1,00	global	Q 3 492,77	Q 3 492,77
7,6	Instalación de artefactos sanitarios	1,00	global	Q 26 995,38	Q 26 995,38
7,7	Instalación de mamparas de acero inoxidable	1,00	global	Q 61 772,32	Q 61 772,32
7,8	Instalación de escenario de madera	1,00	global	Q 20 183,04	Q 20 183,04
Total					Q 955 812,15

Fuente: elaboración propia.

2.2.9.2. Cronograma de ejecución

En la siguiente figura, es posible observar que el salón de usos múltiples se ejecutará en 4 meses. Es importante mencionar que el cronograma está sujeto a cambios según lo requiera el proyecto.

Figura 68. **Cronograma de ejecución del salón de usos múltiples**



Fuente: elaboración propia, utilizando Project 2013.

2.2.9.3. **Elaboración de planos**

Los planos detallan los elementos que conforman la edificación. Estos deben elaborarse después de haber realizado todos los cálculos para el diseño

de la misma. Los planos finales del proyecto se pueden apreciar en el apéndice 2 y comprenden:

- **Arquitectura**
 - Planta amueblada
 - Planta acotada
 - Elevaciones y secciones
 - Acabados interiores y exteriores

- **Estructura**
 - Cimentaciones y columnas
 - Detalles de cimentaciones, columnas y soleras
 - Detalle de techo autoportante

- **Instalaciones**
 - Iluminación y fuerza
 - Drenaje sanitario y pluvial
 - Instalaciones hidráulicas

2.2.9.4. Evaluación ambiental inicial

A continuación se presenta la evaluación ambiental inicial conforme al formato requerido por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales de Guatemala (MARN):

Tabla LXXXVI. **Evaluación de impacto ambiental inicial**

I. INFORMACIÓN LEGAL	
I.1 Nombre del proyecto, obra, industria o actividad:	
Salón de usos múltiples, aldea Choacorrall, San Lucas Sacatepéquez	
I.1.1 Descripción del proyecto, obra, industria o actividad:	
Construcción de un salón de usos múltiples de 300 m ² con servicios sanitarios de damas y de caballeros, instalaciones hidráulicas, sanitarias y eléctricas.	
I.2 Información legal	
C) Nombre del Proponente o Representante Legal:	
<u>Alcalde de la municipalidad de San Lucas Sacatepéquez.</u>	
D) De la empresa:	
Razón social:	
<u>Municipalidad de San Lucas Sacatepéquez</u>	
Nombre comercial:	
<u>Municipalidad de San Lucas Sacatepéquez</u>	
I.4 Dirección de donde se ubicará el proyecto	
Kilómetro 28,5 Carretera Interamericana, municipio de San Lucas Sacatepéquez, departamento de Sacatepéquez.	
Especificar Coordenadas UTM o Geográficas	
Coordenadas UTM (Universal Transverse de Mercator Datum WGS84)	Coordenadas Geográficas Datum WGS84
Zona: 15 P	Latitud: 14°35'30,47" Norte
Coordenada Este: 754 586,29 m Este	Longitud: 90°38'12,96" Oeste
Coordenada Norte: 1 614 500,94 m Norte	
I.5 Dirección para recibir notificaciones:	
6a. Calle y 4a. Avenida Zona 1, San Lucas Sacatepéquez.	
I.6 Si para consignar la información de este formato fue apoyado por un profesional, por favor anote el nombre y profesión del mismo.	

Continuación de la tabla LXXXVI.

II. INFORMACIÓN GENERAL		
Se debe proporcionar una descripción de las operaciones que serán efectuadas en el proyecto, obra, industria o actividad, explicando las etapas siguientes:		
Etapas de:		
II.1 Etapa de construcción**	Operación	Abandono
<p>Actividades a realizar:</p> <p>trazo y corte, relleno y nivelación ; excavación para la realización de zapatas y cimiento corrido; realización y colocación de concreto para diferentes elementos estructurales; instalación de tubería para distribución de agua potable y para drenajes sanitarios; elaboración de cajas unión y de registro; colocación de azulejos y artefactos sanitarios; montaje de paneles de acero para techo curvo; instalación de tubería y cableado para servicio de electricidad; elaboración de repellos y cernidos e instalación de piso de granito, puertas y ventanas.</p> <p>Insumos necesarios:</p> <p>Arena de río, arena cernida, pedrín 3/8", cemento, agua, barras de acero de diferentes diámetros, block pómez, ladrillo tayuyo, tubería PVC de diferentes diámetros, diferentes accesorios de PVC, poliducto, alambres calibre 12 AWG THNN, interruptores dobles y triples, tomacorrientes, plafoneras, vidrio, piso de granito, azulejo; paneles curvos de acero.</p>	<p>Actividades o procesos:</p> <p>El proyecto constituirá un espacio adecuado para realizar actividades sociales, económicas, entre otros.</p> <p>Materia prima o insumos</p> <p>Por la naturaleza del proyecto no se requiere de materias primas o insumos durante la operación del mismo.</p> <p>Maquinaria</p> <p>Debido a que es una obra civil, no se requiere maquinaria para la operación del proyecto.</p> <p>Productos y subproductos (bienes o servicios)</p> <p>Desechos sólidos ordinarios.</p> <p>Horario de trabajo</p> <p>El edificio funcionará en diferentes horarios, según lo requiera la comunidad.</p> <p>Otros de relevancia</p> <p>----</p>	<p>Acciones a tomar en caso de cierre:</p> <p>Por la naturaleza del proyecto no se espera el cierre del mismo.</p>

Continuación de la tabla LXXXVI.

<p>Diferentes herramientas de construcción.</p> <p>Maquinaria:</p> <p>Camiones de volteo Compactadora Mezcladora</p> <p>Otros de relevancia ----</p> <p>**Adjuntar plano</p>																	
<p>II.3 Área</p> <p>d) Área total del terreno en metros cuadrados: <u>941,68 m²</u>.</p> <p>e) Área de ocupación del proyecto en metros cuadrados: <u>300 m²</u>.</p> <p>f) Área total de construcción en metros cuadrados: <u>300 m²</u>.</p>																	
<p>II.4 Actividades colindantes al proyecto</p> <p>NORTE <u>Carretera CA-1</u> SUR <u>Viviendas</u>. ESTE <u>Camino Ruta a Eco Jinayá</u> OESTE <u>Club Torino</u>.</p> <p>Describir detalladamente las características del entorno (viviendas, barrancos, ríos, basureros, iglesias, centros educativos, centros culturales, etc.):</p> <table border="1" data-bbox="328 1297 1421 1486"> <thead> <tr> <th>DESCRIPCIÓN</th> <th>DIRECCIÓN (NORTE, SUR, ESTE, OESTE)</th> <th>DISTANCIA AL SITIO DEL PROYECTO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Carretera CA-1</td> <td>Norte</td> <td>800 metros</td> </tr> <tr> <td>Viviendas</td> <td>Sur</td> <td>Colindancia directa</td> </tr> <tr> <td>Camino Ruta Eco Jinayá</td> <td>Este</td> <td>Colindancia directa</td> </tr> <tr> <td>Club Torino</td> <td>Oeste</td> <td>300 metros</td> </tr> </tbody> </table>			DESCRIPCIÓN	DIRECCIÓN (NORTE, SUR, ESTE, OESTE)	DISTANCIA AL SITIO DEL PROYECTO	Carretera CA-1	Norte	800 metros	Viviendas	Sur	Colindancia directa	Camino Ruta Eco Jinayá	Este	Colindancia directa	Club Torino	Oeste	300 metros
DESCRIPCIÓN	DIRECCIÓN (NORTE, SUR, ESTE, OESTE)	DISTANCIA AL SITIO DEL PROYECTO															
Carretera CA-1	Norte	800 metros															
Viviendas	Sur	Colindancia directa															
Camino Ruta Eco Jinayá	Este	Colindancia directa															
Club Torino	Oeste	300 metros															
<p>II.5 Dirección del viento</p> <p>De norte a este.</p>																	
<p>II.7 Datos laborales</p> <p>d) Jornada de trabajo: diurna (X), Nocturna (), Mixta () Horas extras: <u>0</u></p> <p>e) Número de empleados por jornada: <u>12</u> Total empleados: <u>12</u></p> <p>f) Otros datos laborales, especifique <u>-----</u></p>																	

Continuación de la tabla LXXXVI.

II.8 PROYECCIÓN DE USO Y CONSUMO DE AGUA, COMBUSTIBLES, LUBRICANTES REFRIGERANTES, OTROS....							
CONSUMO DE AGUA, COMBUSTIBLE, LUBRICANTE, REFRIGERANTE, OTRO							
	Tipo	Si/ No	Cantidad/ (mes/ día/ hora)	Proveedor	Uso	Especificaciones u observaciones	Forma de almacenamiento
Agua	Servicio público	Si	10 m ³ / mes	Municipal	Elaborar de mezcla de concreto y morteros. Limpieza de personal y herramienta.	----	Recipientes plásticos
	Pozo	No	--	--	--	--	--
	Servicio especial	No	--	--	--	--	--
	superficial	No	--	--	--	--	--
	Gasolina	Si	8 gal/ mes	E. Privada	Vehículos Maquinaria	--	Recipientes plásticos
Comb	Diésel	Si	15 gal/ mes	E. Privada	Maquinaria pesada	--	Recipientes plásticos
	Búnker	--	--	--	--	--	--
	GLP	--	--	--	--	--	--
	Solubles	--	--	--	--	--	--
Lubric	No solubles						
	Refrig	--	--	--	--	--	--
Otros	--	--	--	--	--	--	--
III. TRANSPORTE							
<p>III.1 En cuanto a aspectos relacionados con el transporte y parqueo de vehículos de la empresa, proporcionar los datos siguientes:</p> <p>d) Número de vehículos: <u>4</u></p> <p>e) Tipo de vehículo: <u>1 camión de volteo, 1 retroexcavadora, 1 rodo compactador, 1 pick-up.</u></p> <p>f) Sitio de estacionamiento y área que ocupa: <u>terreno libre en donde se llevará a cabo el salón.</u></p>							
IV. IMPACTOS AMBIENTALES QUE PUEDAN SER GENERADOS POR EL PROYECTO, OBRA, INDUSTRIA O ACTIVIDAD							
<p>IV.1 CUADRO DE IMPACTOS AMBIENTALES</p> <p>En el siguiente cuadro identificar el o los impactos ambientales que pueden ser generados como resultado de la construcción y operación del proyecto, obra, industria o actividad. Marcar con una X o indicar que no aplica, por lo que se requiere que se detalle y describa la información, indicando si corresponde o no a sus actividades.</p>							

Continuación de la tabla LXXXVI.

Aspecto ambiental	Impacto ambiental	Tipo de impacto ambiental	Indicar los lugares de donde se espera se generen los impactos ambientales	Manejo ambiental Indicar que se hará para evitar el impacto al ambiente, trabajadores y/o vecindario
Aire	Gases o partículas (polvo, vapores, humo, hollín, monóxido de carbono, óxidos de azufre, entre otros).	Se generarán partículas de polvo derivadas de las actividades de construcción.	Se generará por polvo durante las actividades de demolición, excavación y elaboración de mezclas de concreto y morteros.	Se recomienda humedecer el área y los bancos de arena cada 4 horas; también cubrir los bancos de material con una membrana plástica.
	Ruido	Los sonidos que se producirán durante la construcción no sobrepasarán los 110 decibelios. Estos sonidos tienen esta intensidad a una distancia máxima de 3 metros.	Se alcanzarán los 110 decibelios durante la demolición. En las demás etapas de la construcción no se superarán los 95 decibelios.	Se proveerá de tapones para oídos a los trabajadores para prevenir cualquier inconveniente.
	Vibraciones	Las vibraciones serán mínimas.	Las vibraciones, principalmente, se podrán producir durante la compactación.	Ya que no se producirán vibraciones fuertes no es necesario llevar a cabo ninguna clase de mitigación.
	Olores	Por la naturaleza del proyecto no se producirán malos olores.	No se producirán malos olores.	Con base en que no existe impacto ambiental no es necesario realizar ninguna clase de manejo ambiental.

Continuación de la tabla LXXXVI.

Agua	Abastecimiento de agua	Se utilizará el servicio de agua municipal.	El agua será utilizada en todas las etapas de la construcción de la obra: para la elaboración de la mezcla. Durante la operación se utilizará 30 l/m ² de uso del edificio.	Se utilizará únicamente la cantidad requerida para el diseño de las mezclas. Se colocarán artefactos ahorradores de agua.
	Aguas residuales ordinarias	10 m ³ / mes	Durante la construcción del proyecto se producirán por el uso de los trabajadores y limpieza de herramientas.	Se utilizará el servicio sanitario de la escuela cuyo drenaje de aguas negras se encuentra conectado al drenaje principal del municipio.
	Aguas residuales especiales	Por la naturaleza del proyecto no se producirá este impacto ambiental.	No habrá ningún sistema que produzca este tipo de aguas residuales.	Ya que no se generará impacto ambiental no será necesario llevar a cabo ninguna clase de manejo ambiental.
	Mezcla de las aguas residuales anteriores	Por la naturaleza del proyecto no se producirá este impacto ambiental.	No habrá ningún sistema que produzca este tipo de aguas residuales.	Ya que no se generará impacto ambiental no será necesario llevar a cabo ninguna clase de manejo ambiental.
	Agua de lluvia	El agua de lluvia se infiltra directamente en el suelo.	---	Durante la construcción el agua de lluvia será conducida por pendiente natural del terreno hacia el drenaje principal mientras que durante la operación se instalarán bajadas

Continuación de la tabla LXXXVI.

Agua				de agua, las cuales se conectarán al drenaje pluvial principal.
Suelo	Desechos sólidos	<p>Construcción: 5,6 lbs/día</p> <p>Operación: 50 lbs/día</p>	Durante la construcción los trabajadores producirán desechos sólidos comunes y durante la operación los usuarios del edificio; en ambos casos, como resultado de las actividades normales diarias.	Los desechos sólidos serán recolectados y transportados hacia un relleno sanitario para su correcta disposición final.
	Desechos peligrosos	Por la naturaleza del proyecto no se producirá este impacto ambiental.	Ninguna actividad producirá este tipo de desechos.	Ya que no se generará impacto ambiental no será necesario llevar a cabo ninguna clase de manejo ambiental.
	Descarga de aguas residuales	Por la naturaleza del proyecto no se producirá este impacto ambiental.	Ninguna actividad producirá este tipo de impacto sobre el suelo.	Ya que no se generará impacto ambiental no será necesario llevar a cabo ninguna clase de manejo ambiental.
	Modificación del relieve o topografía del área.	Se realizará un corte y relleno.	Para la realización del proyecto se modificará la topografía en pequeñas dimensiones.	Se realizara compactación para evitar grandes asentamientos posteriores.

Continuación de la tabla LXXXVI.

Biodiversidad	Flora	Ninguna clase de planta se verá afectada durante la construcción u operación de la obra.	---	Con base en que no habrá impacto ambiental, no será necesario llevar a cabo ninguna clase de manejo ambiental
	Fauna	Por la construcción u operación de la obra no se afectará ningún tipo de animal.	---	Con base en que no habrá impacto ambiental, no será necesario llevar a cabo ninguna clase de manejo ambiental.
	Ecosistema	Por la construcción u operación de la obra no se afectará ningún tipo de animal.	---	Con base en que no habrá impacto ambiental, no será necesario llevar a cabo ninguna clase de manejo ambiental
Visual	Modificación del paisaje	No habrá modificación del paisaje ya que es un área donde existen viviendas alrededor.	---	El edificio se integra a la zona ya que es una zona urbana.
Social	Cambio o modificaciones sociales, económicas y culturales, incluyendo monumentos arqueológicos.	En este caso se tendrá un impacto positivo ya que se mejorará el servicio recreativo durante la operación y se crearán oportunidades de trabajo durante la construcción.	---	Debido a que el impacto ambiental es positivo, no será necesario llevar a cabo ninguna clase de manejo ambiental.
Otros	Desechos de construcción	---	Se producirán desechos sólidos derivados del proceso de construcción.	Se conducirá al relleno sanitario municipal dedicado exclusivamente a este tipo de desechos.

Continuación de la tabla LXXXVI.

V. DEMANDA Y CONSUMO DE ENERGÍA
<p>CONSUMO</p> <p>V.1 Consumo de energía por unidad de tiempo (kW/hr o kW/mes): <u>500 kW/mes</u></p> <p>V.2 Forma de suministro de energía</p> <p>d) Sistema público (X) e) Sistema privado () f) Generación propia ()</p> <p>V.3 Dentro de los sistema eléctricos de la empresa ¿se utilizarán transformadores, condensadores, capacitores o inyectores, eléctricos? SI <u>x</u> NO <u> </u></p> <p>V.4 ¿Qué medidas propone para disminuir el consumo de energía o promover el ahorro de energía? Además de utilizar lámparas y reflectores ahorradores de energía, se aprovechará la iluminación natural.</p>
VI. EFECTOS Y RIESGOS DERIVADOS DE LA ACTIVIDAD
<p>VI.1 Efectos en la salud humana del vecindario</p> <p>d) <input checked="" type="checkbox"/> la actividad no representa riesgo a la salud de pobladores cercanos al sitio. e) <input type="checkbox"/> la actividad provoca un grado leve de molestia y riesgo a la salud de pobladores. f) <input type="checkbox"/> la actividad provoca grandes molestias y gran riesgo a la salud de pobladores.</p> <p>Del inciso marcado explique las razones de su respuesta, identificar que o cuales serían las actividades riesgosas:</p> <p>El proyecto no representa riesgo para la salud de los pobladores cercanos al sitio ya que son actividades básicas de construcción, además que el área de construcción no estará expuesta directamente con el paso de los vecinos.</p>
<p>VI.2 Efectos en la salud humana del vecindario</p> <p>a) Inundación () b) Explosión () c) Deslizamientos () d) Derrame de combustible () e) Fuga de combustible () e) Incendio () f) Otro ()</p> <p>Detalle la información explicando el por qué</p> <p>Debido a la naturaleza y al área en la que está ubicado el proyecto, no hay ningún riesgo de los mencionados anteriormente ni ningún otro.</p>
<p>VI.3 Riesgos ocupacionales:</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Existe alguna actividad que represente riesgo para la salud de los trabajadores. <input type="checkbox"/> La actividad provoca un grado leve de molestia y riesgo a la salud de los trabajadores.</p>

Continuación de la tabla LXXXVI.

<input type="checkbox"/>	La actividad provoca grandes molestias y gran riesgo a la salud de los trabajadores.
<input type="checkbox"/>	No existen riesgos para los trabajadores.
Ampliar información:	
No existe ningún riesgo para los trabajadores.	
VI.4 Equipo de protección personal:	
VI.4.1 Se provee de algún equipo para la protección de los trabajadores: Si (X) No ()	
VI.4.2 Detallar qué clase de equipo de protección proporciona:	
Chaleco reflectivo, casco, tapones para oídos, mascarillas, lentes y guantes de seguridad.	
VI.4.3 Qué medidas propone para evitar las molestias o daños a la salud de la población o trabajadores.	
Los trabajadores siempre deben utilizar el chaleco reflectivo y casco y deben portar el otro equipo de seguridad siempre que la actividad lo requiera.	

Fuente: elaboración propia, utilizando formato del MARN.

CONCLUSIONES

1. La construcción del edificio de dos niveles para la Escuela Nacional Urbana Mixta República Federal de Centro América beneficiará a los estudiantes de primaria, brindando espacios acondicionados para la prestación del servicio de educación.
2. El desarrollo del salón de usos múltiples ofrecerá mayor comodidad para la realización de actividades sociales, culturales y económicas de los vecinos de la aldea Choacorrá.
3. La edificación escolar de dos niveles y el salón de usos múltiples se diseñaron bajo requerimientos de normas y códigos nacionales e internacionales vigentes en Guatemala, que garantizan la sismoresistencia y calidad en el funcionamiento de ambas estructuras.

RECOMENDACIONES

1. Contratar profesionales capacitados para la supervisión técnica de los proyectos, para garantizar la integridad de cada diseño.
2. Antes de la contratación de los proyectos, se sugiere realizar una actualización de los presupuestos presentados, debido a la fluctuación en el precio de los materiales de construcción y de mano de obra.
3. Tomar en cuenta todas las especificaciones técnicas de los planos constructivos durante la ejecución de los proyectos.
4. Utilizar materiales de construcción que cumplan con los estándares y normas vigentes en Guatemala, para garantizar el correcto funcionamiento de las estructuras.
5. Establecer un programa de mantenimiento para ambos proyectos, que incluyan la concientización de la población acerca de su importancia y uso adecuado, con el fin de que ambos cumplan con su vida útil proyectada.

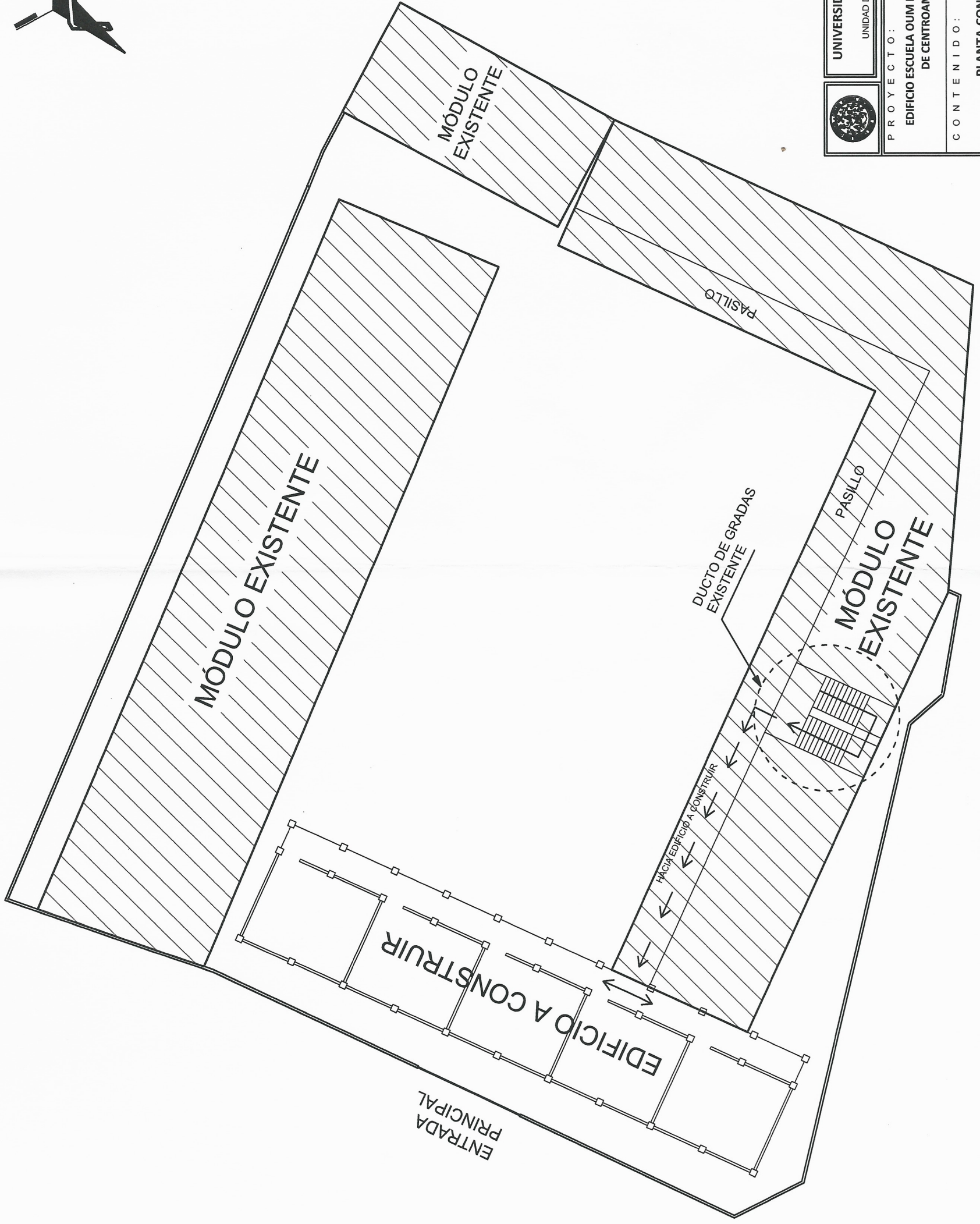
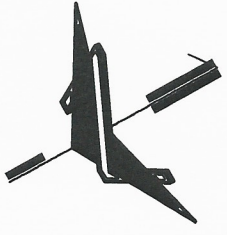
BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. *Requisitos de reglamento para concreto estructural y comenario*. (ACI 318S-08). Michigan: ACI, 2008. 520 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. 75 p.
3. DAS, Braja M. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 4a. Ed. México: International Thomson Editores, 2001. 855 p.
4. Departamento de Catastro de la Municipalidad de San Lucas Sacatepéquez. *Monografía de San Lucas Sacatepéquez*. San Lucas Sacatepéquez, Guatemala: Municipalidad de San Lucas Sacatepéquez. 2009. 26 p.
5. LÓPEZ VENEGAS, Jorge Mauricio. *Procedimiento simplificado para la verificación sísmica en construcciones de mampostería*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2003. 148 p.
6. Secretaría de Planificación y Programación de la Presidencia. *Plan de desarrollo de San Lucas Sacatepéquez, Sacatepéquez*. Guatemala: Segeplan. 2010. 85 p.

APÉNDICES

Apéndice 1. **Planos del proyecto del edificio escolar de dos niveles para la EOUM República Federal de Centro América**

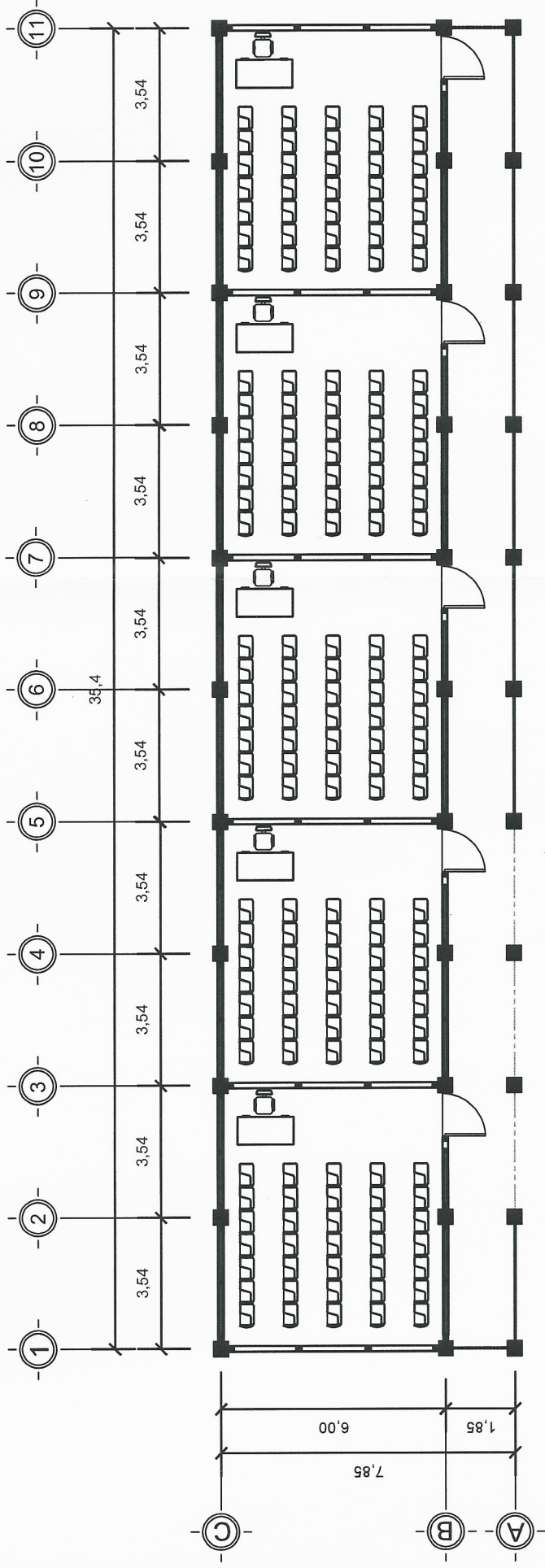
- 1/17: Plano de planta conjunto
- 2/17: Plano de planta arquitectónica
- 3/17: Plano de planta acotada del primer nivel
- 4/17: Plano de planta acotada del segundo nivel
- 5/17: Plano de planta de acabados del primer nivel
- 6/17: Plano de planta de acabados del segundo nivel
- 7/17: Plano de elevaciones y secciones
- 8/17: Plano de cimentaciones y columnas
- 9/17: Plano de detalles de cimentaciones y columnas
- 10/17: Plano de armado de losas del primer nivel
- 11/17: Plano de armado de losas del segundo nivel
- 12/17: Plano de armado de vigas ejes A, B y C
- 13/17: Plano de armado de vigas ejes del 1 al 11 del segundo nivel
- 14/17: Plano de armado de vigas ejes del 1 al 11 del primer nivel
- 15/17: Plano de instalación eléctrica (iluminación)
- 16/17: Plano de instalación eléctrica (fuerza)
- 17/17: Plano de drenaje pluvial



	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
PROYECTO: EDIFICIO ESCUELA OUM REPÚBLICA FEDERAL DE CENTROAMÉRICA	REVISOR: INGA MAYRA GARCÍA DISEÑO: RUBI GÓMEZ CORDOVA CALCULO: RUBI GÓMEZ CORDOVA DIBUJO: RUBI GÓMEZ CORDOVA ESCALA: 1/250 FECHA: 2016 y EPS
CONTENIDO: PLANTA CONJUNTO	INGA MAYRA GARCÍA ASESORA - SUPERVISORA Unidad de Prácticas Profesionales
PRESENTADO:	INGA MAYRA GARCÍA INGA MAYRA GARCÍA SORA
FOLIO No. 1 / 17	

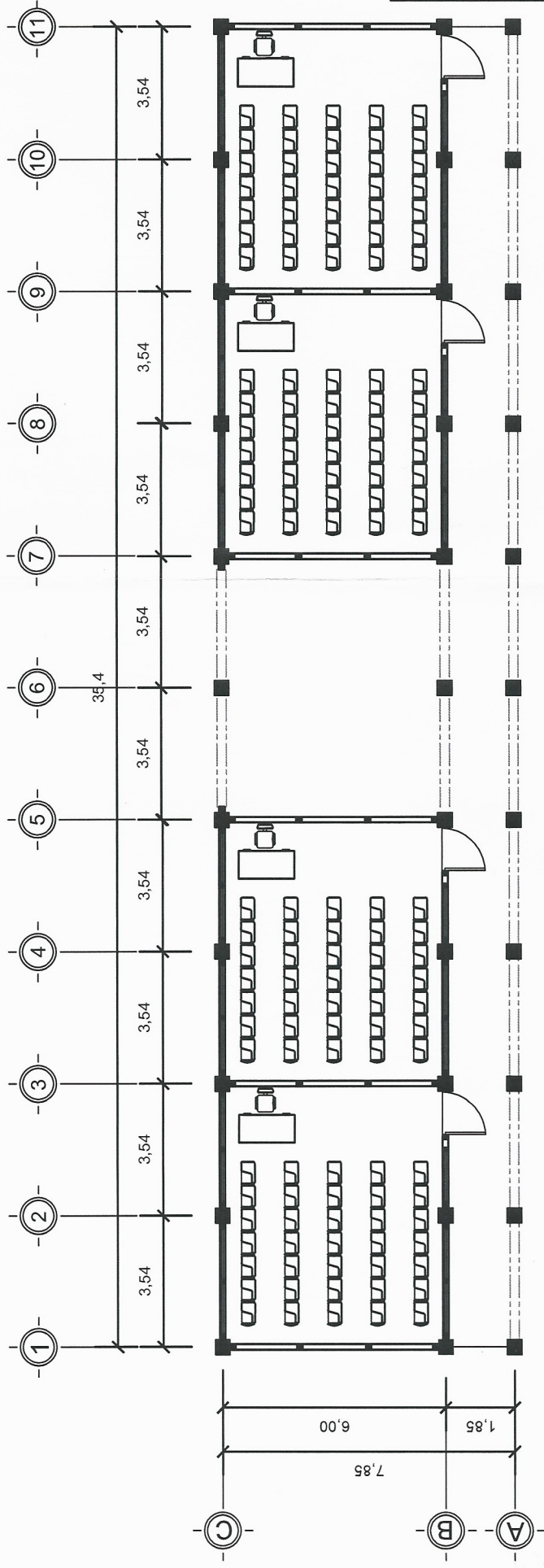
PLANTA CONJUNTO

ESCALA: 1/250



PLANTA ARQUITECTÓNICA
SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1/150



PLANTA ARQUITECTÓNICA
PRIMER NIVEL

ESCALA: 1/150



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:

EDIFICIO ESCUELA OUM REPÚBLICA FEDERAL
DE CENTROAMÉRICA

CONTENIDO:

PLANTA ARQUITECTÓNICA

PRESENTÓ:

ARQUITECTO

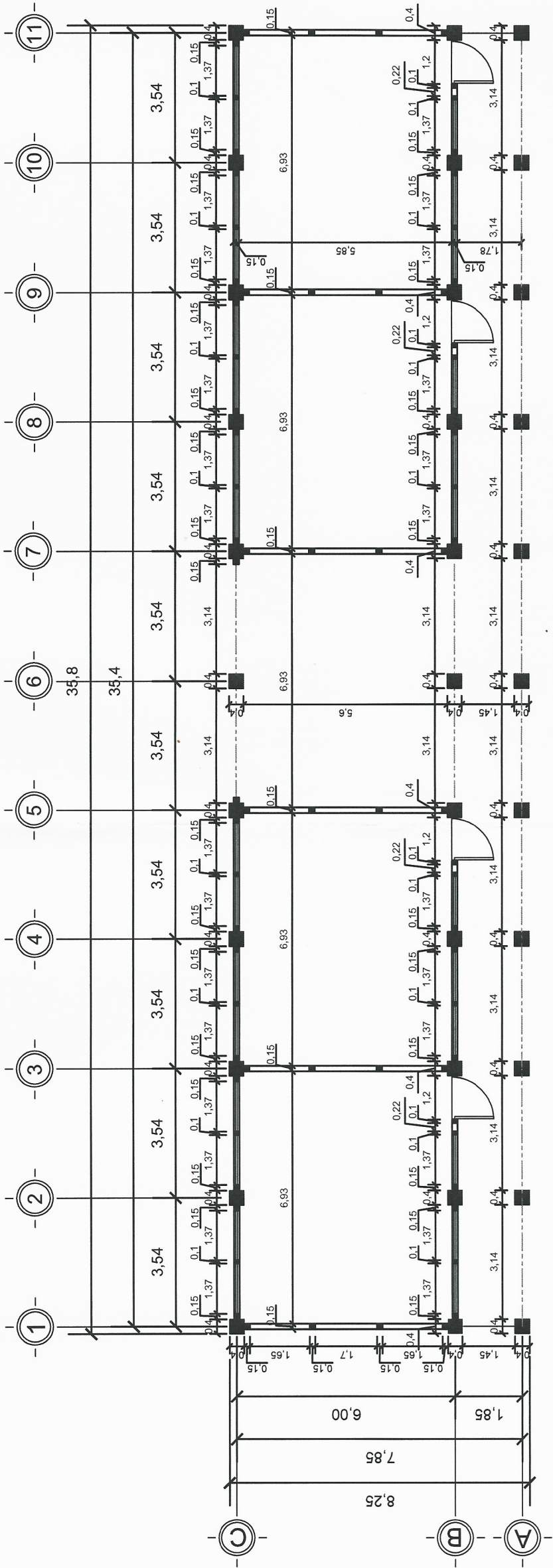
RUBI GÓMEZ CORDOVA

ING. MAYRA GARCÍA

HOJA No. **2** / **17**

REVISÓ: INGA. MAYRA GARCÍA
DISEÑO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
CALCULO: CALCULO
DIBUJO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
REVISOR: RUBI GÓMEZ CORDOVA
ESCALA: 1/150
FECHA: JULIO 2016

ASOCIACIÓN DE INGENIEROS DE CENTROAMÉRICA
Ing. Mayra Rebecca Carrizo S.
ASESORA - SUPERVISOR



PLANTA ACOTADA

PRIMER NIVEL

ESCALA: 1/125



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:

EDIFICIO ESCUELA OUM REPÚBLICA FEDERAL
DE CENTROAMÉRICA

CONTENIDO:

PLANTA ACOTADA: PRIMER NIVEL

Inga. Mayra Rebeca Carrizosa

11/25

JULIO 2016

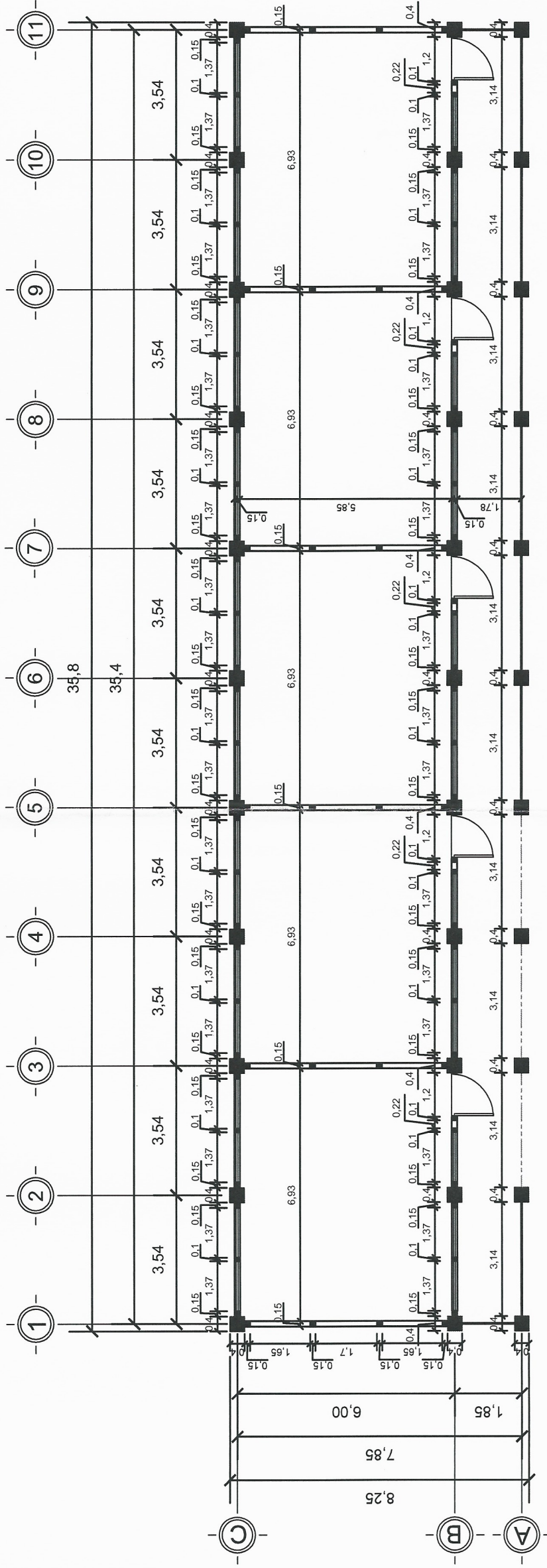
PRESENTO:

RUBI AIGUAL GÓMEZ CORDOVA

UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

HOJA No. 3

17



P L A N T A A C O T A D A
SEGUNDO NIVEL

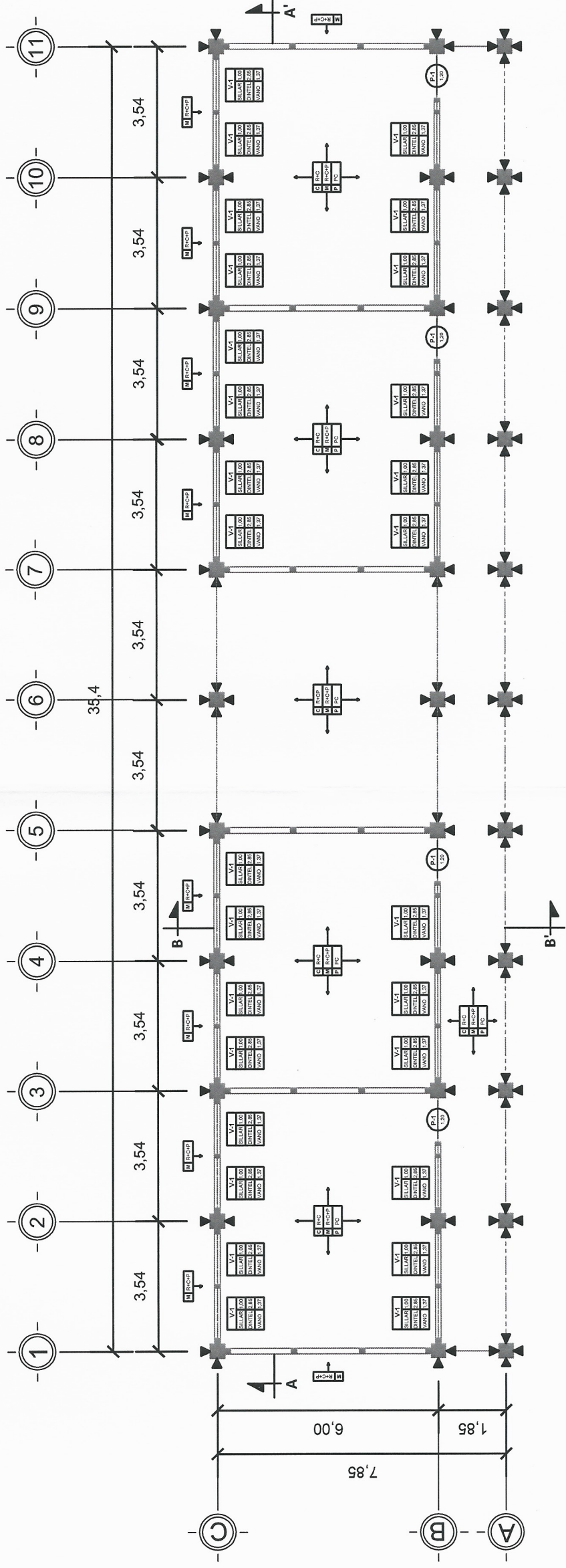
ESCALA: 1/125

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
--	--

PROYECTO: EDIFICIO ESCUELA OUM REPÚBLICA FEDERAL DE CENTROAMÉRICA
--

CONTENIDO: PLANTA ACOTADA: SEGUNDO NIVEL <small>Ingeniero Rubi Gómez Córdoba</small> ASSESORA - SUPERVISORA
--

PRESENTO: <small>Rubi Gómez Córdoba</small> INGENIERO ESPECIALISTA EN CONSTRUCCIÓN	4 / 17
---	--------



PLANTA DE ACABADOS

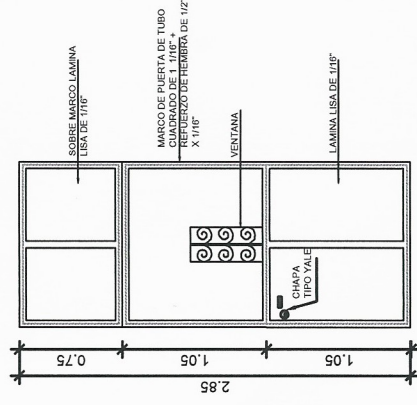
PRIMER NIVEL

ESCALA: 1/125

N O M E N C L A T U R A	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	INDICA ACABADO EN CIELO
	INDICA ACABADO EN MURO
	INDICA ACABADO EN PISO
	INDICA BARRANDIL METÁLICO
	INDICA TIPO DE PUERTA
	INDICA ANCHO DE PUERTA
	INDICA REPELLO - CERNIDO + PINTURA EN VIGAS Y COLUMNAS VISTAS
	INDICA TIPO DE VENTANA
	INDICA ALTURA DE SILLAR EN METROS
	INDICA ALTURA DE DINTEL EN METROS
	INDICA ANCHO DE VENTANA EN METROS

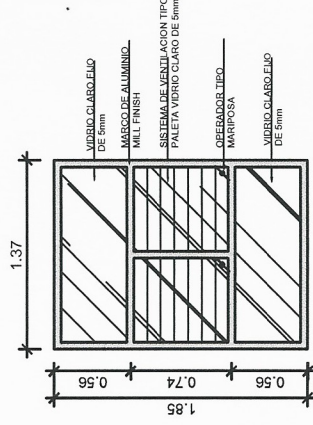
PLANILLA DE VENTANAS							
TIPO	SILLAR	DINTEL	VANO	ALTO	REMATE	UNIDAD	MATERIAL
V-1	1.00 m	2.85 m	1.37 m	1.85 m	HASTA VIGA	63	MARCO ALUMINIO - VIDRIO CLARO

PLANILLA DE PUERTAS						
TIPO	ANCHO	ALTO	REMATE	UNIDAD	SOBRE PUERTA	MATERIAL
P-1	1.20 m	2.10 m	HASTA VIGA	9	0.75 m	METAL



DETALLE PUERTA P - 1

ESCALA: 1/50



DETALLE VENTANA V - 1

ESCALA: 1/50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO



PROYECTO:
EDIFICIO ESCUELA OUM REPÚBLICA FEDERAL
DE CENTROAMÉRICA

CONTENIDO:

PLANTA DE ACABADOS: PRIMER NIVEL

REVISOR: INGA MAYRA GARCIA
DISEÑO: RUBI GOMEZ CORDOVA
CALCULO: RUBI GOMEZ CORDOVA
DIBUJO: RUBI GOMEZ CORDOVA
ESCALA: RUBI GOMEZ CORDOVA
INDICADA EN: RUBI GOMEZ CORDOVA
FECHA: RUBI GOMEZ CORDOVA
ASESORA - SUPERVISORA: RUBI GOMEZ CORDOVA

PRESENTO:

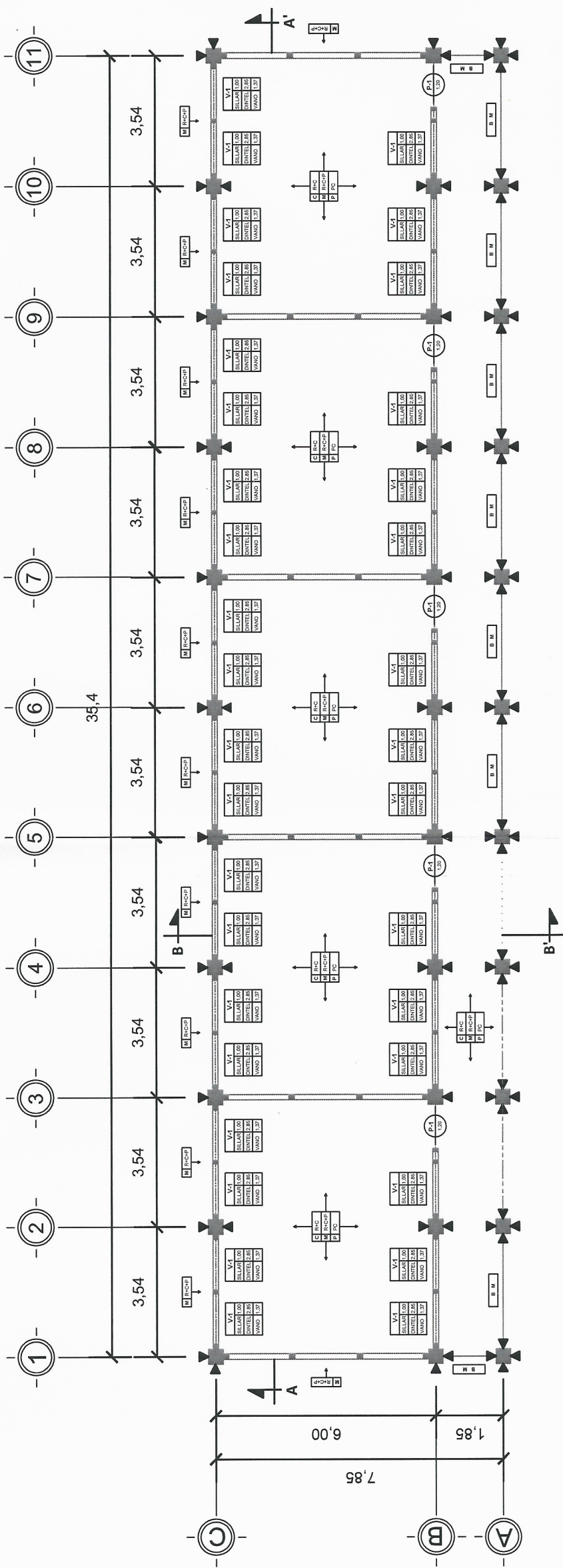
RUBI GOMEZ CORDOVA

APROBADO:

INGA MAYRA GARCIA

PROJ. N.º

5 / 17



PLANTA DE ACABADOS
SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1/125

N O M E N C L A T U R A	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
E	INDICA ACABADO EN CIELO
R-C	REPELLO - CERNO PLÁSTICO
R-C-P	REPELLO - CERNO - PINTURA
P-C	PISO CERÁMICO
B-M	INDICA BARANDAL METÁLICO
⊕	INDICA TIPO DE PUERTA
⊖	INDICA ANCHO DE PUERTA
▲	INDICA REPELLO - CERNO - PINTURA EN VIGAS Y COLUMNAS VISTAS
V	INDICA TIPO DE VENTANA
SILLAR	INDICA ALTURA DE SILLAR EN METROS
DINTEL	INDICA ALTURA DE DINTEL EN METROS
VANO	INDICA ANCHO DE VENTANA EN METROS

PLANILLA DE VENTANAS							
TIPO	SILLAR	DINTEL	VANO	ALTO	REMATE	UNIDAD	MATERIAL
V-1	1.00 m	2.25 m	1.37 m	1.85 m	HASTA VIGA	63	MARCO ALUMINIO - VIDRIO CLARO

PLANILLA DE PUERTAS						
TIPO	ANCHO	ALTO	REMATE	UNIDAD	SOBRE PUERTA	MATERIAL
P-1	1.20 m	2.10 m	HASTA VIGA	9	0.75 m	METAL

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

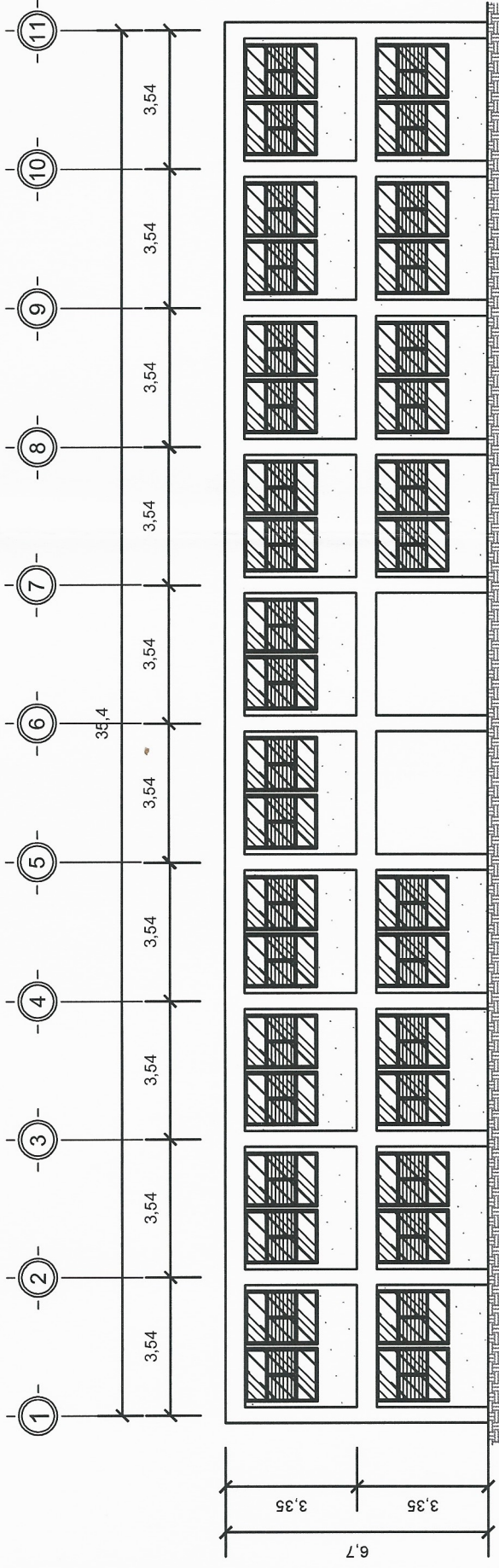
PROYECTO:
EDIFICIO ESCUELA OUM REPÚBLICA FEDERAL
DE CENTROAMÉRICA

CONTENIDO:
PLANTA DE ACABADOS - SEGUNDO NIVEL

PRESENTÓ:
RUBI ABIGAIL GÓMEZ CORDOVA

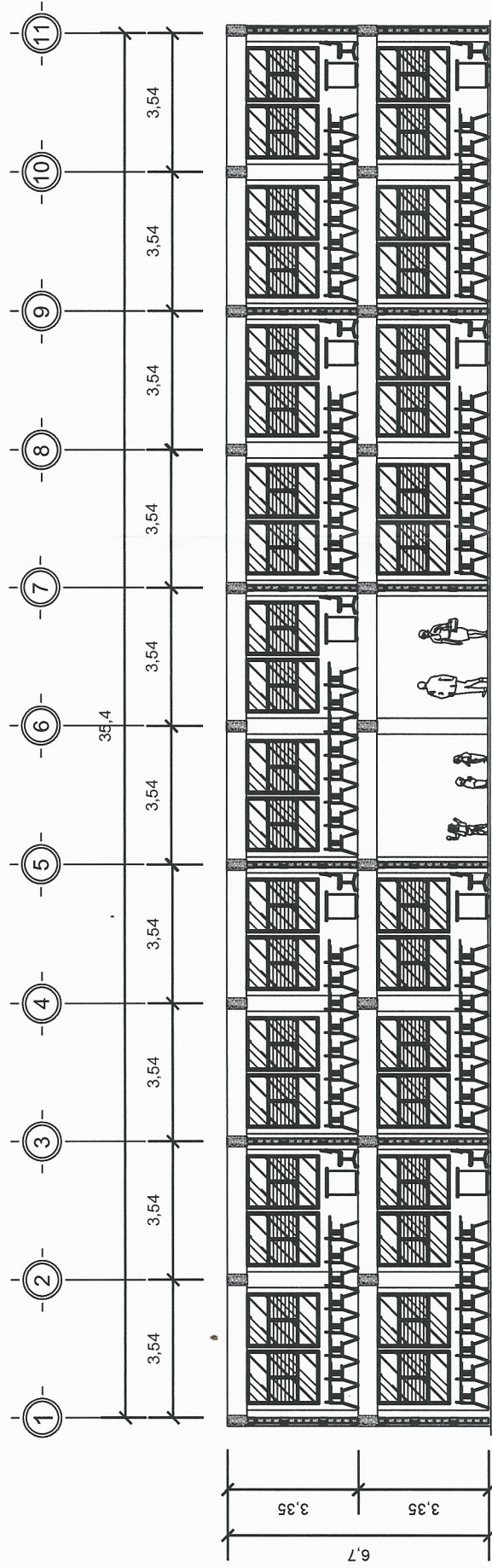
REVISÓ: INGA. MAYRA GARCÍA
DISEÑO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
CALCULO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
DIBUJO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
ESCALA: 1/125
INDICADA: RUBI GÓMEZ CORDOVA
FECHA: 17 JUNIO 2018

UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
RUBI GÓMEZ CORDOVA
FOLIO No. 6 DE 17



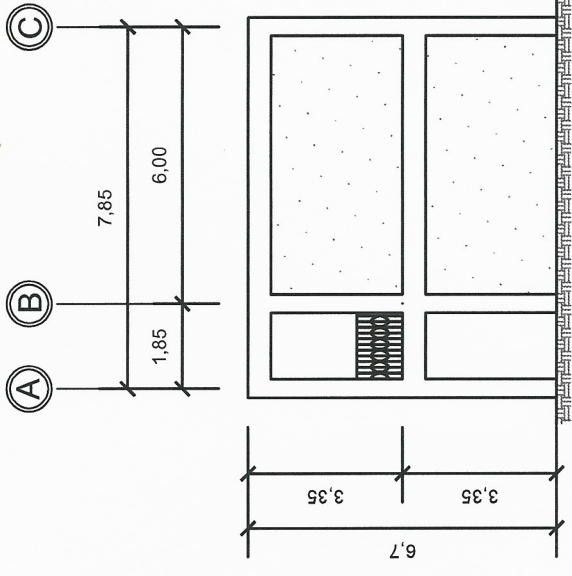
ELEVACIÓN FRONTAL

ESCALA: 1/150



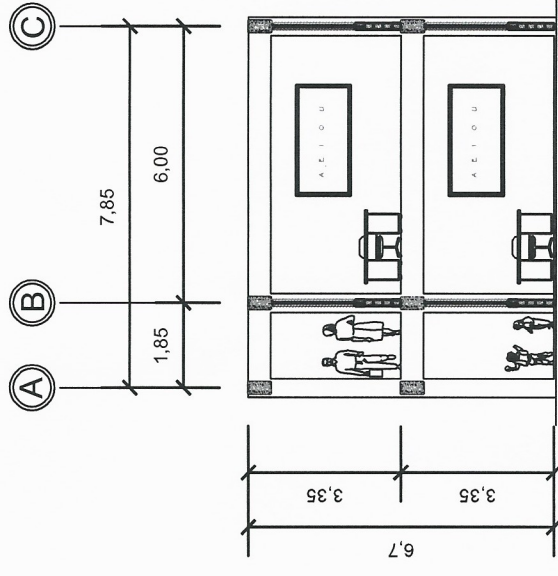
SECCIÓN A-A'

ESCALA: 1/150



ELEVACIÓN LATERAL

ESCALA: 1/150



SECCIÓN B-B'

ESCALA: 1/150



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:

EDIFICIO ESCUELA OUM REPÚBLICA FEDERAL
DE CENTROAMÉRICA

CONTENIDO:

ELEVACIONES Y SECCIONES

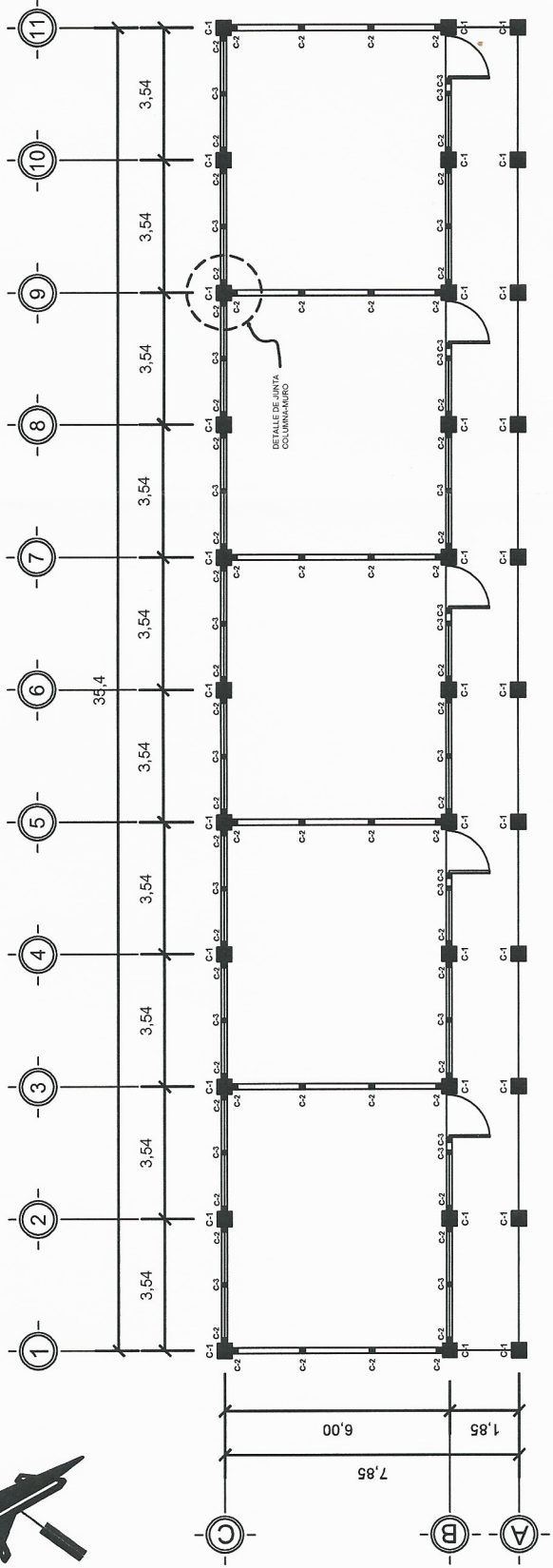
REVISOR: INGA MAYRA GARCÍA
DISEÑO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
CALCULO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
DIBUJO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
ESCALA: RUBI GÓMEZ CORDOVA
FECHA: 20/07/14
ASESORA - SUPERVISORA: INGA MAYRA GARCÍA

PRESENTADO:

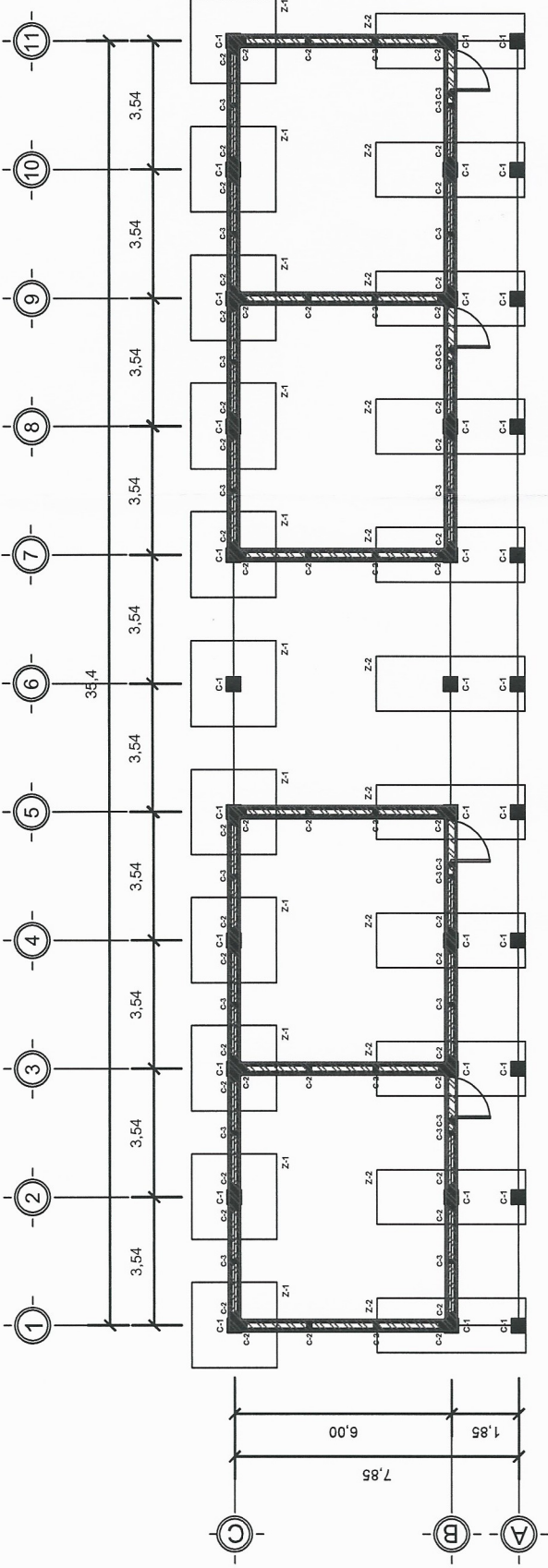
APROBADO:

RUBI GÓMEZ CORDOVA

INGA MAYRA GARCÍA

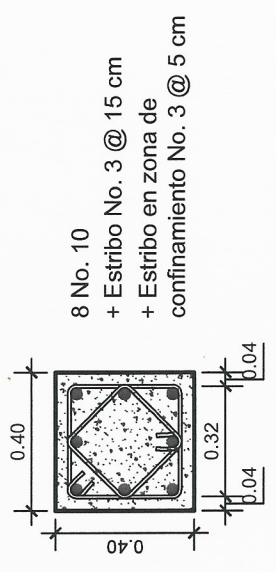


CIMENTACIONES Y COLUMNAS
SEGUNDO NIVEL
ESCALA: 1/175

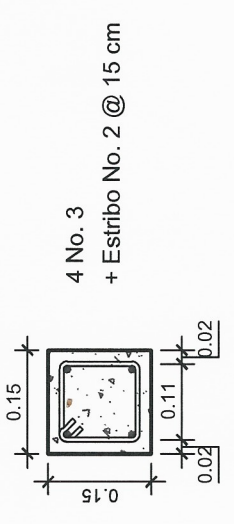


CIMENTACIONES Y COLUMNAS
PRIMER NIVEL
ESCALA: 1/175

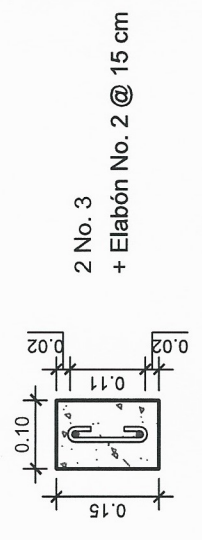
NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
■	INDICA COLUMNA
□	INDICA ZAPATA
▨	INDICA CIMIENTO CORRIDO



DETALLE DE COLUMNA C-1
ESCALA: 1/20



DETALLE DE COLUMNA C-2
ESCALA: 1/10



DETALLE DE COLUMNA C-3
ESCALA: 1/10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

REVISOR:
INGA MAYRA GARCÍA

PROYECTO:
EDIFICIO ESCUELA OUM REPÚBLICA FEDERAL
DE CENTROAMÉRICA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Escuela OUM República Federal de Centroamérica

DISEÑO:
RUBI GÓMEZ CORDOVA

CONTENIDO:
PLANTA DE CIMENTACIONES Y COLUMNAS

Escuela OUM República Federal de Centroamérica
Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado

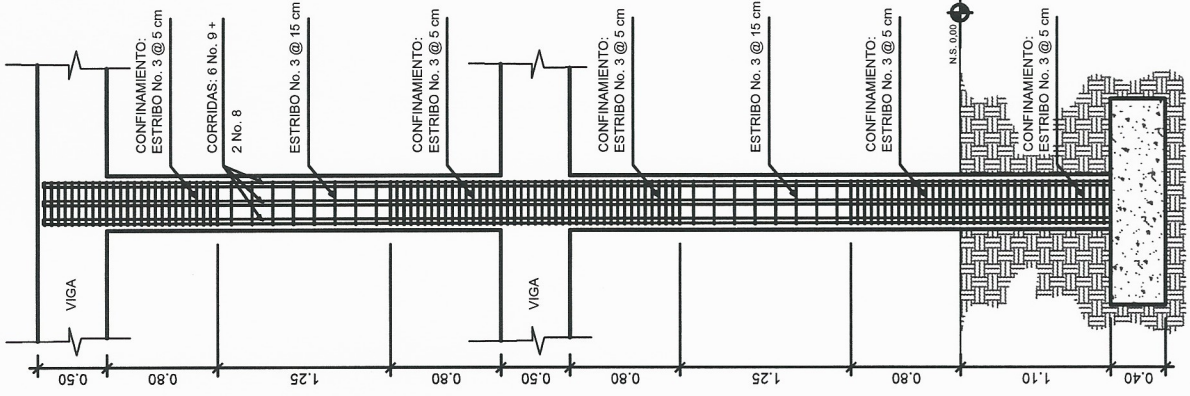
CALCULO:
RUBI GÓMEZ CORDOVA

PRESENTO:
RUBI GÓMEZ CORDOVA

Escuela OUM República Federal de Centroamérica
Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado

FECHA:
JULIO 2016

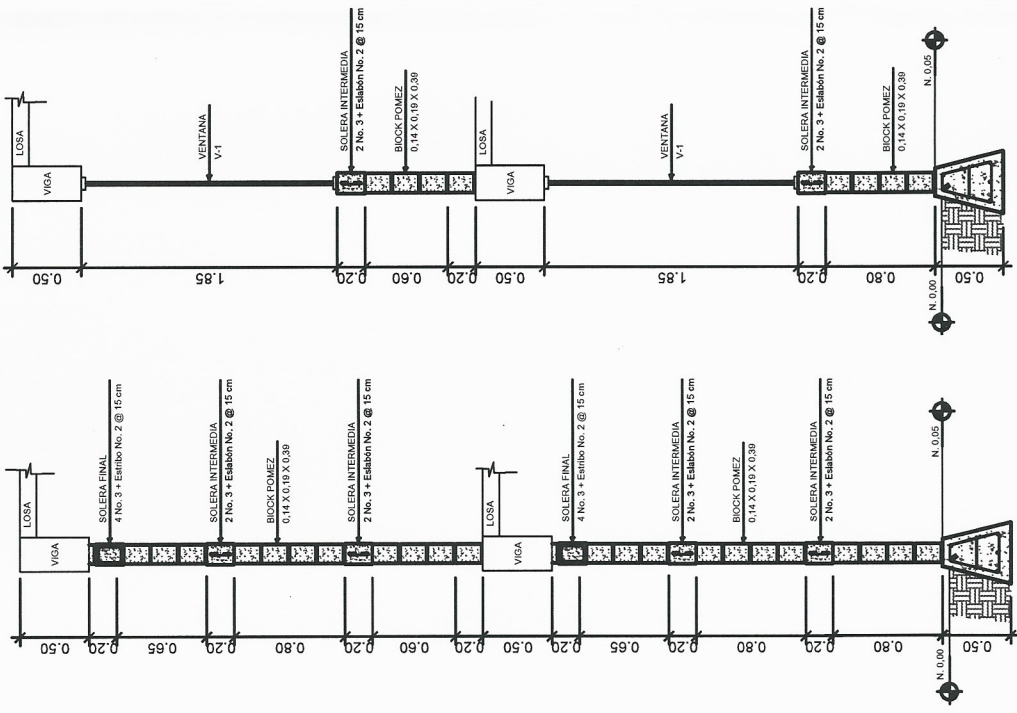
HOJA No. **8** / 17



DETALLE DE COLUMNA C-1
ELEVACIÓN
ESCALA: 1/50

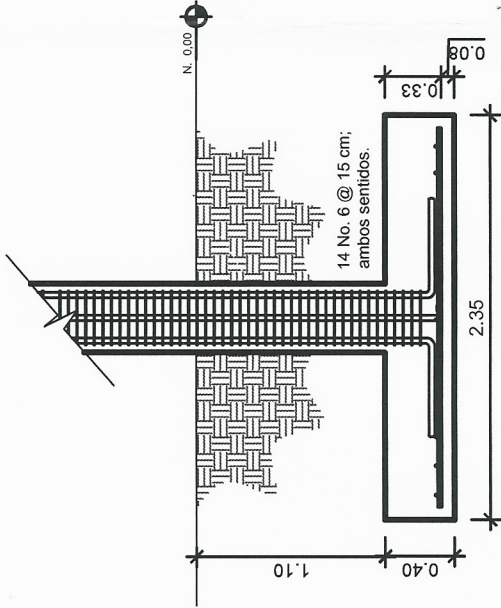
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ o 3 000 PSI
- $f_y = 2 810 \text{ kg/cm}^2$ o 40 000 PSI
- Recubrimiento = 7,5 cm
- Valor soporte del suelo = 19,29 ton/m²
- Traslapes mínimos:
 No. 3 = 0,35 m
 No. 4 = 0,50 m
 No. 5 = 0,60 m
 No. 6 = 0,75 m
 No. 8 = 1,00 m
- Límites de espaciamiento:
 - La distancia mínima libre entre barras paralelas debe ser igual al diámetro de la varilla pero no menor a 2,5 cm. ACI 7.6.1
 - La distancia máxima libre entre barras paralelas no debe ser mayor a 45 cm. ACI 15.10.4
 - Longitud de desarrollo y empalmes:
 La longitud para empalmes en elementos a tracción debe tener un mínimo de $L_d = 30 \text{ cm}$. ACI 12.2

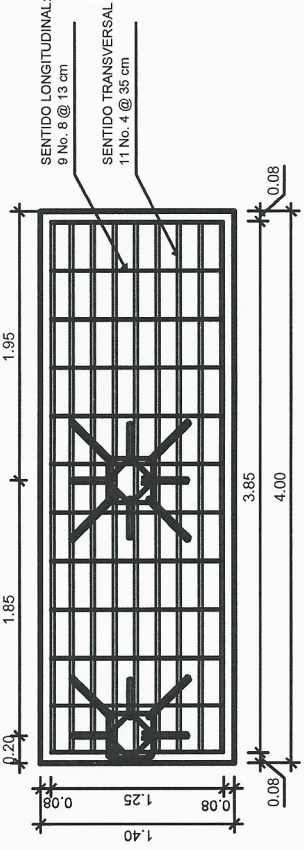


DETALLE DE MURO
ELEVACIÓN
ESCALA: 1/50

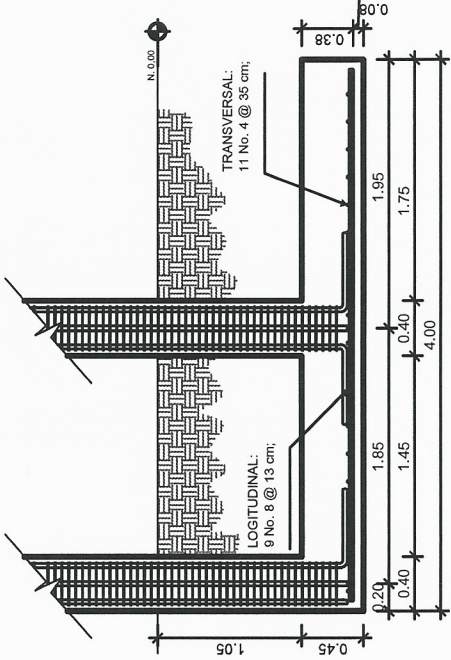
DETALLE DE MURO-VENTANA
ELEVACIÓN
ESCALA: 1/50



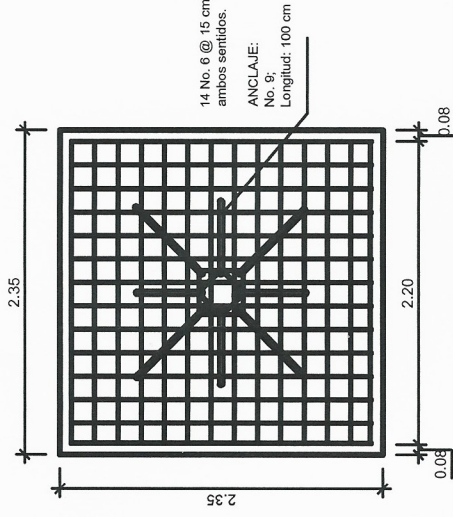
DETALLE DE ZAPATA Z-1
SECCIÓN
ESCALA: 1/40



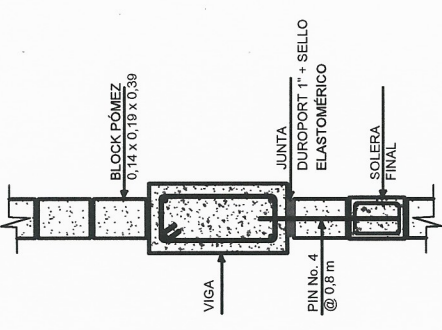
DETALLE DE ZAPATA Z-2
PLANTA
ESCALA: 1/50



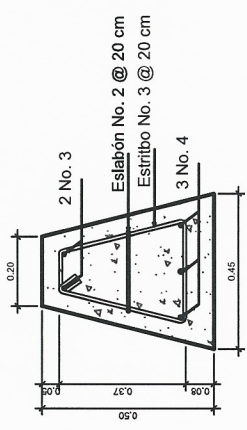
DETALLE DE ZAPATA Z-2
SECCIÓN
ESCALA: 1/50



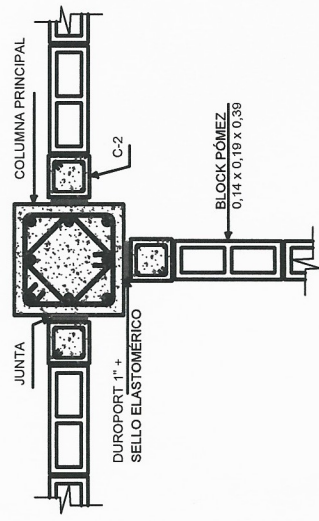
DETALLE DE ZAPATA Z-1
PLANTA
ESCALA: 1/50



DETALLE DE JUNTA VIGA-MURO
ELEVACIÓN
ESCALA: 1/25

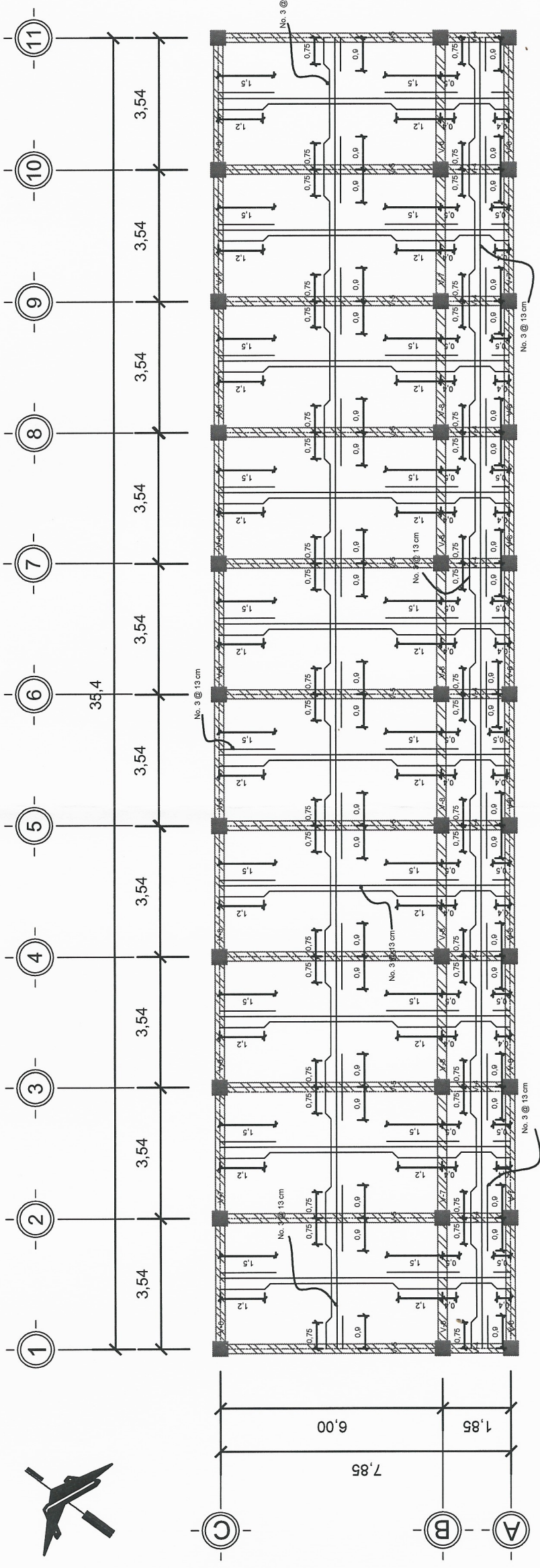


DETALLE DE CIMENTO CORRIDO-SOLETA HIDRÓFUGA
SECCIÓN
ESCALA: 1/20



DETALLE DE JUNTA COLUMNA-MURO
PLANTA
ESCALA: 1/25

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
	PROYECTO: EDIFICIO ESCUELA OUM REPÚBLICA FEDERAL DE CENTROAMÉRICA
CONTENIDO: DETALLES DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS	REVISÓ: INGA MAYRA GARCÍA DISEÑO: RUBI GÓMEZ CORDOVA CALCULO: RUBI GÓMEZ CORDOVA DIBUJO: RUBI GÓMEZ CORDOVA ESCALAS: RUBI GÓMEZ CORDOVA INDICADA: FEBRERO 2016 JULIO 2016 ASESORIA: SUBEMPRESA
PRESENTO: RUBI GÓMEZ CORDOVA	INGENIERO EN CIVIL RUBI GÓMEZ CORDOVA

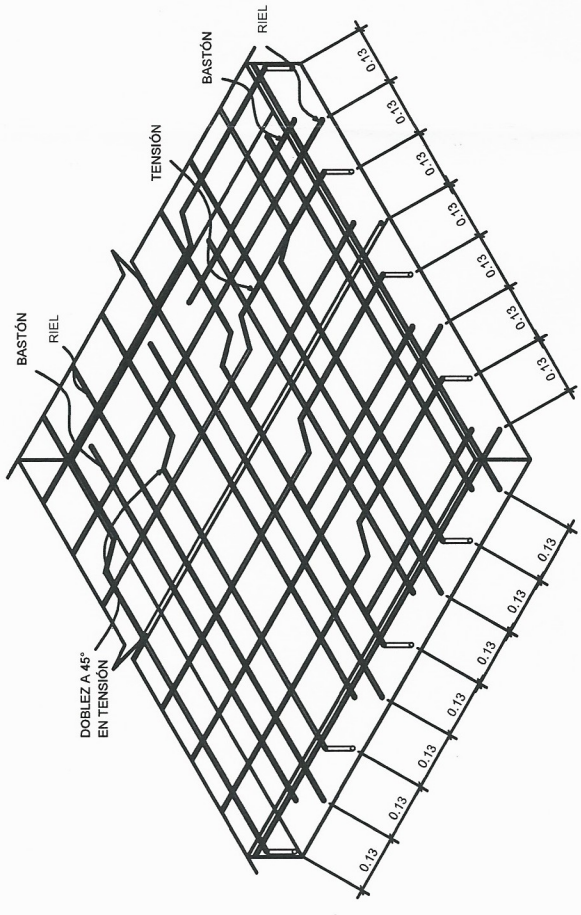


ARMADO DE LOSAS

PRIMER NIVEL

ESCALA: 1/125

NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
—	INDICA RIEL
—	INDICA BASTÓN
—	INDICA TENSION
▨	INDICA VIGA



DETALLE DE LOSA

ISOMÉTRICO

ESCALA: 1/15

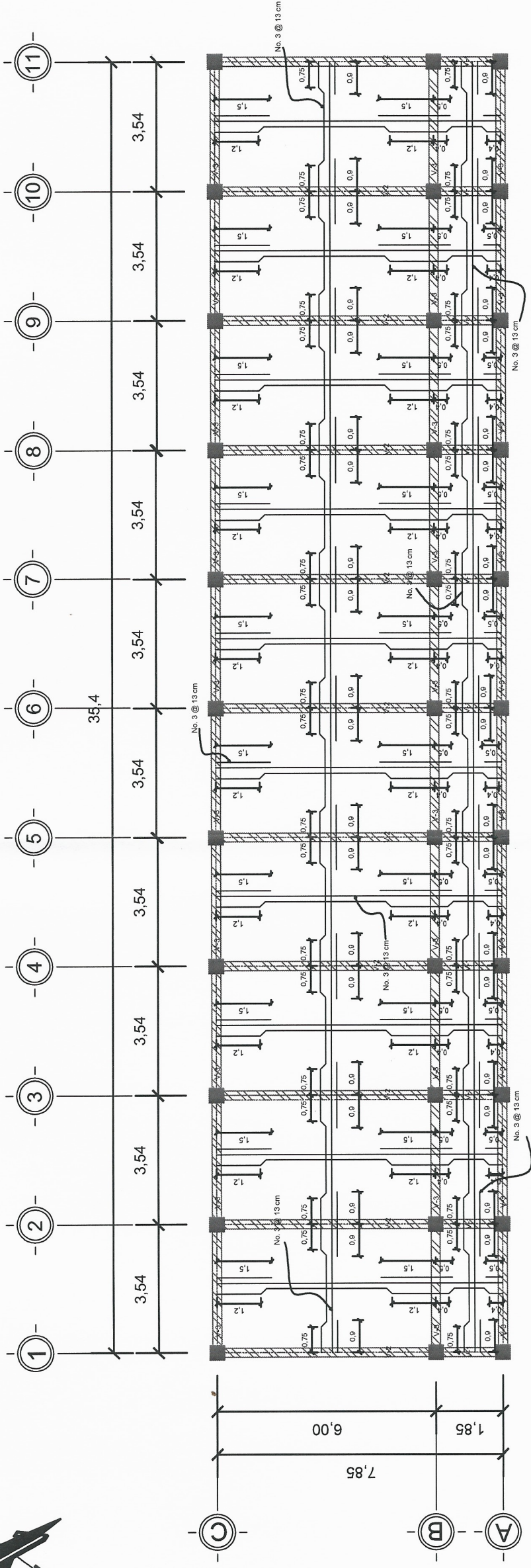
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

REVISOR: INGA. MAYRA GARCIA
DISEÑO: RUBI GOMEZ CORDOVA
CALCULO: RUBI GOMEZ CORDOVA
DIBUJO: RUBI GOMEZ CORDOVA
ESCALA: 1/125
INDICADA: RUBI GOMEZ CORDOVA
FECHA: 30 DE JULIO 2018

PROYECTO:
EDIFICIO ESCUELA OUM REPUBLICA FEDERAL DE CENTROAMERICA

CONTENIDO:
ARMADO DE LOSAS

PRESENTADO:
APROBADO: 10/17



ARMADO DE LOSAS

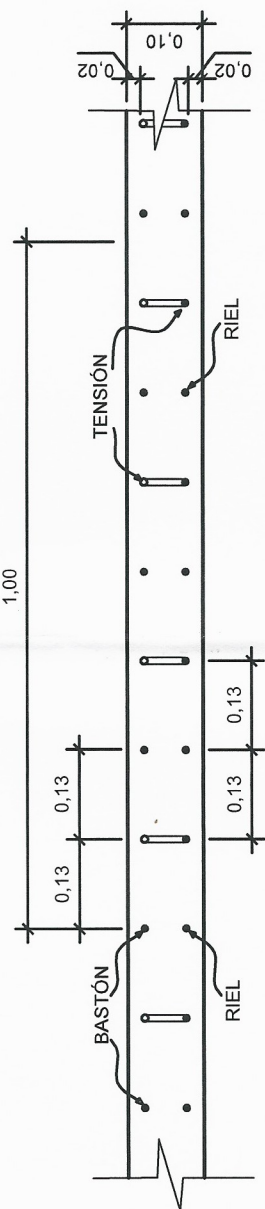
SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1/125

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ o 3 000 PSI
- $f_y = 2 810 \text{ kg/cm}^2$ o 40 000 PSI
- Recubrimiento = 2 cm
- Traslapes mínimos:
 - No. 3 = 0.35 m
 - No. 5 = 0.60 m
 - No. 6 = 0.75 m
 - No. 8 = 1.00 m
 - No. 9 = 1.30 m
- Límites de espaciamiento:
 - La distancia mínima libre entre barras paralelas debe ser igual al diámetro de la varilla pero no menor a 2.5 cm. ACI 7.6.1
 - La distancia máxima libre entre barras paralelas no debe ser mayor a tres veces el espesor de losa, ni 45 cm. ACI 7.6.5
- Dobleces:
 - La longitud de desarrollo en doblez de 90° no debe ser menor que 15 cm. ACI 21.5.4
- Longitud de desarrollo y empalmes:
 - La longitud para empalmes en elementos a tracción debe tener un mínimo de $L_d = 30 \text{ cm}$. ACI 12.2
- Prohibiciones:
 - No debe emplearse empalmes por traslapes dentro de los nudos; tampoco en una distancia de dos veces la altura del elemento medida desde la cara del nudo. ACI 21.3.2.3

NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
—	INDICA RIEL
—	INDICA BASTÓN
—	INDICA TENSION
▨	INDICA VIGA



DETALLE DE LOSA

SECCION

ESCALA: 1/10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

FIGURA No. **11** / **17**

PROYECTO:
EDIFICIO ESCUELA OUM REPUBLICA FEDERAL DE CENTROAMERICA

REVISOR: INGA MAYRA GARCIA
DISEÑO: RUBI GOMEZ CORDOVA
CALCULO: RUBI GOMEZ CORDOVA
DIBUJO: RUBI GOMEZ CORDOVA
ESCALA: 1/100
INDICADA: RUBI GOMEZ CORDOVA
FECHA: 15 JULIO 2018

APROBADO: *[Signature]*

CONTENIDO:
ARMADO DE LOSAS: SEGUNDO NIVEL
ASESORIA - SUPERVISACION

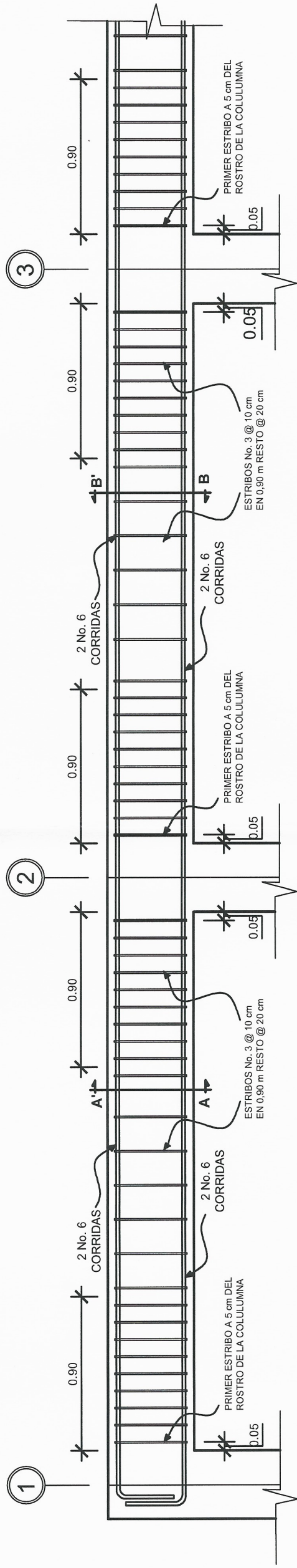
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

PRESENTADO: *[Signature]*

RUBI ARGIL GOMEZ CORDOVA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

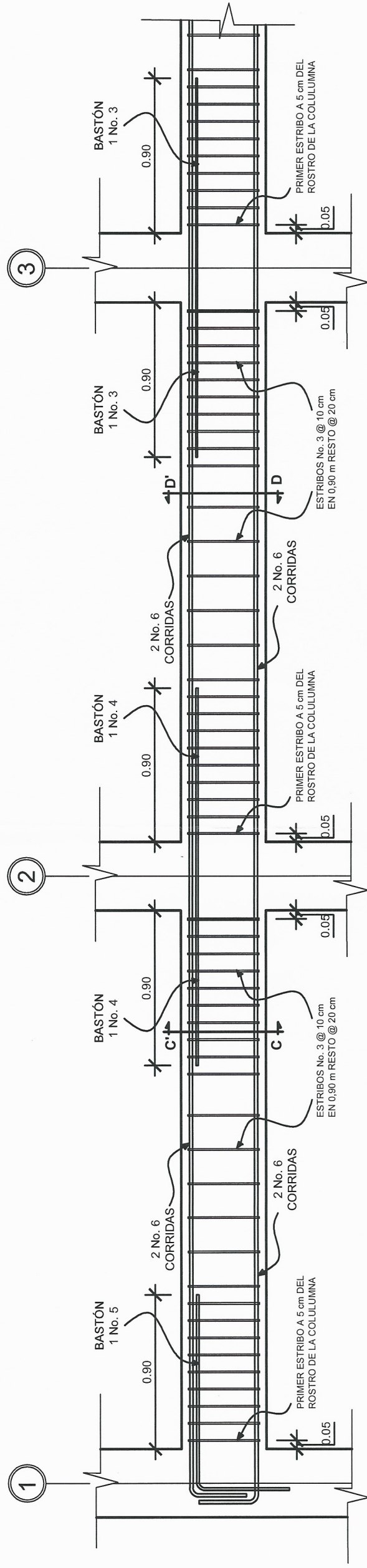
RUBI GOMEZ CORDOVA



DETALLE DE VIGAS EJES A, B Y C

SEGUNDO NIVEL

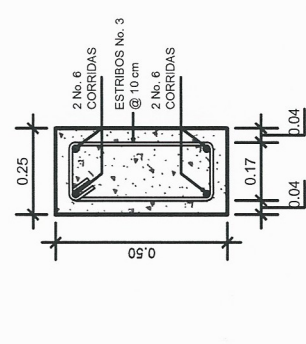
ESCALA: 1/25



DETALLE DE VIGAS EJES A, B Y C

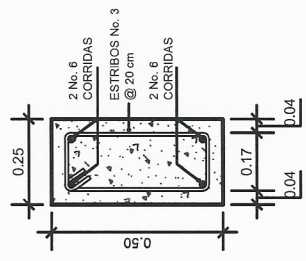
PRIMER NIVEL

ESCALA: 1/25



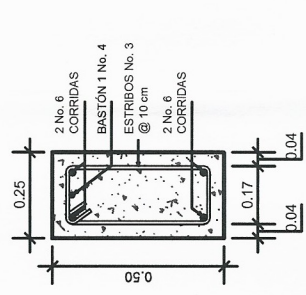
SECCIÓN A-A'
TRANSVERSAL

ESCALA: 1/20



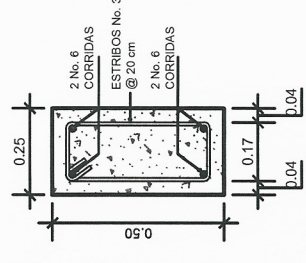
SECCIÓN B-B'
TRANSVERSAL

ESCALA: 1/20



SECCIÓN C-C'
TRANSVERSAL

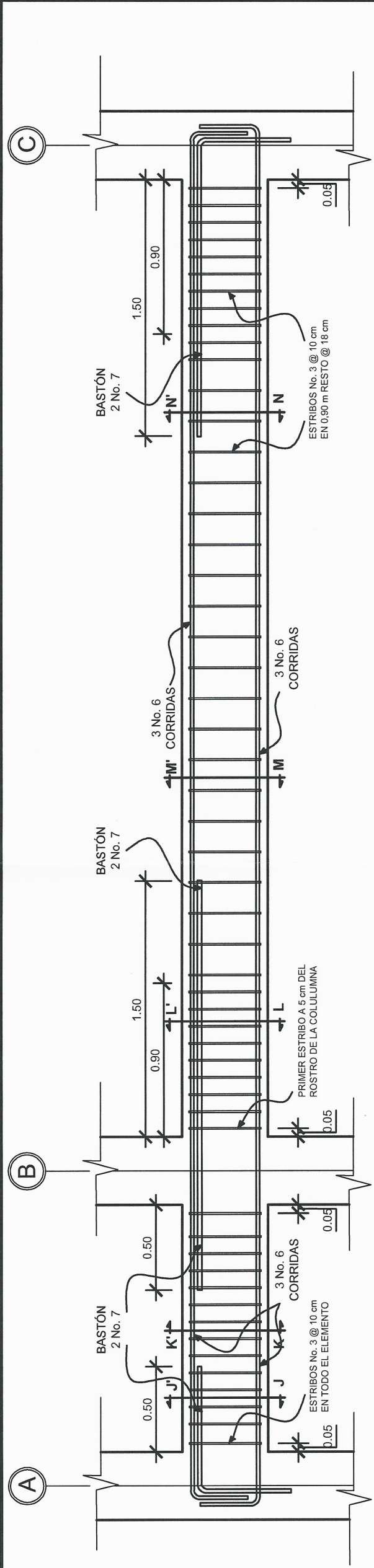
ESCALA: 1/20



SECCIÓN D-D'
TRANSVERSAL

ESCALA: 1/20

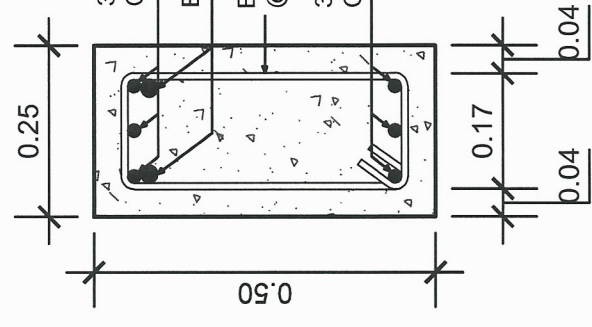
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	REVISOR: ING. MAYRA GARCÍA DISEÑO: RUBI GÓMEZ CORDOVA CALCULO: RUBI GÓMEZ CORDOVA	HOJA No. 12 / 17
	PROYECTO: EDIFICIO ESCUELA OUM REPUBLICA FEDERAL DE CENTROAMÉRICA	CONTENIDO: DETALLE DE VIGAS de Prácticas de Ingeniería	FECHA: JULIO 2018
PRESENTO: A P R O B A D O		RUBI GÓMEZ CORDOVA ING. MAYRA GARCÍA SOCIA	



DETALLE DE VIGAS EJES 1 A L 11

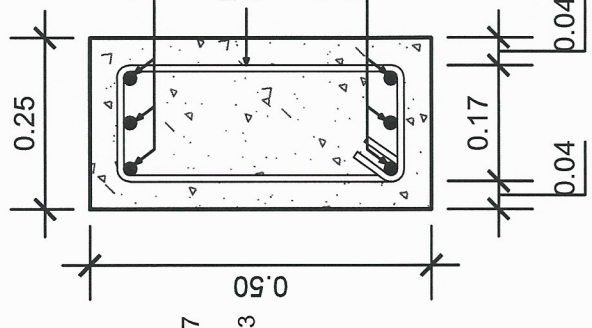
PRIMER NIVEL

ESCALA: 1/25



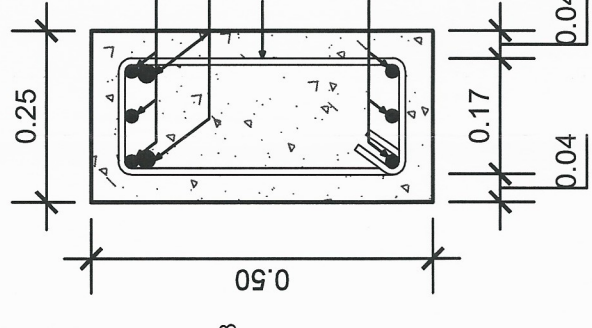
SECCIÓN J-J'
TRANSVERSAL

ESCALA: 1/10



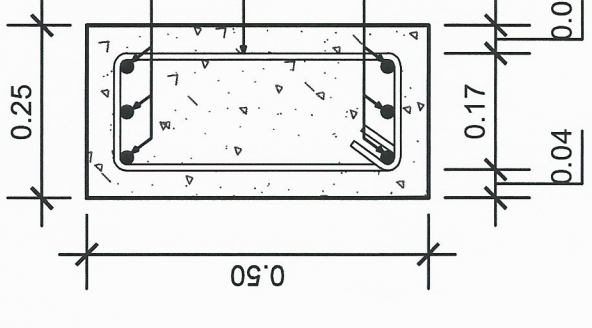
SECCIÓN K-K'
TRANSVERSAL

ESCALA: 1/10



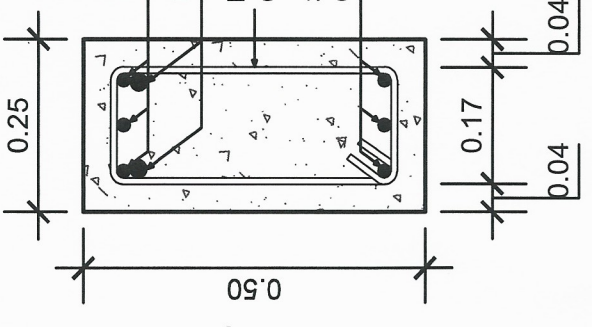
SECCIÓN L-L'
TRANSVERSAL

ESCALA: 1/10



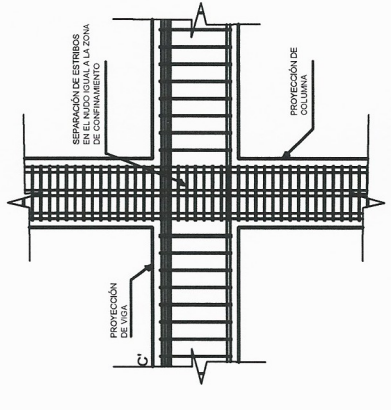
SECCIÓN M-M'
TRANSVERSAL

ESCALA: 1/10



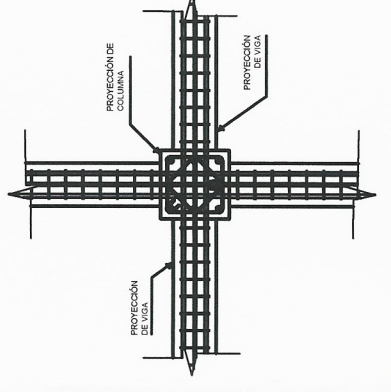
SECCIÓN N-N'
TRANSVERSAL

ESCALA: 1/10



DETALLE DE VIGA-COLUMNA
ELEVACIÓN

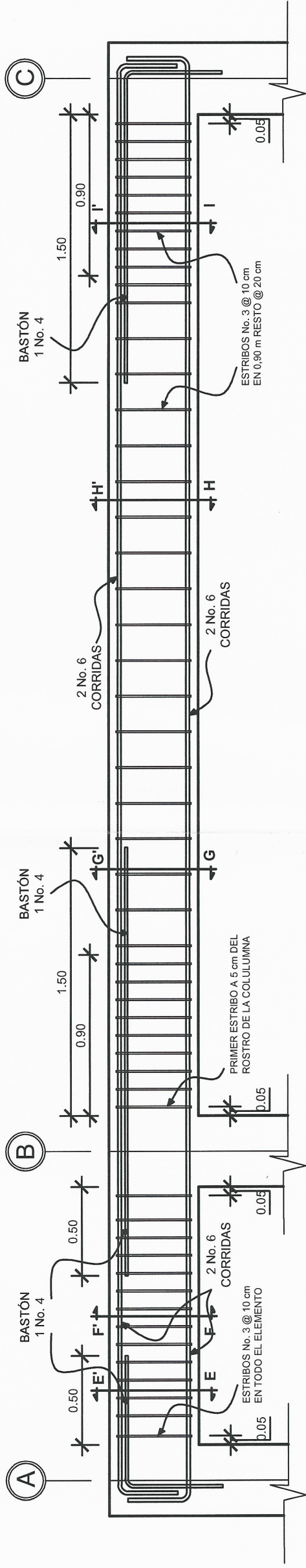
ESCALA: 1/40



DETALLE DE VIGA-COLUMNA
PLANTA

ESCALA: 1/40

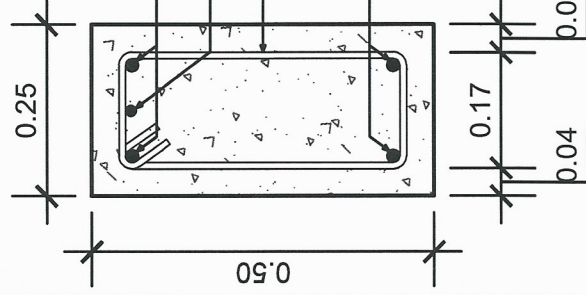
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	REVISÓ: INGA MAYRA GARCÍA DISEÑO: RUBI GÓMEZ CORDOVA CALCULO: RUBI GÓMEZ CORDOVA DIBUJO: RUBI GÓMEZ CORDOVA ESPALAS: NITRA INDICADA: FEBRA FECHA: 11/03/2018 Unidad de Prácticas	HOJA No. 13 / 17
	PROYECTO: EDIFICIO ESCUELA OUM REPUBLICA FEDERAL DE CENTROAMERICA	CONTENIDO: DETALLE DE VIGAS	PRESENTADO: APROBADO:



DETALLE DE VIGAS EJES 1 AL 11

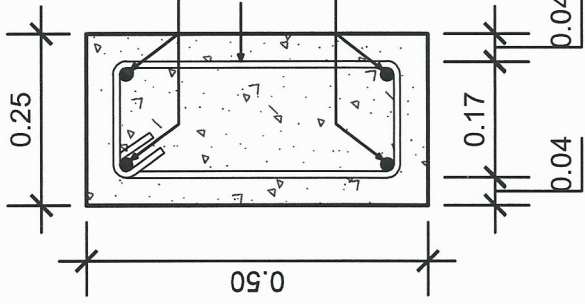
SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1/25



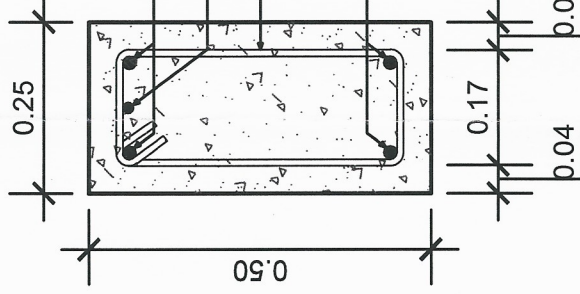
SECCIÓN E-E'
TRANSVERSAL

ESCALA: 1/10



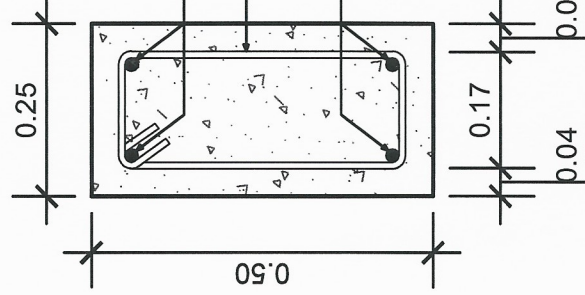
SECCIÓN F-F'
TRANSVERSAL

ESCALA: 1/10



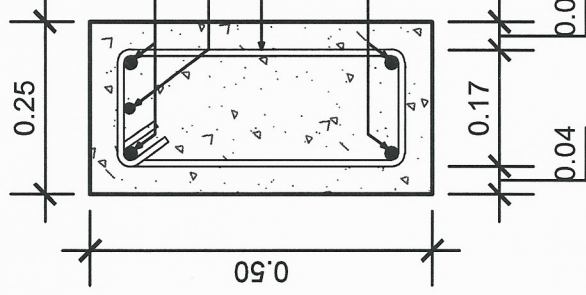
SECCIÓN G-G'
TRANSVERSAL

ESCALA: 1/10



SECCIÓN H-H'
TRANSVERSAL

ESCALA: 1/10



SECCIÓN I-I'
TRANSVERSAL

ESCALA: 1/10

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ o 3000 PSI
- $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ o 40000 PSI
- Recubrimiento = 4.00 cm
- Gancho: El diámetro del gancho será 4 veces el diámetro de la varilla, no menor de 6.5 cm ni mayor de 10 cm .
- Traspases mínimos:
 - No. 3 = 0.75 m
 - No. 4 = 0.50 m
 - No. 5 = 0.60 m
 - No. 6 = 0.75 m
- Límites de espaciamiento:
 - La distancia mínima libre entre barras paralelas debe ser igual al diámetro de la varilla pero no menor a 2.5 cm . ACI 7.6.1
 - Longitud de desarrollo y empalmes: Los elementos a tracción debe tener un mínimo de $L_d = 30 \text{ cm}$. ACI 12.2
- Prohibiciones:
 - No debe emplearse empalmes por traspaso dentro de los nudos; altura del elemento medida desde la cara del nudo. ACI 21.3.2.3

GANCHO DE REFUERZO												
No.	Dg	L1	L2	L3								
2	0.04	0.16	0.16	0.16								
3	0.06	0.18	0.18	0.18								
4	0.08	0.24	0.24	0.24								
5	0.10	0.16	0.20	0.16								
6	0.12	—	0.25	0.16								
7	0.14	—	0.30	0.16								
8	0.16	—	0.35	0.16								
9	0.20	—	0.35	0.16								
10	0.25	—	0.40	0.16								
11	0.25	—	0.45	0.16								

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
EDIFICIO ESCUELA OUM REPÚBLICA FEDERAL DE CENTROAMÉRICA

CONTENIDO:
DETALLE DE VIGAS

PRESENTADO:
RUBI ARICAL COMEZ CORDOVA

REVISOR:
ING. MAYRA GARCIA

DISEÑO:
RUBI GOMEZ CORDOVA

CALCULO:
RUBI GOMEZ CORDOVA

DEBIDO:
RUBI GOMEZ CORDOVA

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
JULIO 2018

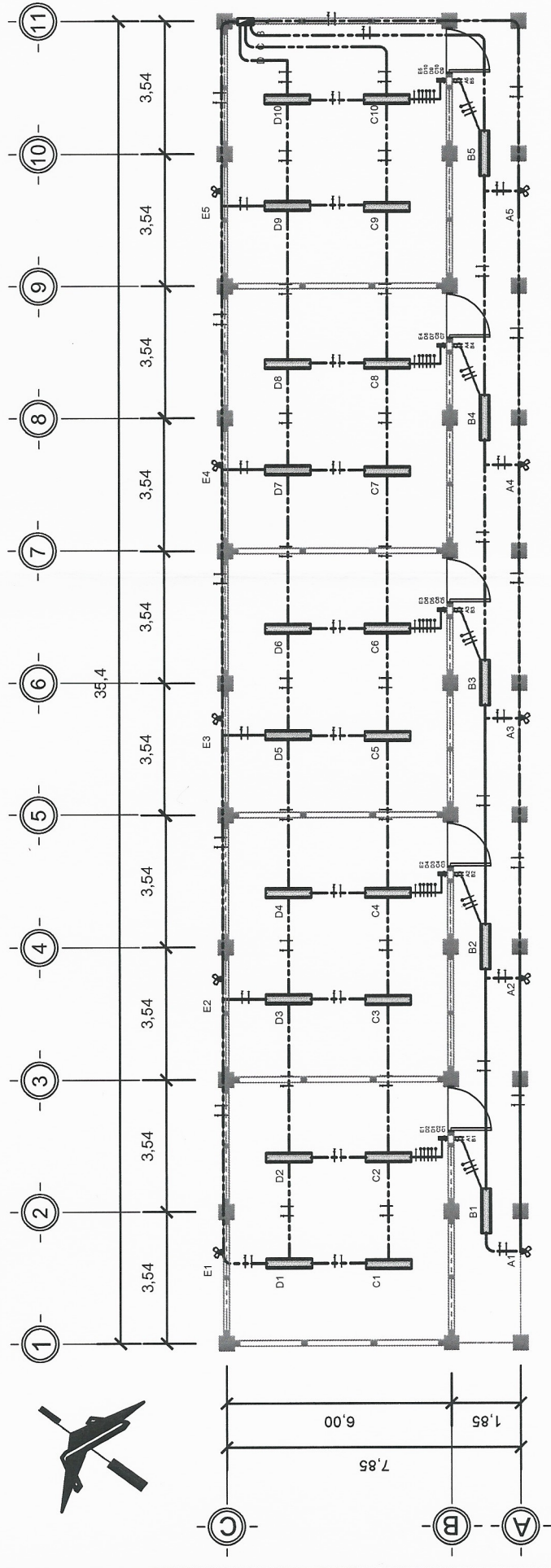
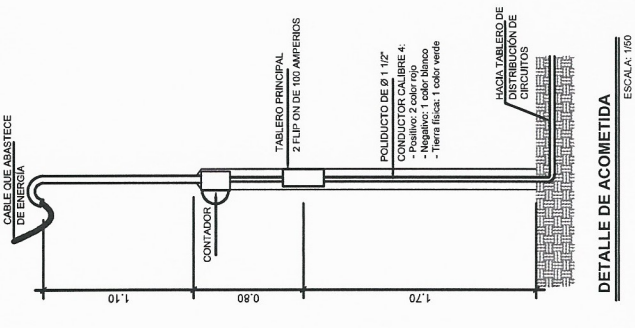
HOJA No. **14** de **17**

N O M E N C L A T U R A

SÍMBOLO	D E S C R I P C I Ó N	LOCALIZACIÓN
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN DE CIRCUITOS	H = 1,70 m; S.N.P
	LAMPARA DOBLE (2 X 40 WATTS)	CIELO
	REFLECTOR DOBLE (100 WATTS)	EXTERIOR
	INTERRUPTOR TRIPLE	H = 1,20 m; S.N.P
	INTERRUPTOR DOBLE	H = 1,20 m; S.N.P
	CONDUCTOR NEUTRO	POLIDUCTO
	CONDUCTOR POSITIVO	POLIDUCTO
	CONDUCTOR DE RETORNO	POLIDUCTO
	TUBERÍA (POLIDUCTO 3/4")	CIELO

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

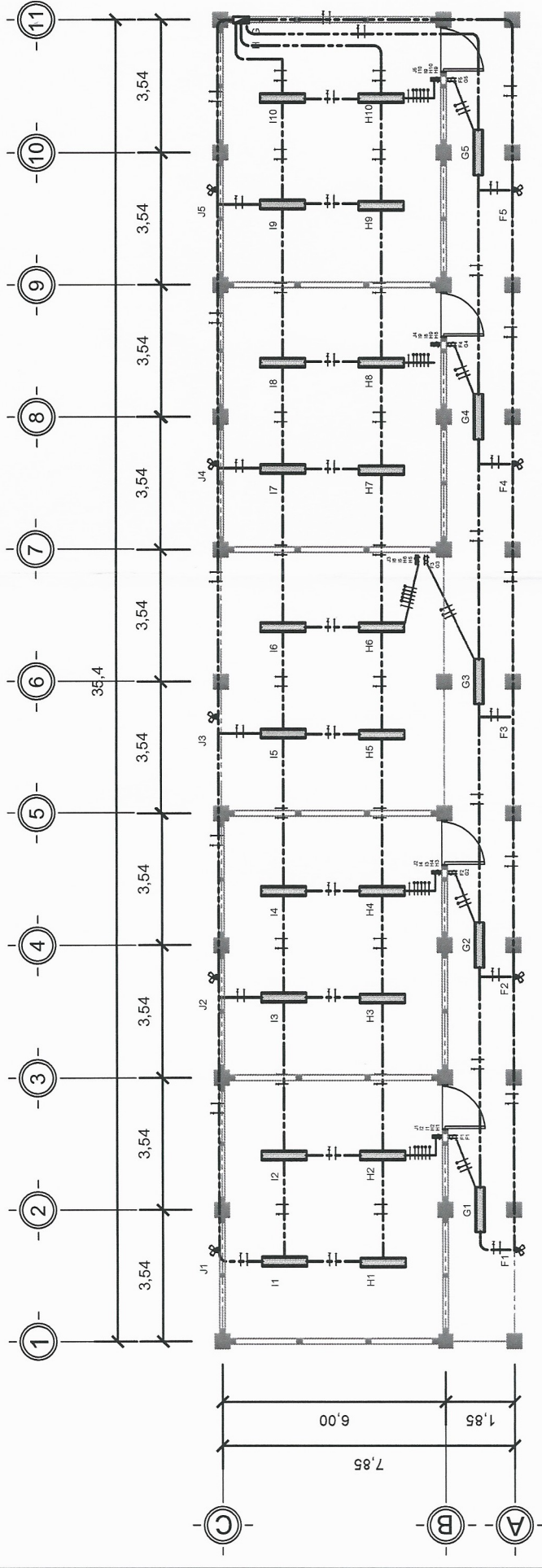
- CONDUCTORES:
POSITIVO: CALIBRE 12 AWG, THHN; COLOR ROJO
NEUTRO: CALIBRE 12 AWG, THHN; COLOR BLANCO
RETORNO: CALIBRE 12 AWG, THHN; COLOR NEGRO
- TIERRA FÍSICA: CALIBRE 12 AWG THHN; COLOR VERDE
- LA TUBERÍA SERÁ POLIDUCTO DE 1 1/4" O INDICADO E IRÁ EMPOTRADO EN LOSA Y MUROS;
- SE COLOCARÁ UN FLIP ON DE 20 AMPERIOS POR CIRCUITO.



INSTALACIÓN ELÉCTRICA (ILUMINACIÓN)

SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1/150



INSTALACIÓN ELÉCTRICA (ILUMINACIÓN)

PRIMER NIVEL

ESCALA: 1/150

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

REVISÓ: INGA MAYRA GARCÍA
DISEÑO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
CALCULO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
DIBUJO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
ESCALA: RUBI GÓMEZ CORDOVA
FECHA: 17 de Julio de 2016

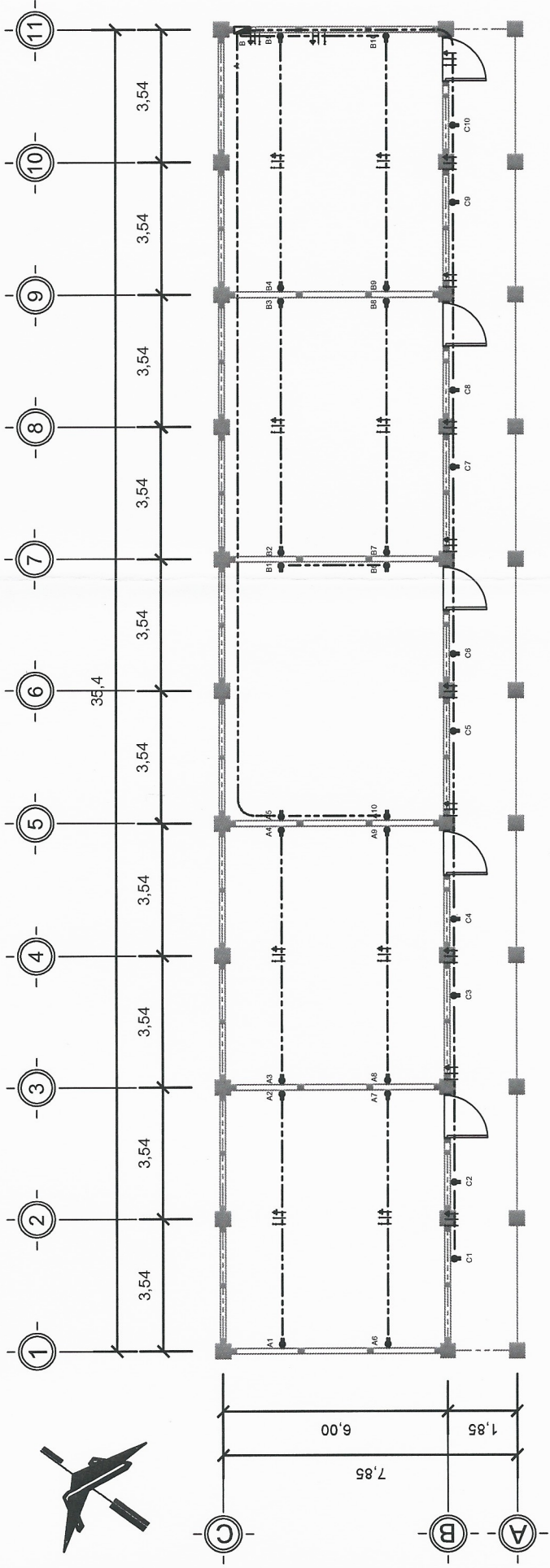
PROYECTO: EDIFICIO ESCUELA OUM REPUBLICA FEDERAL DE CENTROAMÉRICA

CONTENIDO: INSTALACIÓN ELÉCTRICA (ILUMINACIÓN)

PRESENTÓ: INGA MAYRA GARCÍA SORIA

RECIBIÓ: RUBI GÓMEZ CORDOVA

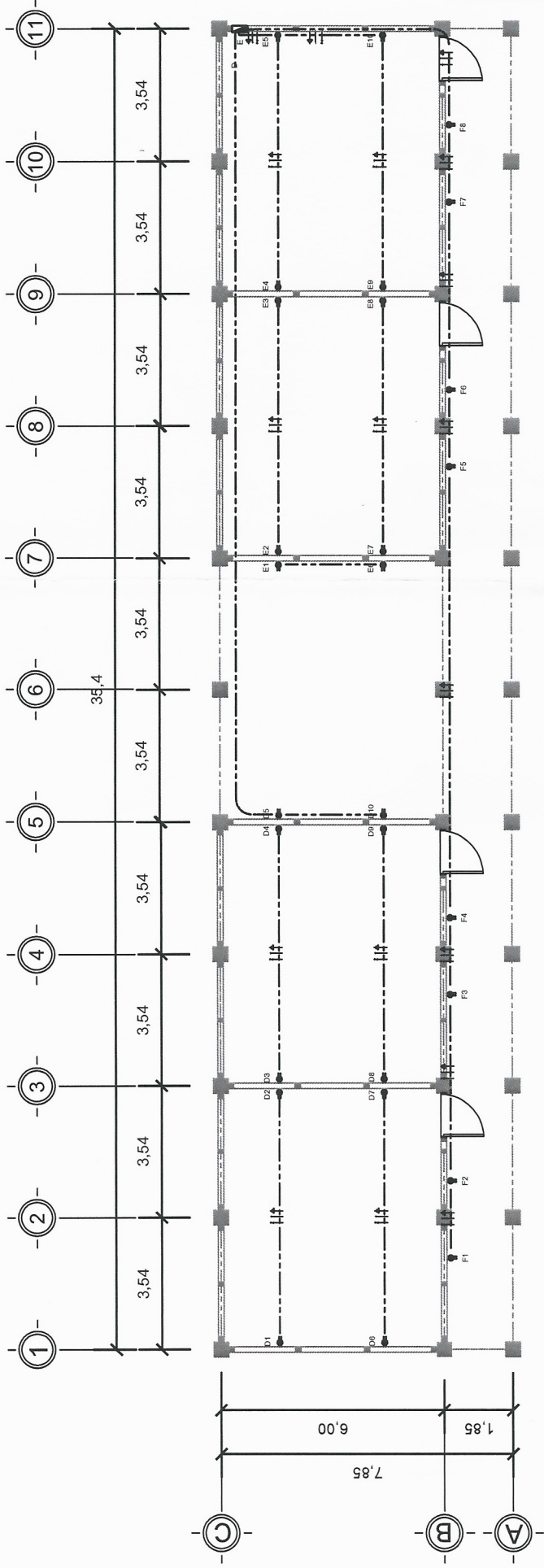
HOJA No. **15** / **17**



INSTALACIÓN ELÉCTRICA (FUERZA)

SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1/150



INSTALACIÓN ELÉCTRICA (FUERZA)

PRIMER NIVEL

ESCALA: 1/150

N O M E N C L A T U R A	
SÍMBOLO	LOCALIZACIÓN
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN DE CIRCUITOS H = 1,70 m; S.N.P
	TOMACORRIENTE (1,10 V) H = 0,30 m; S.N.P
	CONDUCTOR NEUTRO POLIDUCTO
	CONDUCTOR POSITIVO POLIDUCTO
	CONDUCTOR DE TIERRA POLIDUCTO
	TUBERÍA (POLIDUCTO 3/4") PISO Y MURO

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- CONDUCTORES:
POSITIVO: CALIBRE 12 AWG, THHN; COLOR ROJO
NEUTRO: CALIBRE 12 AWG, THHN; COLOR BLANCO
RETORNO: CALIBRE 12 AWG, THHN; COLOR NEGRO
TIERRA FÍSICA: CALIBRE 12 AWG THHN; COLOR VERDE
- LA TUBERÍA SERÁ POLIDUCTO DE 1 1/4" O INDICADO E IRÁ EMPOTRADO EN LOSA Y MUROS;
- SE COLOCARÁ UN FLIP ON DE 20 AMPERIOS POR CIRCUITO.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:

**EDIFICIO ESCUELA OUM REPÚBLICA FEDERAL
DE CENTROAMÉRICA**

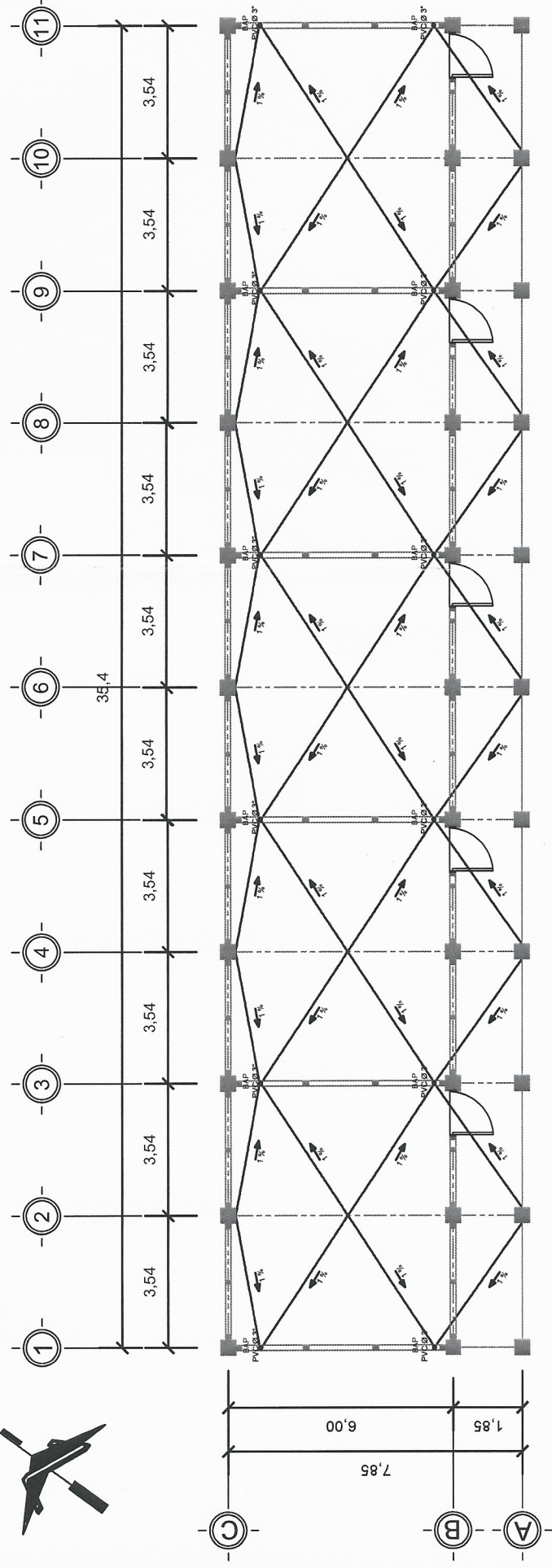
CONTENIDO:

INSTALACIÓN ELÉCTRICA (FUERZA)

ASESORA - SUPERVISORA

REVISOR: INGA MAYRA GARCÍA
DISEÑO: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA
CALCULO: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA
DIBUJO: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA
ESCALA: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA
FECHA: MAYO DE 2018
FOLIO: 16 / 17

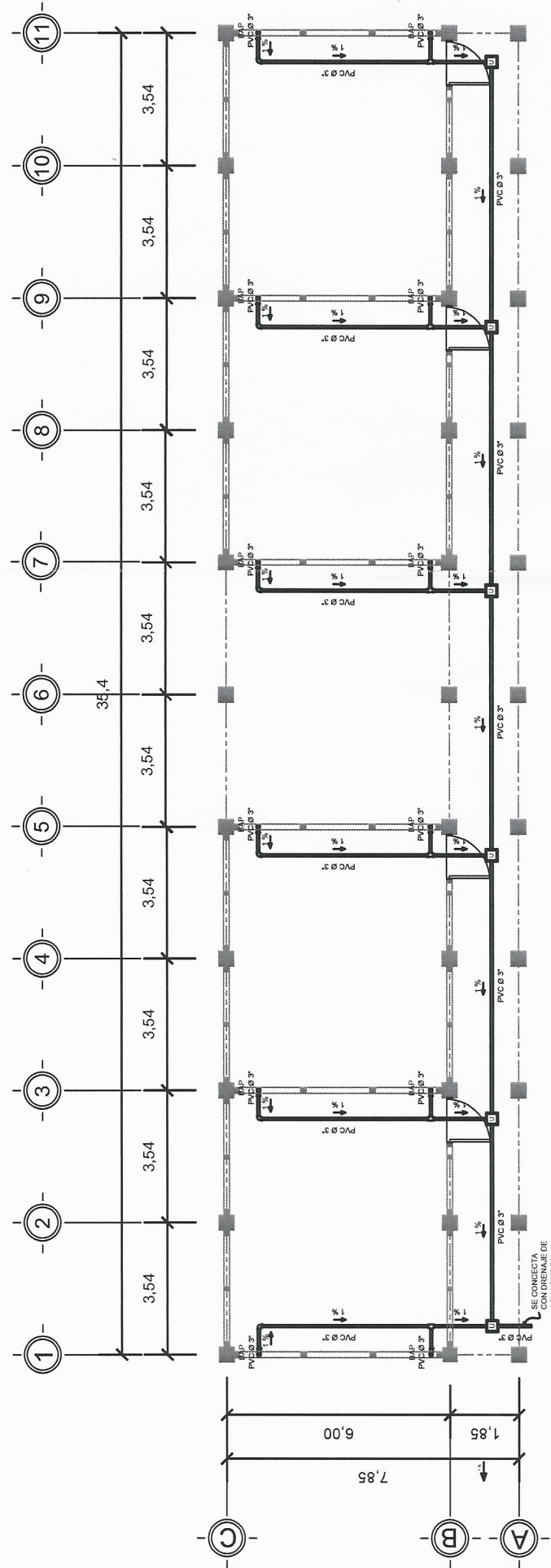
RUBI GÓMEZ CÓRDOVA



DRENAJE PLUVIAL

SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1/150

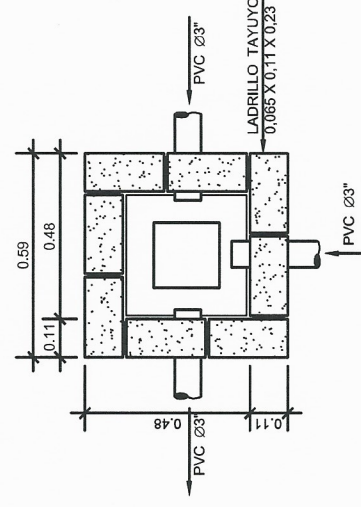


DRENAJE PLUVIAL

PRIMER NIVEL

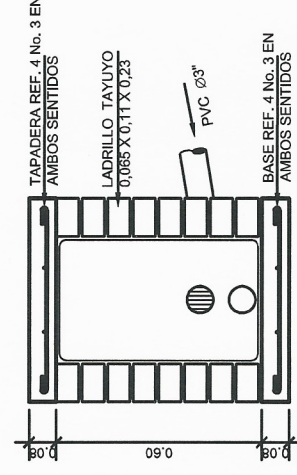
ESCALA: 1/150

NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	TUBERÍA DE AGUAS PLUVIALES PVC Ø3"
	CAJA UNIÓN
	CODO A 90° VERTICAL PVC Ø TUBERÍA
	CODO A 90° HORIZONTAL PVC Ø TUBERÍA
	TEE HORIZONTAL PVC Ø TUBERÍA
	SENTIDO DE LA PENDIENTE



DETALLE DE CAJA UNIÓN

PLANTA ESCALA: 1/20



DETALLE DE CAJA UNIÓN

SECCIÓN ESCALA: 1/20



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:

EDIFICIO ESCUELA OUM REPÚBLICA FEDERAL DE CENTROAMÉRICA

CONTENIDO:

DDRENAJE PLUVIAL

FECHAS:

JULIO 2016.

PRESENTO:

APROBADO:

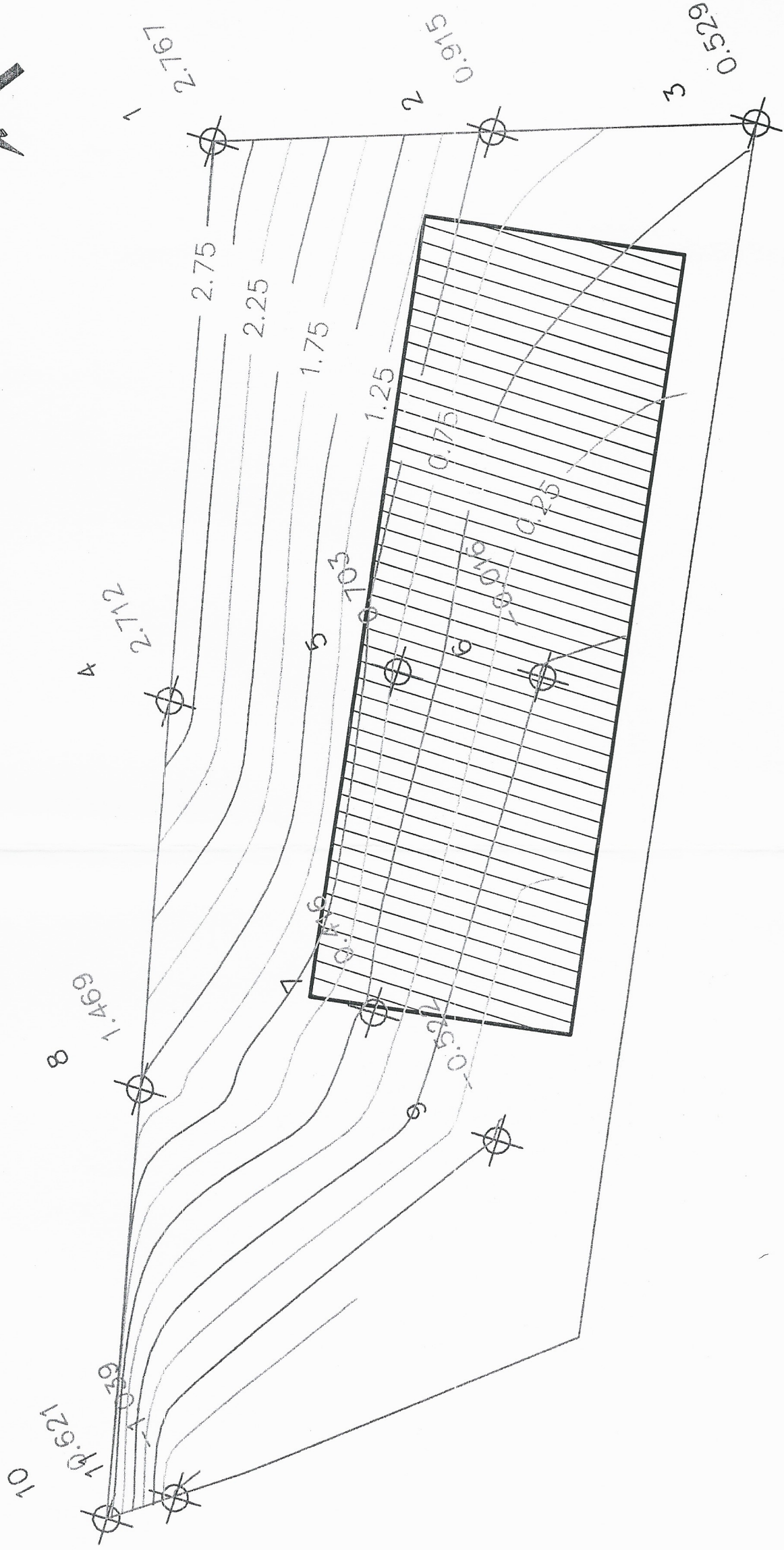
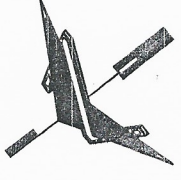
RUBI ARIGAL GÓMEZ CORDOVA

ING. MAYRA GARCIA SORA

HOJA No. 17 / 17

Apéndice 2. **Planos del proyecto del salón de usos múltiples**

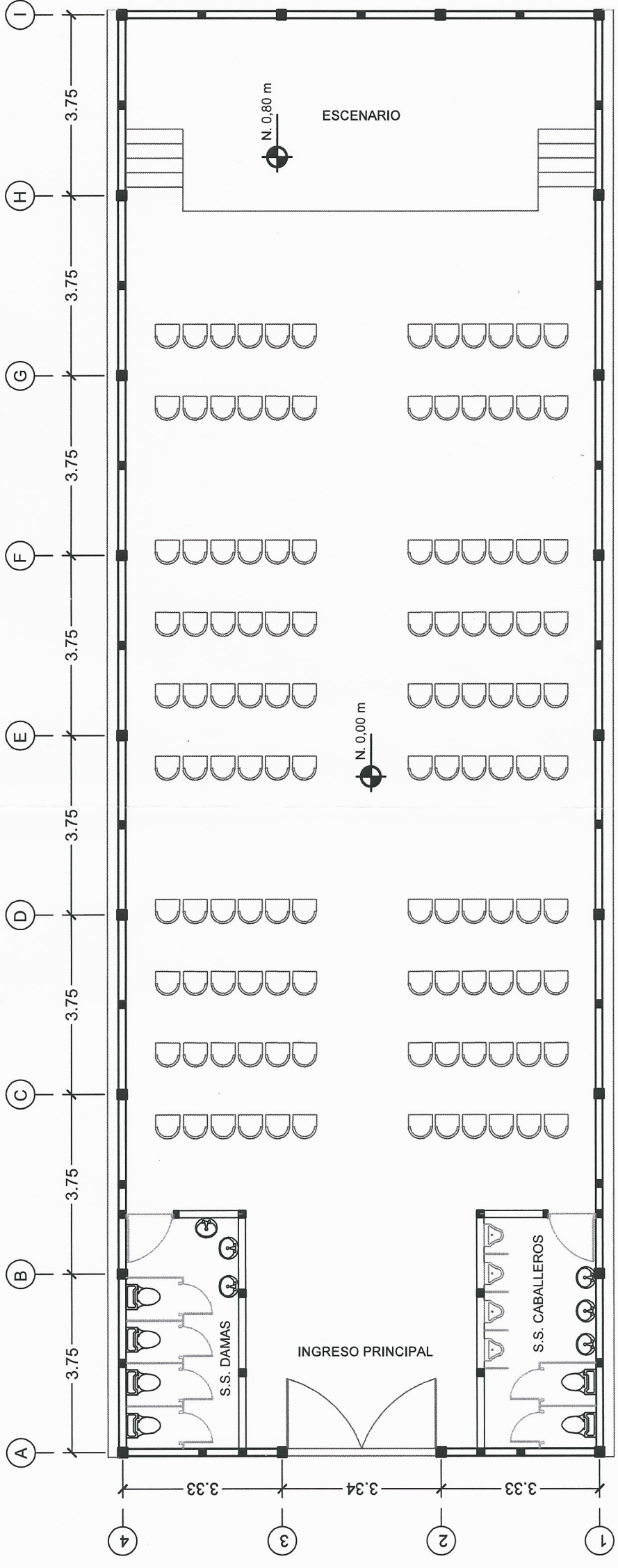
- 1/15: Plano de curvas de nivel
- 2/15: Plano de planta arquitectónica
- 3/15: Plano de planta acotada
- 4/15: Plano de planta de acabados
- 5/15: Plano de puertas y ventanas
- 6/15: Plano de elevaciones y secciones
- 7/15: Plano de cimentaciones y columnas
- 8/15: Plano de detalles de cimentaciones
- 9/15: Plano de detalles de cimentaciones y soleras
- 10/15: Plano de detalles de cimentaciones
- 11/15: Plano de instalación eléctrica (iluminación)
- 12/15: Plano de instalación eléctrica (fuerza)
- 13/15: Plano de instalación hidráulica
- 14/15: Plano de drenaje sanitario y drenaje pluvial
- 15/15: Plano de techo



CURVAS DE NIVEL

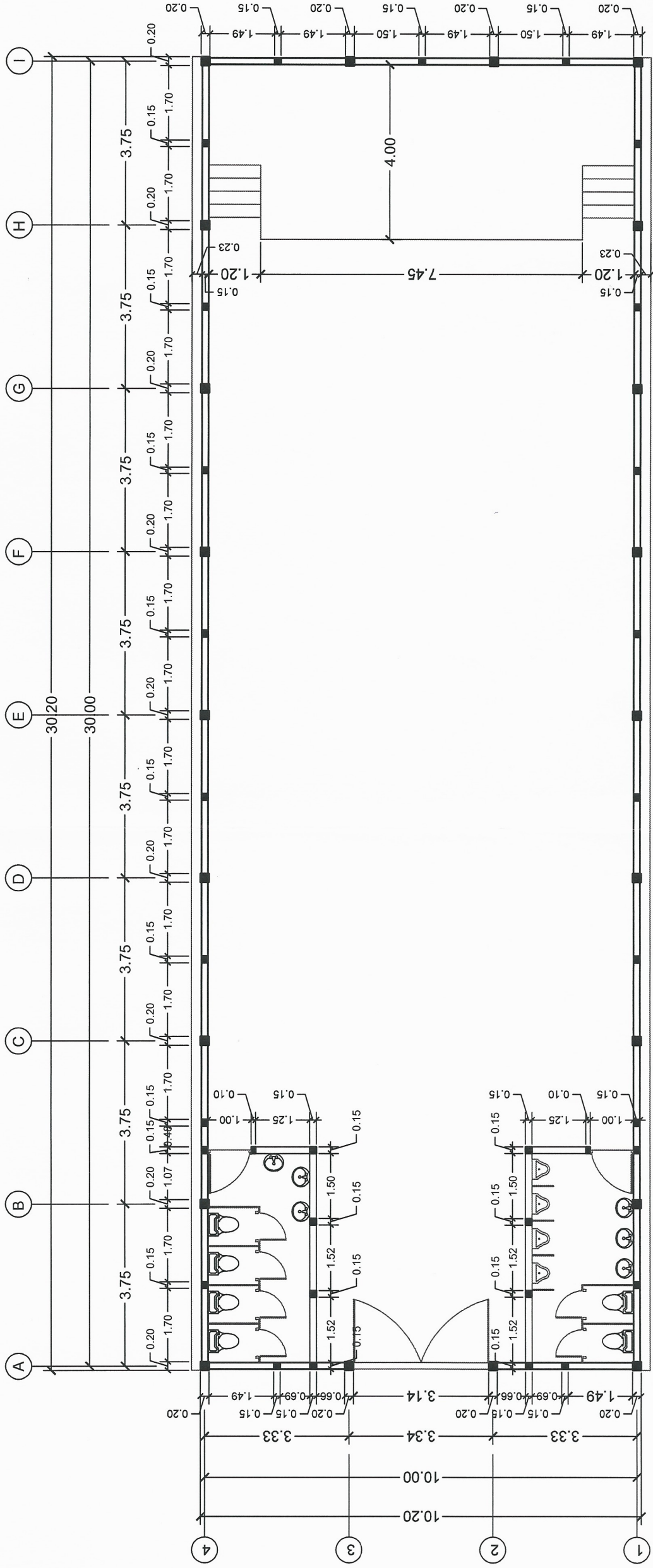
ESCALA: 1/175

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
	REVISOR: INGA MAYRA GARCIA DISEÑO: RUBI GOMEZ CORDOVA CALCULO: RUBI GOMEZ CORDOVA DIBUJO: RUBI GOMEZ CORDOVA ESCALA: 1/175 FECHA: 11/175 AUGUSTO 2016
PROYECTO:	SALÓN DE USOS MÚLTIPLES ALDEA CHOACORRAL
CONTENIDO:	Curvas de Nivel Inga. Mayra Rebeca García Soriano
PRESENTADO:	Unitad de Prácticas Profesionales y EPS Inga. Mayra García Soriano RUBI GOMEZ CORDOVA
HOJA No. 1 / 15	



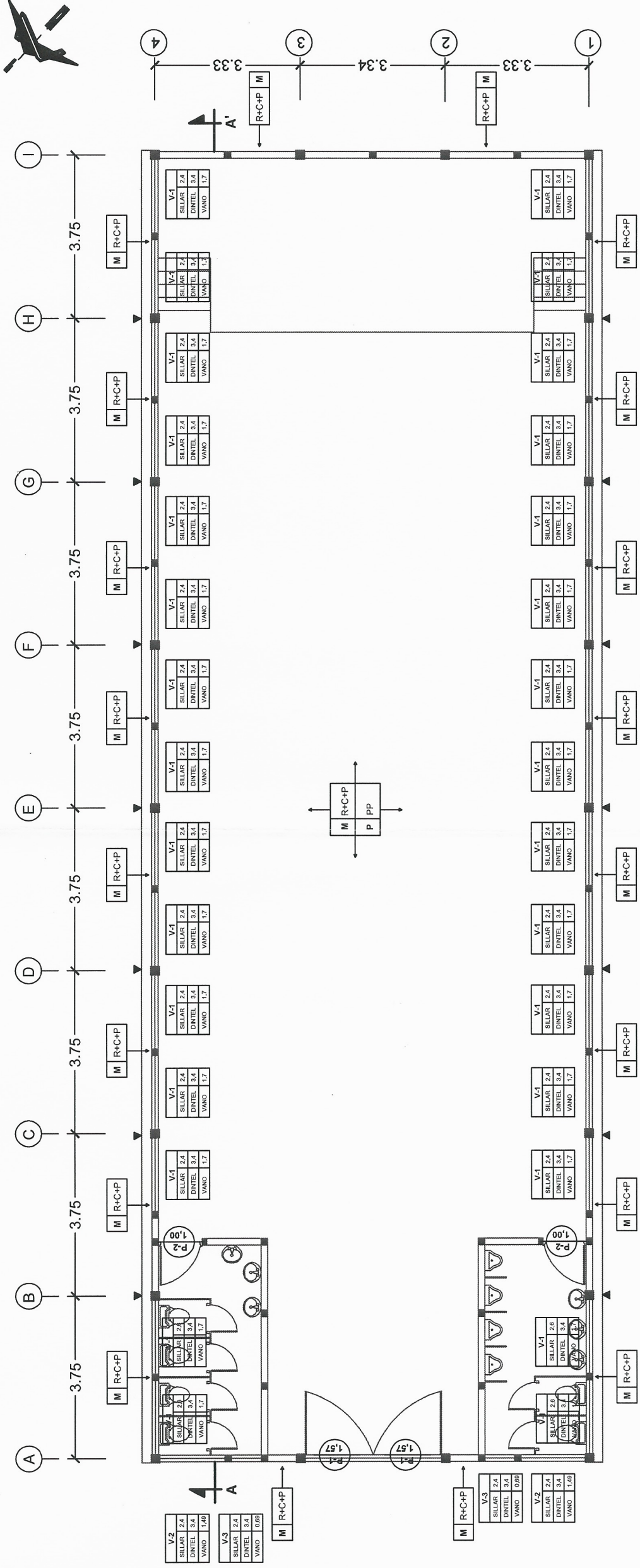
PLANTA ARQUITECTÓNICA
 ESCALA: 1/100

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
	PROYECTO: SALÓN DE USOS MÚLTIPLES ALDEA CHOACORRAL
REVISOR: INGA MAYRA GARCÍA	DISEÑO: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA
CALCULO: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA	DIBUJO: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA
ESCALA: 1/100	FECHA: AGOSTO 2016
CONTENIDO: PLANTA ARQUITECTÓNICA	ASESORA - SUPERVISORA: Rebeca García
PRESENTADO: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA	APROBADO: Facultad de Ingeniería
	FOLIO No. 2 / 15



	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
	PROYECTO: SALÓN DE USOS MÚLTIPLES ALDEA CHOACORRAL
CONTENIDO: PLANTA ACOTADA	REVISÓ: INGA. MAYRA GARCÍA DISEÑO: RUBI GÓMEZ CORDOVA CÁLULO: RUBI GÓMEZ CORDOVA DIBUJO: RUBI GÓMEZ CORDOVA ESCALA: 1/100 FECHA: 03 de Agosto AGOSTO 2016
PRESENTÓ: RUBI ARIGAL GÓMEZ CORDOVA	PRESENTÓ: APURUCO B. A. D. O. DE INGE INGA. MAYRA GARCÍA INICIA No. 3 15

P L A N T A A C O T A D A
ESCALA: 1/100



PLANILLA DE PUERTAS

TIPO	ANCHO	ALTO	REMATE	UNIDAD	SOBRE PUERTA	MATERIAL
P-1	1,57 m	2,20 m	HASTA SOLERA	2	---	METAL
P-2	1,00 m	2,20 m	HASTA SOLERA	2	0,10 m	MADERA
P-3	0,70 m	1,50 m	---	6	---	ACERO INOXIDABLE

PLANTA DE ACABADOS

ESCALA: 1/100

N O M E N C L A T U R A

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
M	INDICA ACABADO EN MURO	R+C	REFELLO + CERNIDO
P	INDICA ACABADO EN PISO	R+C+P	REFELLO + CERNIDO + PINTURA
⊖	INDICA TIPO DE PUERTA	PP	PISO DE PORCELANATO
▲	INDICA ANCHO DE PUERTA		
▲	INDICA REPELLO + CERNIDO + PINTURA EN VIGA VISTA		
V	INDICA TIPO DE VENTANA		
SILLAR	INDICA ALTURA DE SILLAR EN METROS		
DINTEL	INDICA ALTURA DE DINTEL EN METROS		
VANO	INDICA ANCHO DE VENTANA EN METROS		

PLANILLA DE VENTANAS

TIPO	SILLAR	DINTEL	VANO	ALTO	REMATE	UNIDAD	MATERIAL
V-1	2,40 m	3,40 m	1,70 m	1,00 m	HASTA SOLERA	30	METAL + VIDRIO CLARO
V-2	2,40 m	3,40 m	1,49 m	1,00 m	HASTA SOLERA	2	METAL + VIDRIO CLARO
V-3	2,40 m	3,40 m	0,68 m	1,00 m	HASTA SOLERA	2	METAL + VIDRIO CLARO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

REVISÓ: INGA MAYRA GARCÍA
DISEÑO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
CALCULO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
DIBUJO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
ESCALA: RUBI GÓMEZ CORDOVA
FECHA: 15 de Agosto de 2018
ASESORA - SUPERVISORA: Inga Mayra Hebera García

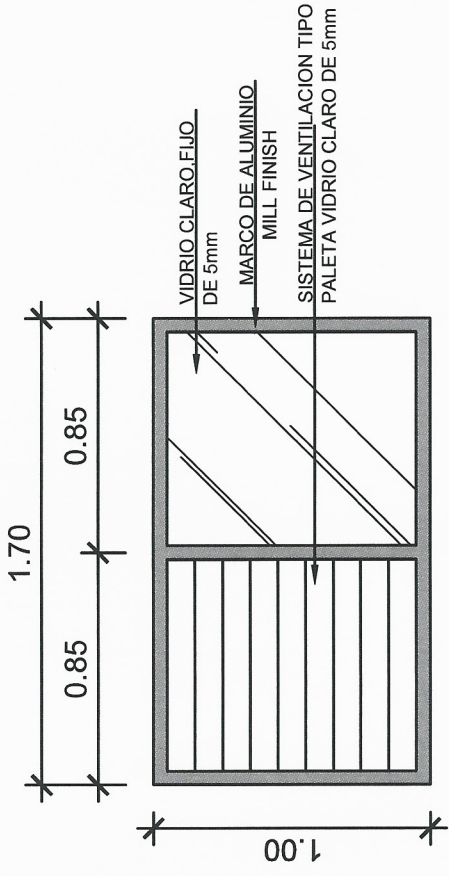
PROYECTO: **SALÓN DE USOS MÚLTIPLES ALDEA CHOACORRAL**

CONTENIDO: **PLANTA DE ACABADOS**

PRESENTO: **APROBADO:**

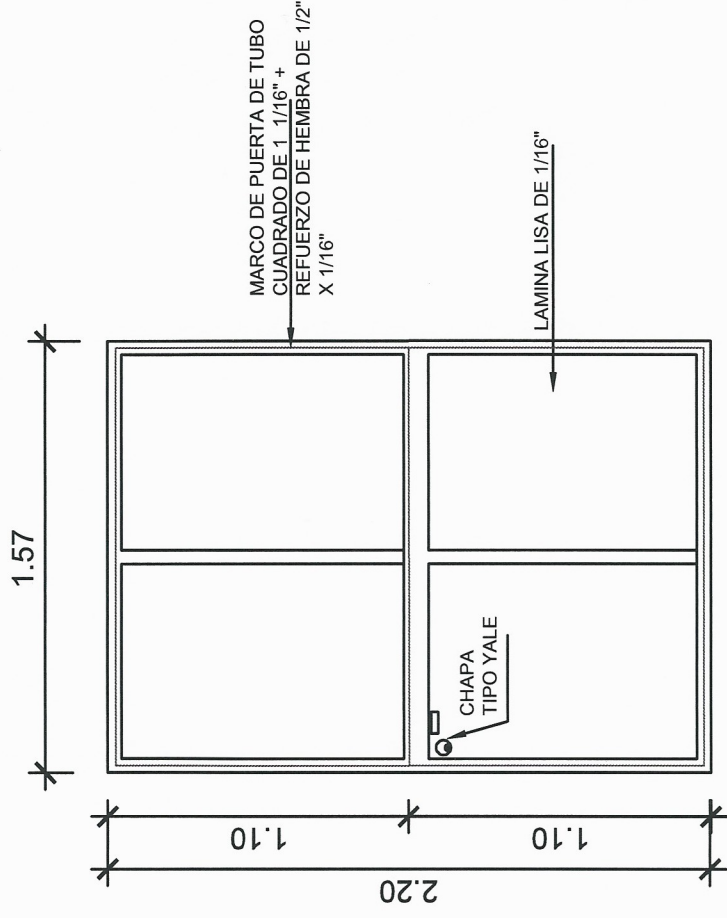
RUBI AIGUIL GÓMEZ CORDOVA

HOJA N.º **4** DE **15**



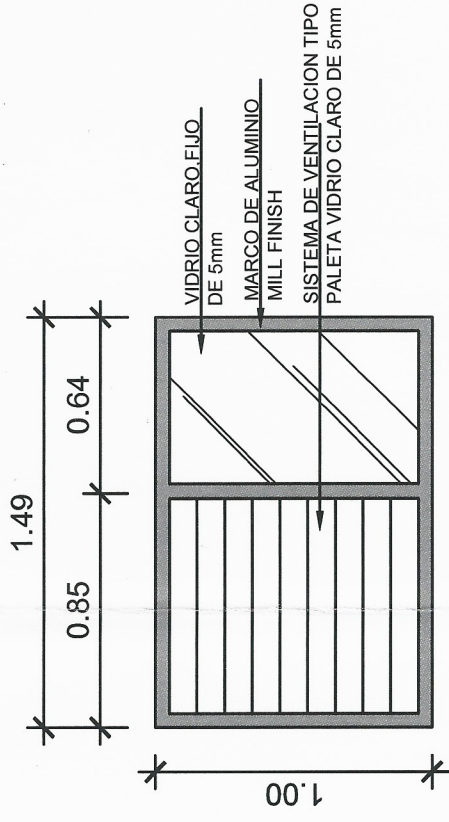
VENTANA TIPO V - 1

ESCALA: 1/25



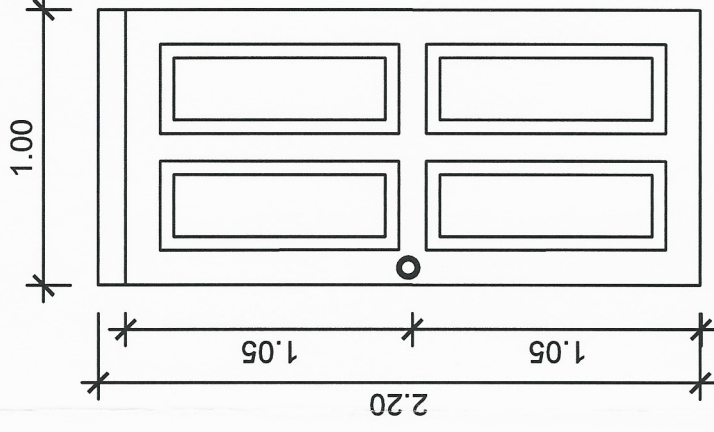
PUERTA TIPO P - 1

ESCALA: 1/25



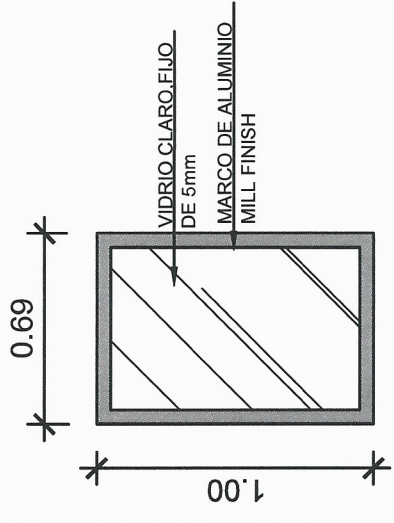
VENTANA TIPO V - 2

ESCALA: 1/25



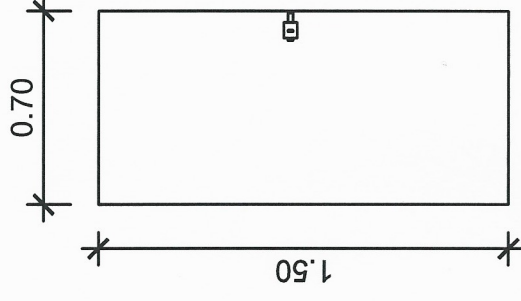
PUERTA TIPO P - 2

ESCALA: 1/25



VENTANA TIPO V - 3

ESCALA: 1/25



PUERTA TIPO P - 3

ESCALA: 1/25

PLANILLA DE VENTANAS							
TIPO	SILLAR	DINTEL	VANO	ALTO	REMATE	UNIDAD	MATERIAL
V-1	2,40 m	3,40 m	1,70 m	1,00 m	HASTA SOLERA	30	METAL + VIDRIO CLARO
V-2	2,40 m	3,40 m	1,40 m	1,00 m	HASTA SOLERA	2	METAL + VIDRIO CLARO
V-3	2,40 m	3,40 m	0,69 m	1,00 m	HASTA SOLERA	2	METAL + VIDRIO CLARO

PLANILLA DE PUERTAS						
TIPO	ANCHO	ALTO	REMATE	UNIDAD	SOBRE PUERTA	MATERIAL
P-1	1,57 m	2,20 m	HASTA SOLERA	2	---	METAL
P-2	1,00 m	2,20 m	HASTA SOLERA	2	0,10 m	MADERA
P-3	0,70 m	1,50 m	----	6	---	ACERO INOXIDABLE

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

REVISÓ:
INGA MAYRA GARCÍA

PROYECTO:
**SALÓN DE USOS MÚLTIPLES
ALDEA CHOACORRAL**

CONTENIDO:
PUERTAS Y VENTANAS

DISEÑÓ:
RUBI GÓMEZ CÓRDOVA

PRESENTO:

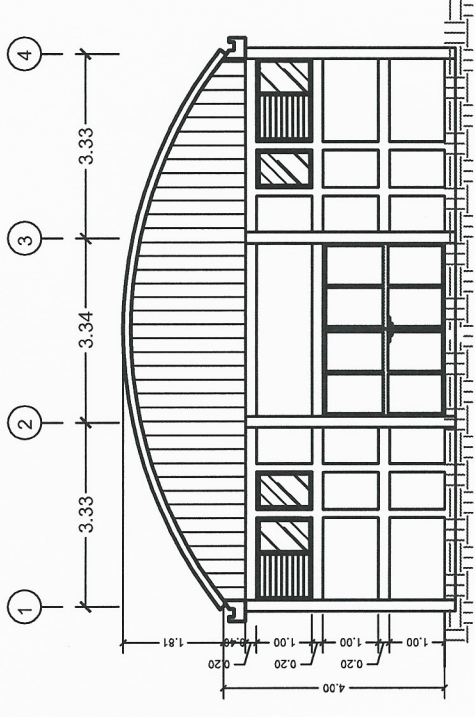
Ing. Mayra Rebeca Carr
ASESORA - SUPERVISORA
Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado

FECHA:
12 DE ABRIL DE 2018

APROBADO:

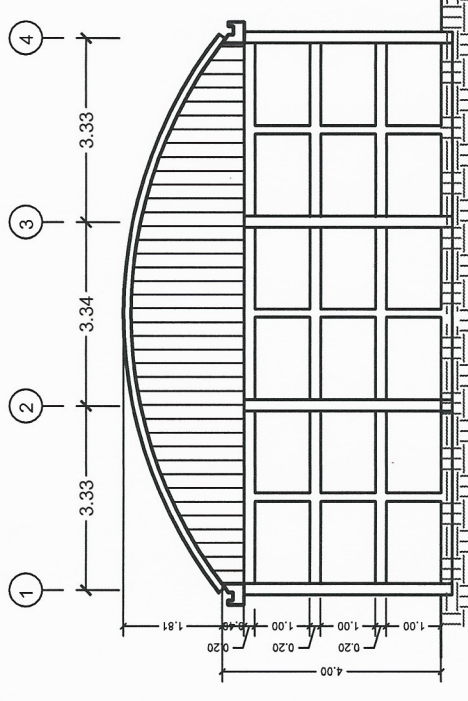
RUBI GÓMEZ CÓRDOVA

FIGURA No. **5** / **15**



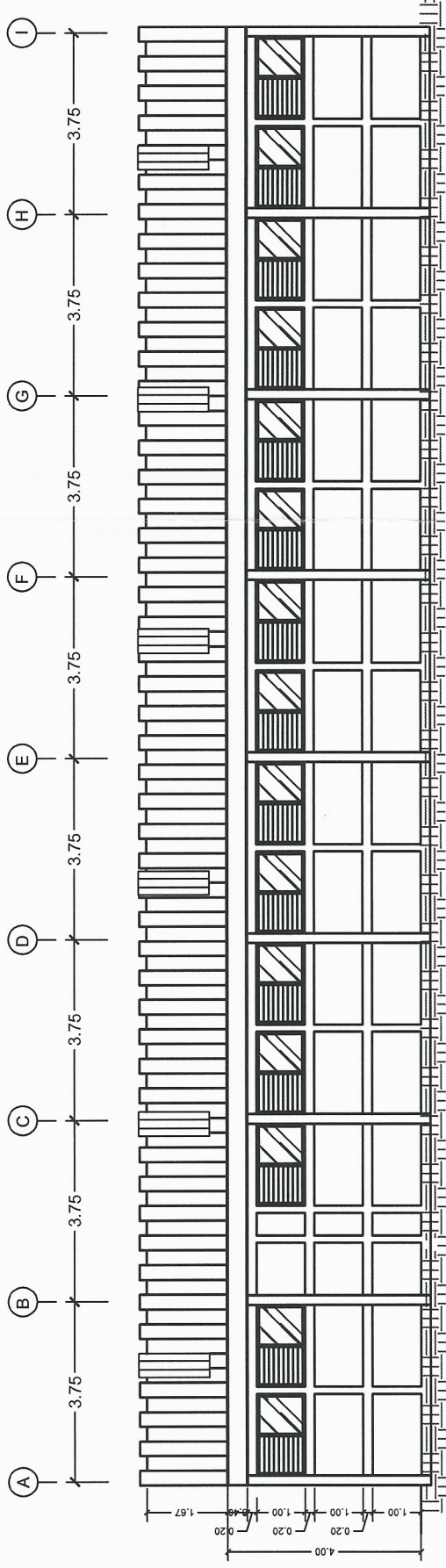
ELEVACIÓN FRONTAL

ESCALA: 1/125



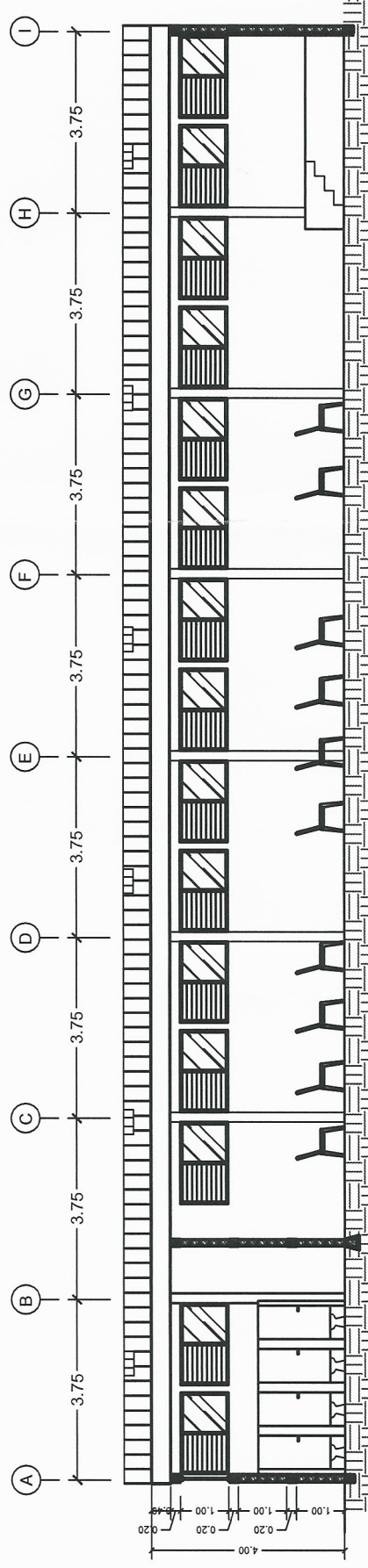
ELEVACIÓN POSTERIOR

ESCALA: 1/125



ELEVACIÓN LATERAL

ESCALA: 1/125



SECCIÓN A - A'

ESCALA: 1/125



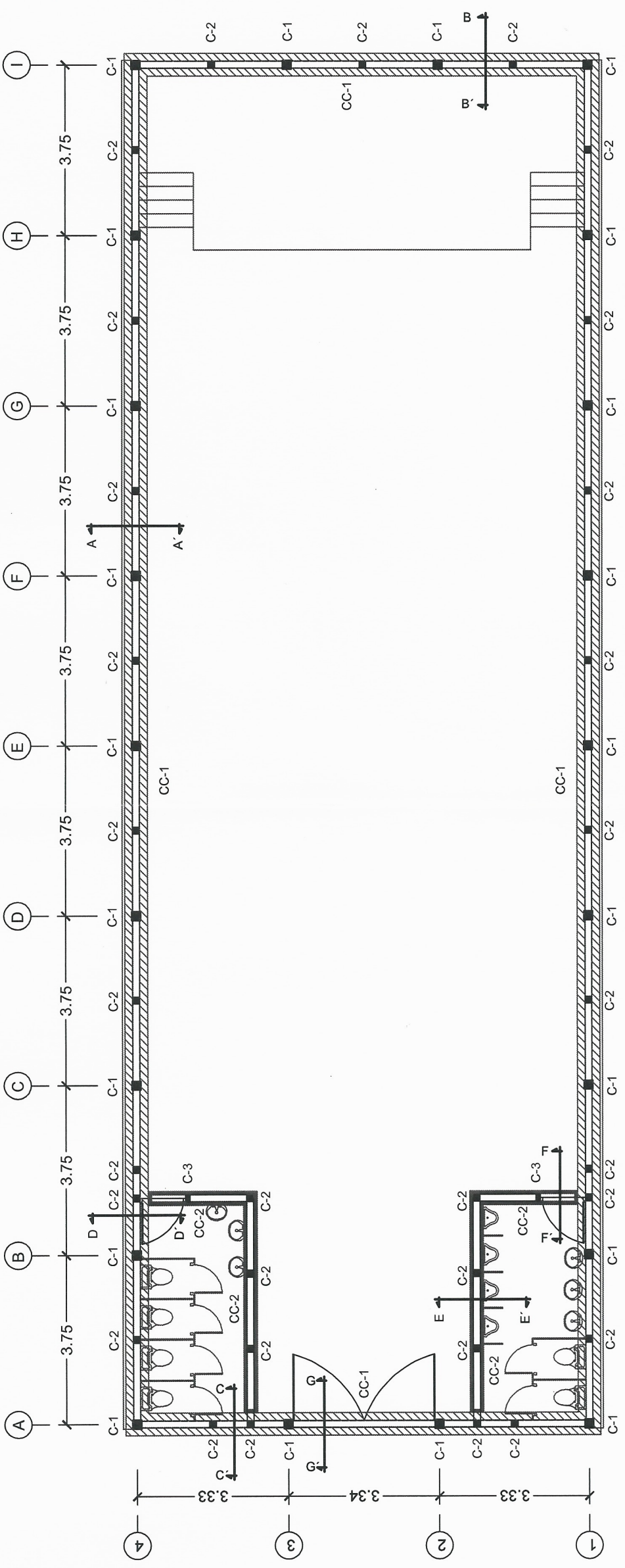
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
**SALÓN DE USOS MÚLTIPLES
ALDEA CHOACORRAL**

CONTENIDO:

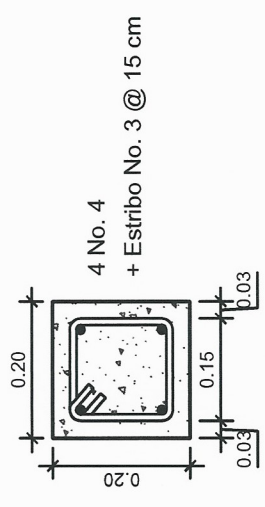
ELEVACIONES Y SECCIONES *Rebeca García*
ASESORA - SUPERVISORA *Rebeca García*

REVISÓ: *INGA MAYRA GARCÍA*
DISEÑO: *RUBI GÓMEZ CÓRDOVA*
CALCULO: *RUBI GÓMEZ CÓRDOVA*
DIBUJÓ: *RUBI GÓMEZ CÓRDOVA*
ESCALA: *RUBI GÓMEZ CÓRDOVA*
FECHA: *15/08/2016*
AGOSTO 2016

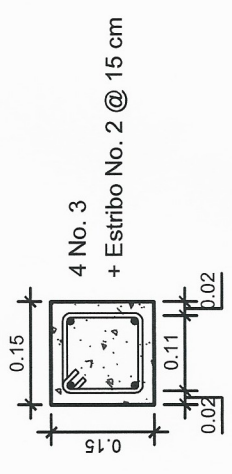


CIMENTACIONES Y COLUMNAS

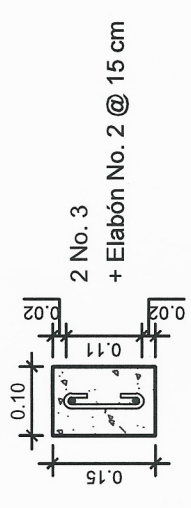
ESCALA: 1/100



DETALLE DE COLUMNA C-1
SECCIÓN
ESCALA: 1/10

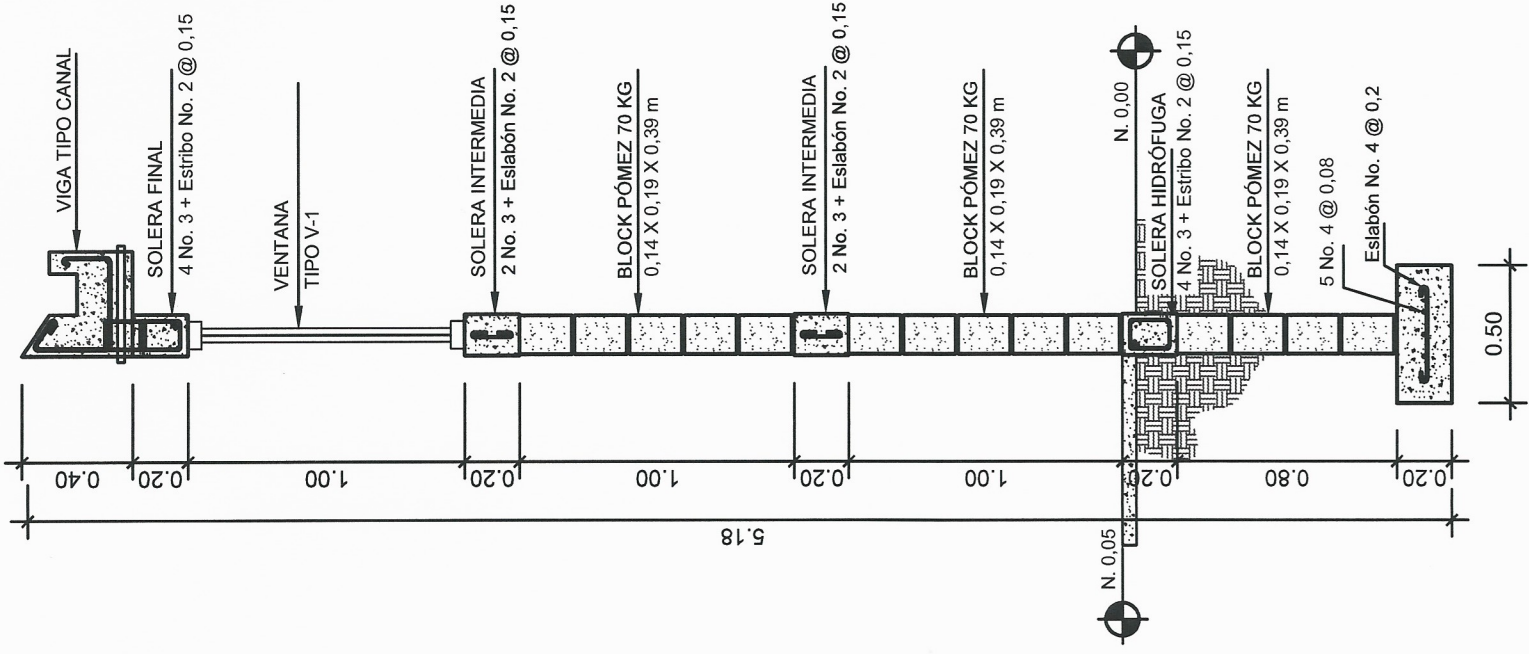


DETALLE DE COLUMNA C-2
SECCIÓN
ESCALA: 1/10

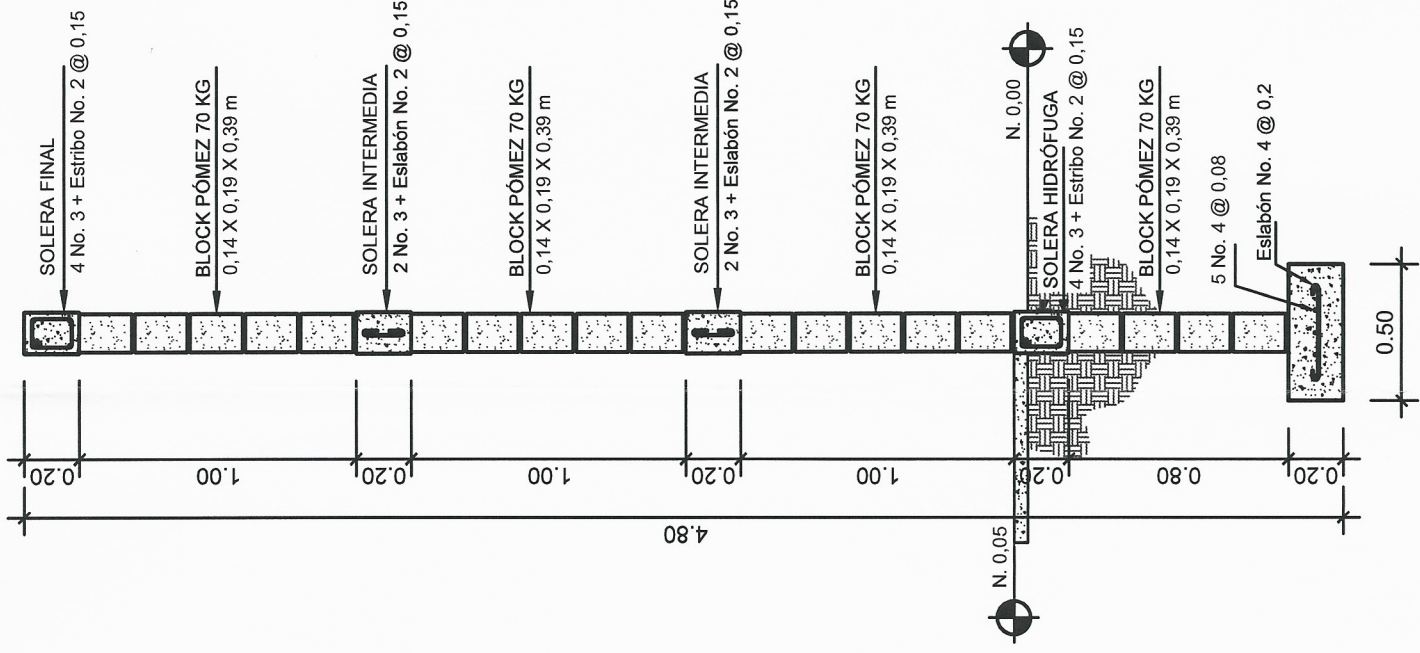


DETALLE DE COLUMNA C-3
SECCIÓN
ESCALA: 1/10

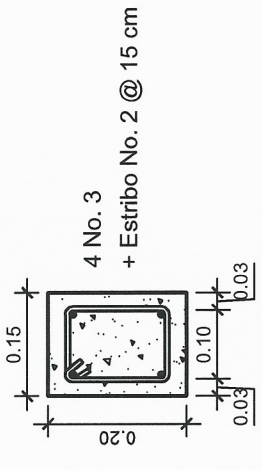
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	REVISÓ: INGA. MAYRA GARCÍA	HOJA No. 7 / 15
	PROYECTO: SALÓN DE USOS MÚLTIPLES ALDEA CHOACORRAL	DISEÑO: RUBI GÓMEZ CORDOVA	DIBUJO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
CONTENIDO: PLANTA DE CIMENTACIONES Y COLUMNAS		ESCALA: 1/100 - EPS	FECHA: 14 de AGOSTO 2016
PRESENTÓ: INGA. MAYRA GARCÍA SORIA		APROBADO: INGA. MAYRA GARCÍA SORIA	



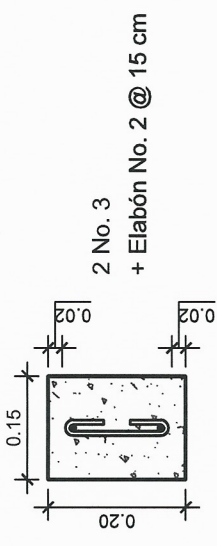
DETALLE DE MURO A-A'
SECCIÓN
ESCALA: 1/25



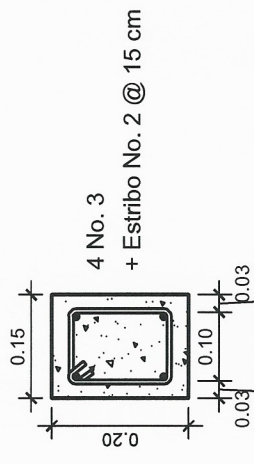
DETALLE DE MURO B-B'
SECCIÓN
ESCALA: 1/25



DETALLE DE SOLERA HIDRÓFUGA
SECCIÓN
ESCALA: 1/10



DETALLE DE SOLERA INTERMEDIA
SECCIÓN
ESCALA: 1/10



DETALLE DE SOLERA FINAL
SECCIÓN
ESCALA: 1/10



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

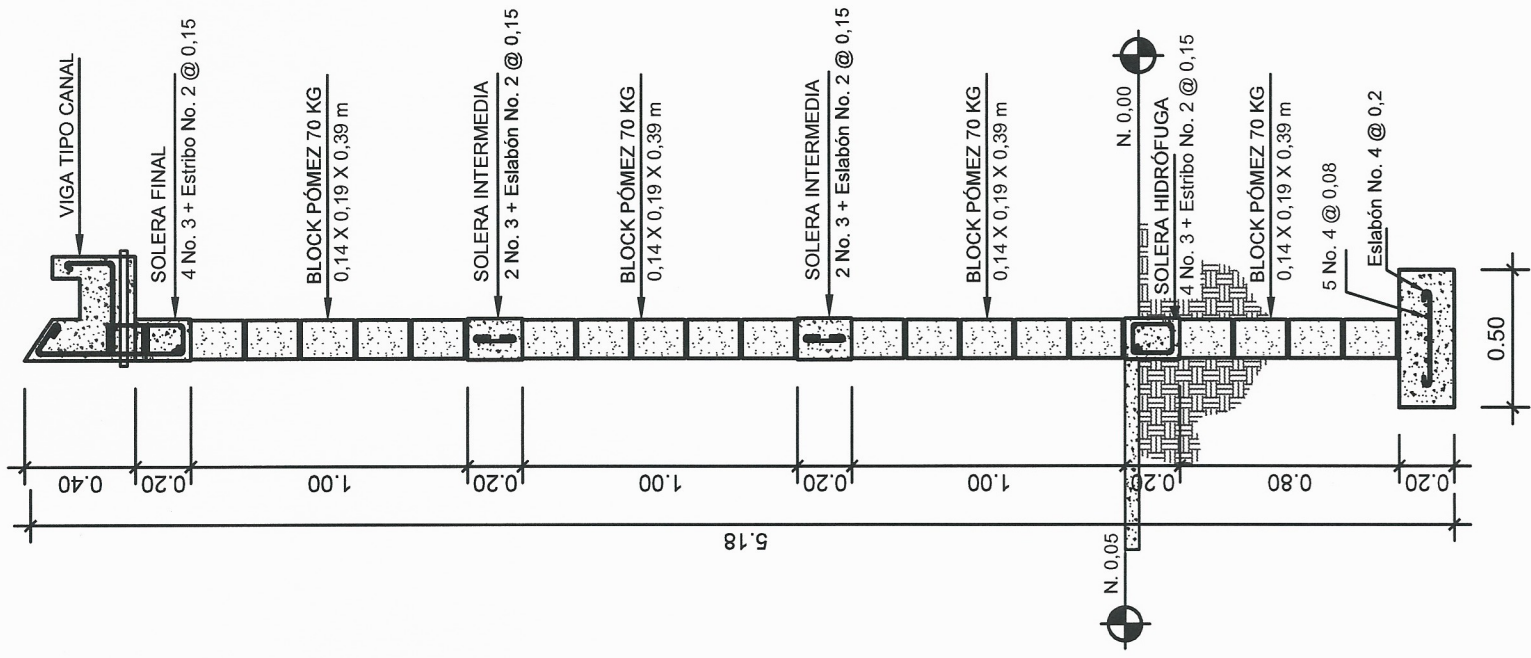
PROYECTO:
SALÓN DE USOS MÚLTIPLES
ALDEA CHOACORRAL

REVISOR: INGA MAYRA GARCÍA
DISEÑO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
CALCULO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
DIBUJO: RUBI GÓMEZ CORDOVA

CONTENIDO:
Inga Mayra Rebeca García
RUBI GÓMEZ CORDOVA
ESCALA: 1/10
INDICADAS
FECHA: 15/08/2018

PRESENTADO:
RUBI GÓMEZ CORDOVA
INGA MAYRA GARCÍA

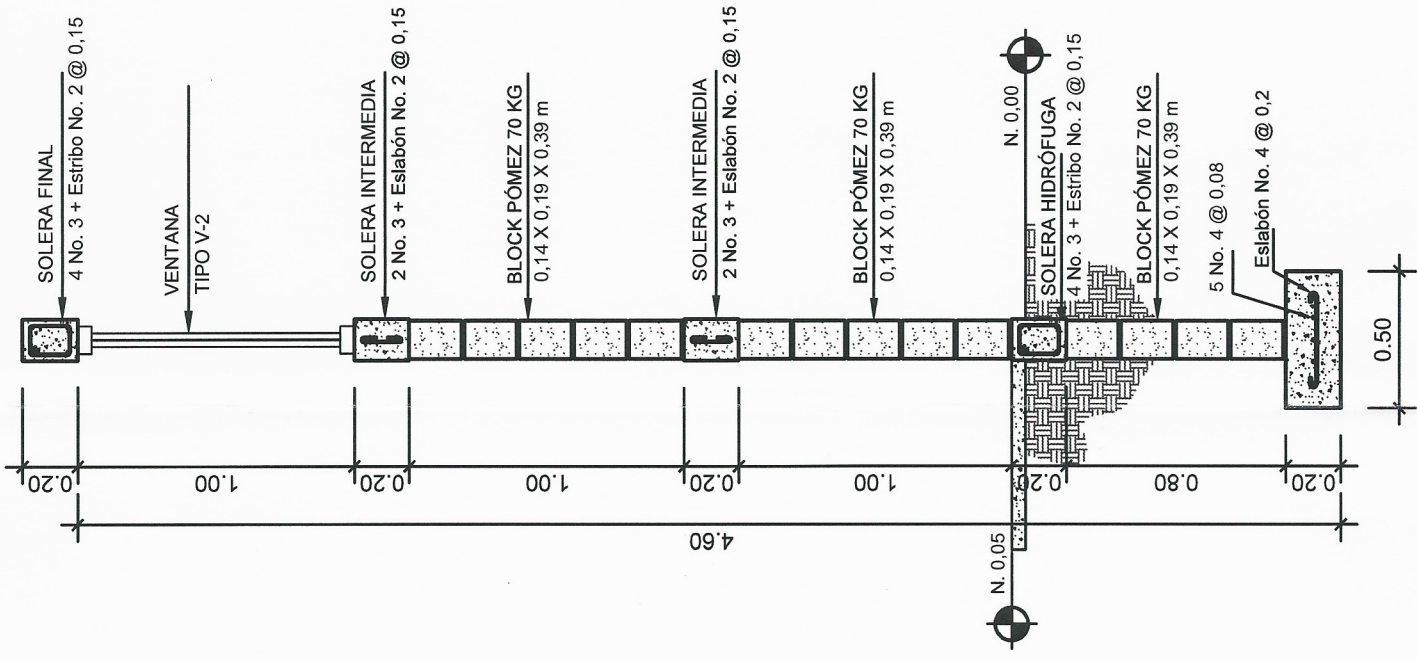
HOJA No. **8** / 15



DETALLE DE MURO D-D'

SECCIÓN

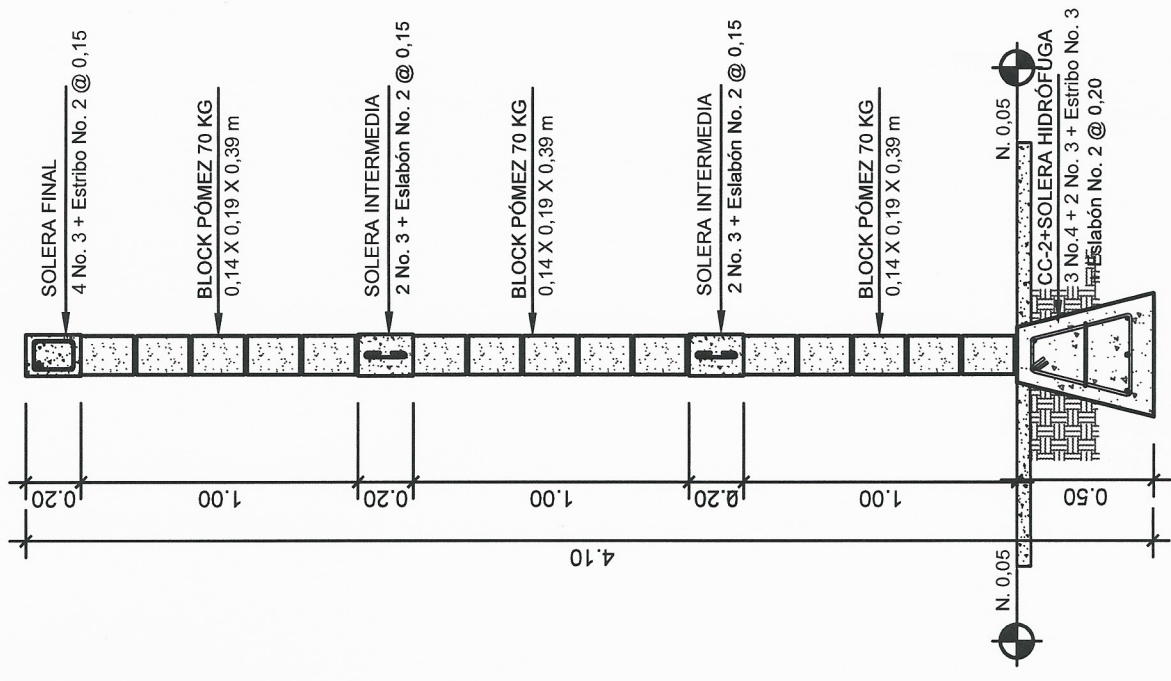
ESCALA: 1/25



DETALLE DE MURO C-C'

SECCIÓN

ESCALA: 1/25



DETALLE DE MURO E-E'

SECCIÓN

ESCALA: 1/25



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:

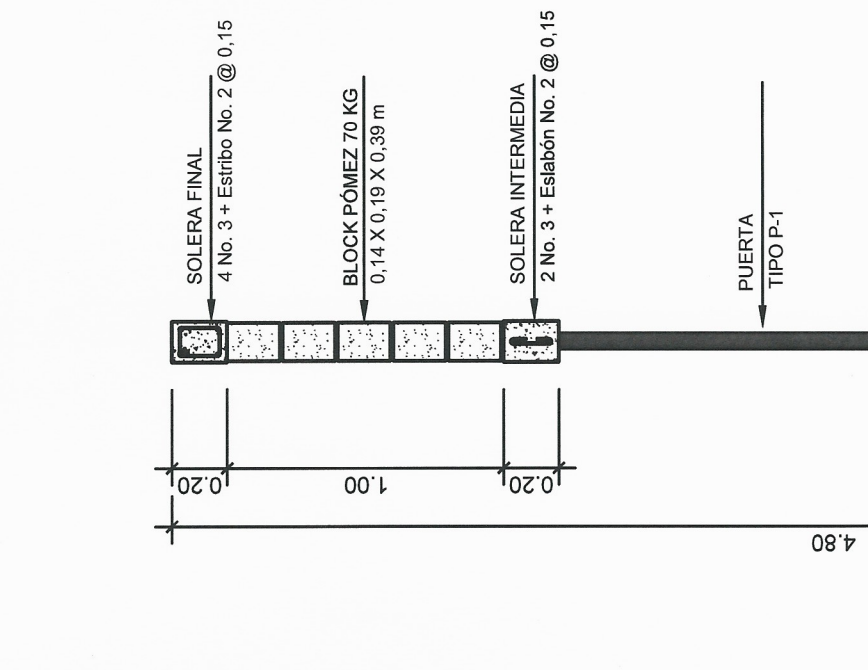
SALÓN DE USOS MÚLTIPLES
ALDEA CHOACORRAL

CONTENIDO
Inga Mayra Beber García Soriano
DETALLES CIMENTACIONES Y SOLERAS
Escala: 1/25
Unidad de Prácticas de Ingeniería
AGOSTO 2018

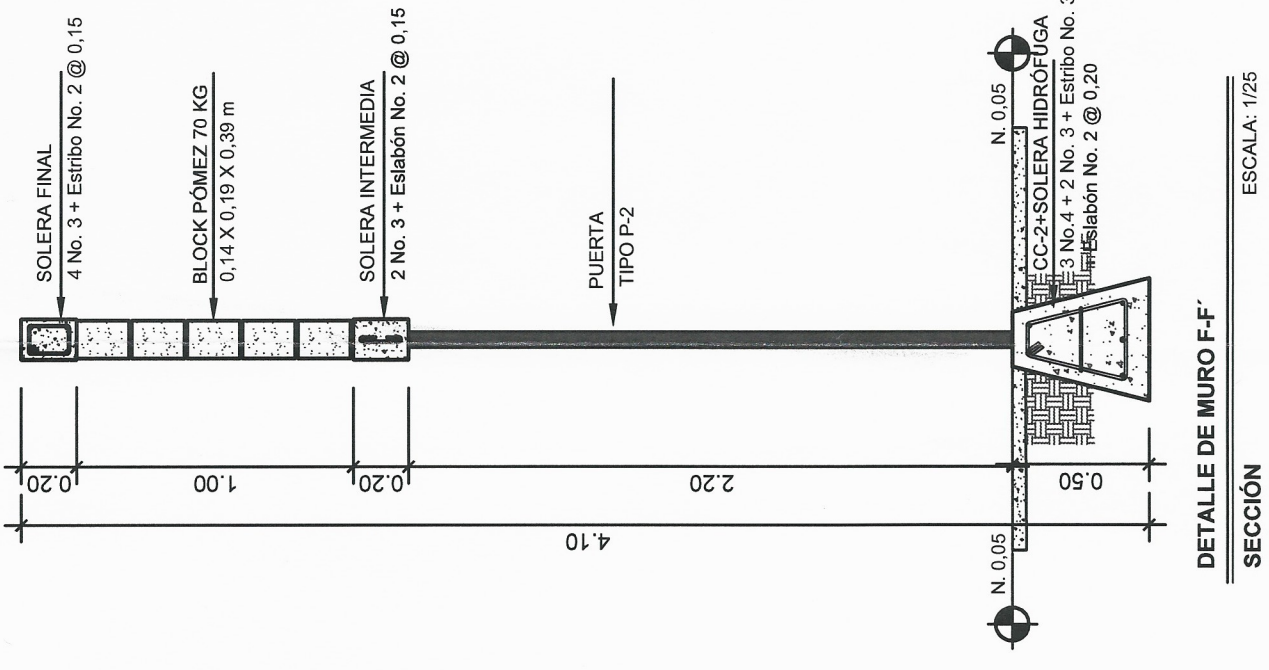
PRESENTO:

INGA MAYRA GARCÍA SORIANO

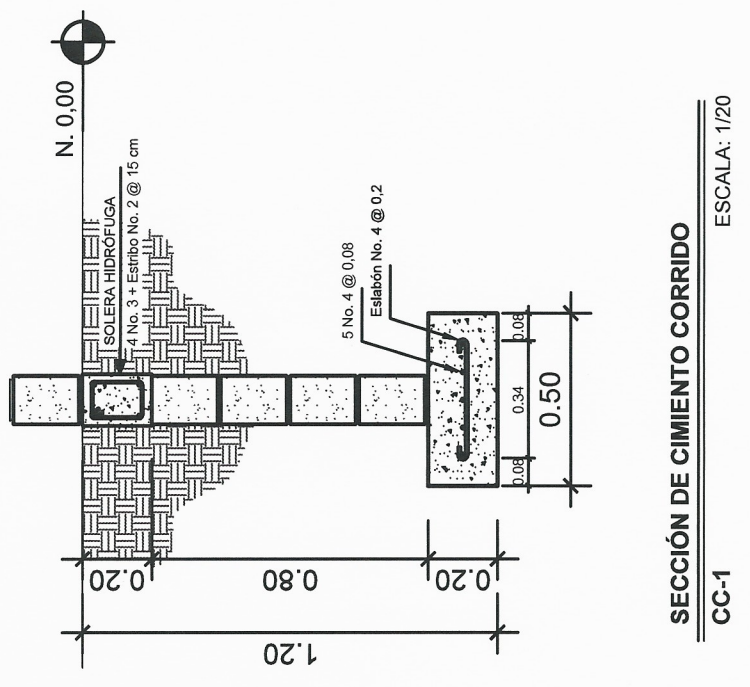
RUBI GÓMEZ CORDOVA



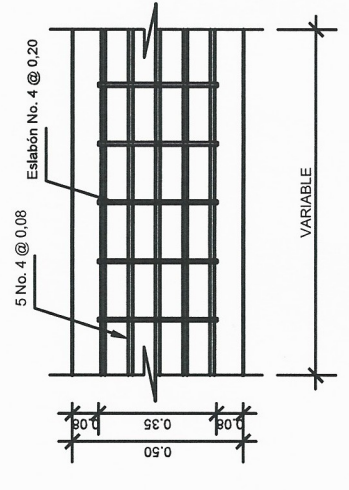
DETALLE DE MURO G-G
SECCIÓN
ESCALA: 1/25



DETALLE DE MURO F-F
SECCIÓN
ESCALA: 1/25



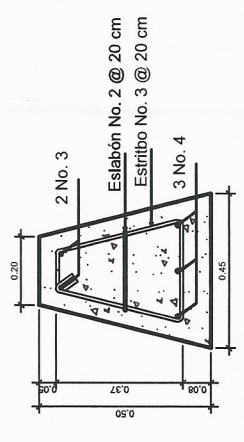
SECCIÓN DE CIMENTO CORRIDO
CC-1
ESCALA: 1/20



PLANTA DE CIMENTO CORRIDO
CC-1
ESCALA: 1/20

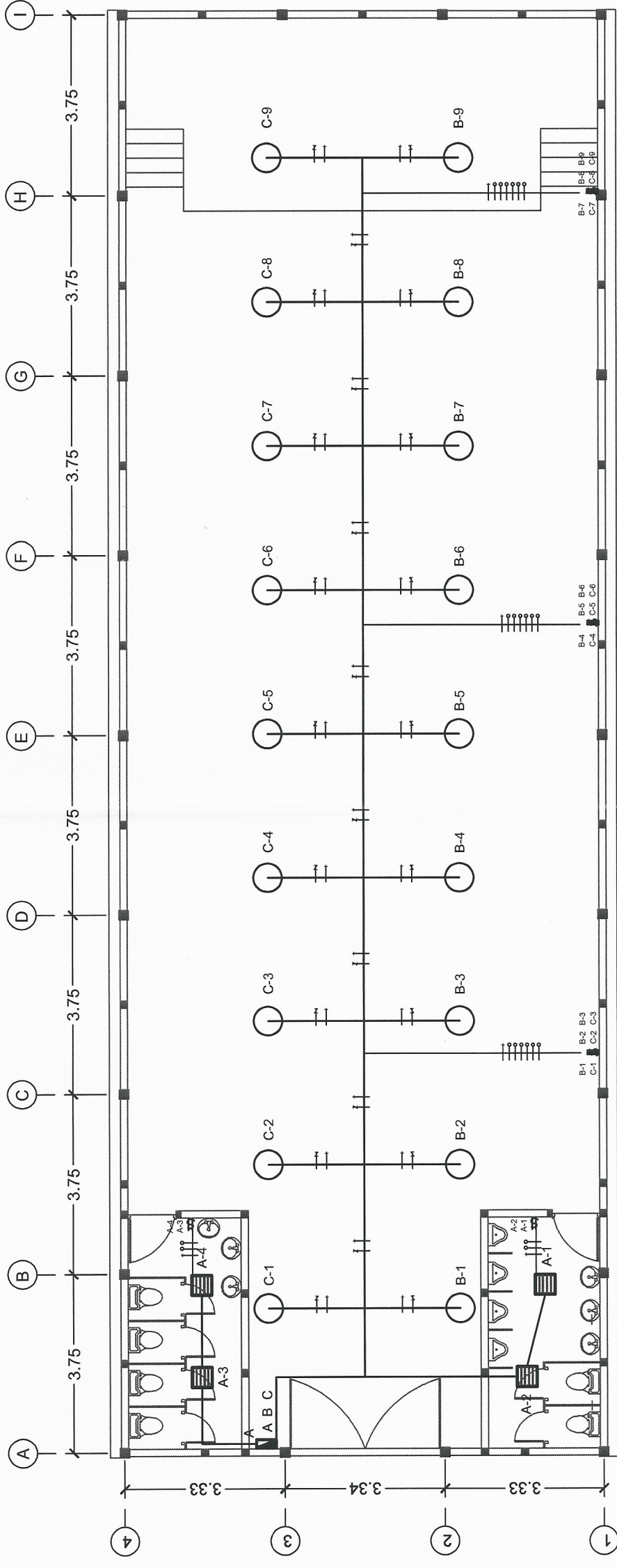
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ o 3 000 PSI
- $f_y = 2 810 \text{ kg/cm}^2$ o 40 000 PSI
- Recubrimiento = 7,5 cm
- Valor soporte del suelo = 17,17 ton/m²
- Traslapes mínimos:
 - No. 3 = 0,35 m
 - No. 4 = 0,50 m
 - No. 5 = 0,60 m
 - No. 6 = 0,75 m
 - No. 8 = 1,00 m
- Límites de espaciamiento:
 - La distancia mínima libre entre barras paralelas debe ser igual al diámetro de la varilla pero no menor a 2,5 cm. ACI 7.6.1
 - La distancia máxima libre entre barras paralelas no debe ser mayor a 45 cm. ACI 15.10.4
 - Longitud de desarrollo y empalmes:
 - La longitud para empalmes en elementos a tracción debe tener un mínimo de $L_d = 30 \text{ cm}$. ACI 12.2



DETALLE DE CIMENTO CORRIDO CC-2
SECCIÓN
ESCALA: 1/20

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	REVISÓ: INGA MAYRA GARCÍA DISEÑO: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA CALCULO: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA DIBUJO: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA ESCALAS: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA INDICADA FECHA: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA AGOSTO 2018	HOJA No. 10 / 15
	PROYECTO: SALÓN DE USOS MÚLTIPLES ALDEA CHOACORRAL, San Carlos de Guatemala	CONTENIDO: Inga Mayra Beltrán García, Srta de Ingeniería RUBI GÓMEZ CÓRDOVA - SUPERVISORA DE EJERCICIO Unidad de Prácticas de Ingeniería	PRESENTADO: Inga Mayra Beltrán García, Srta de Ingeniería RUBI GÓMEZ CÓRDOVA



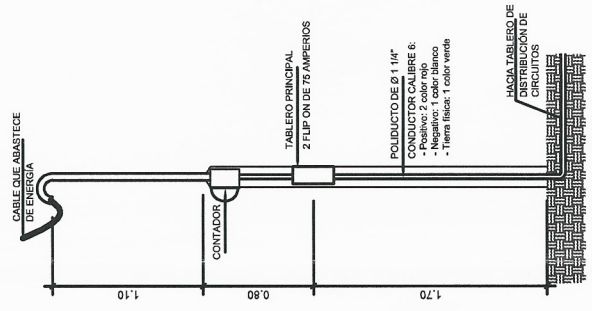
INSTALACIÓN ELÉCTRICA (ILUMINACIÓN)

ESCALA: 1/100

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- CONDUCTORES:
POSITIVO: CALIBRE 12 AWG, THHN; COLOR ROJO
NEUTRO: CALIBRE 12 AWG, THHN; COLOR BLANCO
RETORNO: CALIBRE 12 AWG, THHN; COLOR NEGRO
TIERRA FÍSICA: CALIBRE 12 AWG THHN; COLOR VERDE
- LA TUBERÍA SERÁ POLIDUCTO DE 1 1/4" O INDICADO E IRÁ EMPOTRADO EN MUROS Y EN CLIPS DE TECHO;
- SE COLOCARÁ UN FLIP ON DE 20 AMPERIOS POR CIRCUITO.

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	LOCALIZACIÓN
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN DE CIRCUITOS	H = 1,70 m; S.N.P
	LAMPARA DOBLE (4 X 17 WATTS)	TECHO
	LAMPARA (100 WATTS)	TECHO
	INTERRUPTOR TRIPLE	H = 1,20 m; S.N.P
	INTERRUPTOR DOBLE	H = 1,20 m; S.N.P
	CONDUCTOR NEUTRO	POLIDUCTO
	CONDUCTOR POSITIVO	POLIDUCTO
	CONDUCTOR DE RETORNO	POLIDUCTO
	TUBERÍA (POLIDUCTO 3/4")	CIELO
	CONTADOR	H = 1,80 m; S.N.P



DETALLE DE ACOMETIDA

ESCALA: 1/50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

REVISÓ:
INGSA MAYRA GARCÍA

DISEÑO:
RUBI GÓMEZ CORDOVA

CALCULO:
RUBI GÓMEZ CORDOVA

DIBUJADO:
RUBI GÓMEZ CORDOVA

ESCALA:
1/100

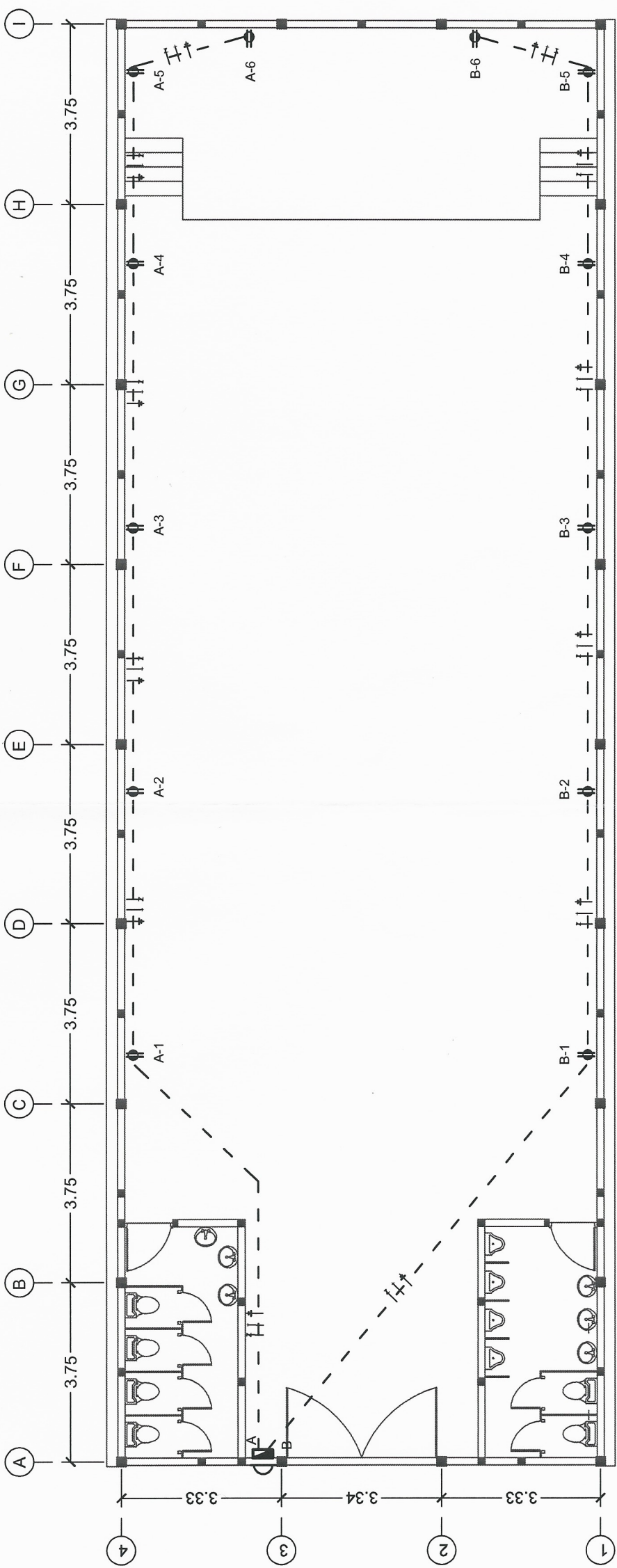
FECHA:
AGOSTO 2018

PROYECTO:
SALÓN DE USOS MÚLTIPLES
ALDEA CHOACORRAL

CONTENIDO:
PLANTA DE INSTALACIONES ELÉCTRICAS (ILUMINACIÓN)

PRESENTÓ:
A.P.R.O.B.A.D. ORIGINAL

HOJA No. **11** / 15



INSTALACIÓN ELÉCTRICA (FUERZA)


ESCALA: 1/100

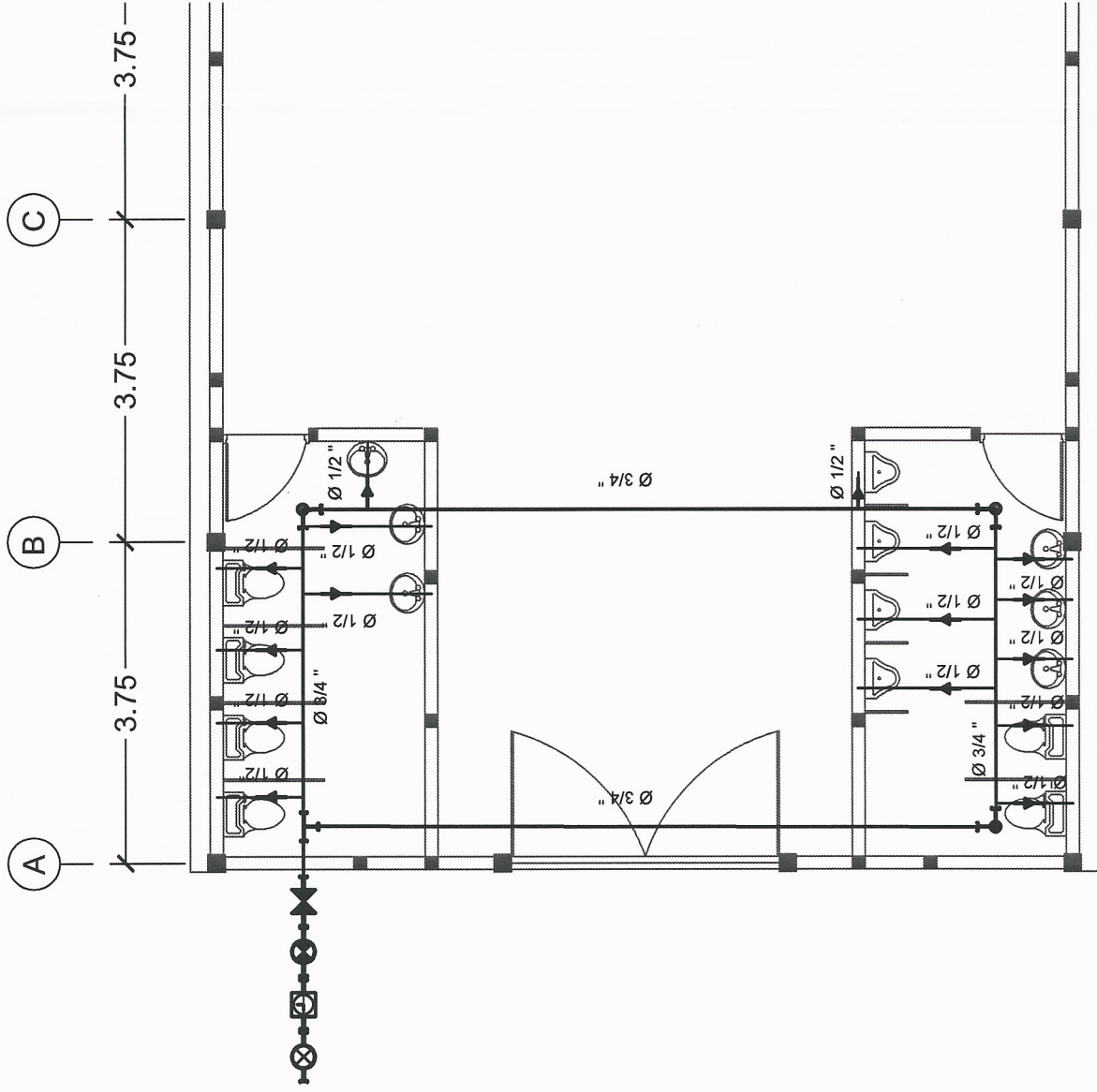
N O M E N C L A T U R A

SÍMBOLO	D E S C R I P C I Ó N	LOCALIZACIÓN
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN DE CIRCUITOS	H = 1,70 m; S.N.P
	TOMACORRIENTE (1,10 V)	H = 0,30 m; S.N.P
	CONDUCTOR NEUTRO	POLIDUCTO
	CONDUCTOR POSITIVO	POLIDUCTO
	CONDUCTOR DE TIERRA	POLIDUCTO
	TUBERÍA (POLIDUCTO 3/4")	PISO Y MURO
	CONTADOR	H = 1,80 m; S.N.P

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- CONDUCTORES:
 POSITIVO: CALIBRE 12 AWG, THHN; COLOR ROJO
 NEUTRO: CALIBRE 12 AWG, THHN; COLOR BLANCO
 RETORNO: CALIBRE 12 AWG, THHN; COLOR NEGRO
 TIERRA FÍSICA: CALIBRE 12 AWG THHN; COLOR VERDE
 - LA TUBERÍA SERÁ POLIDUCTO DE 1 1/4" O INDICADO E IRÁ EMPOTRADO EN MUROS;
 - SE COLOCARÁ UN FLIP ON DE 20 AMPERIOS POR CIRCUITO.

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
PROYECTO: SALÓN DE USOS MÚLTIPLES ALDEA CHOACORRAL	REVISÓ: INGA MAYRA GARCÍA DISEÑO: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA CALCULO: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA DIBUJO: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA ESCALA: 1/100 FECHA: 11/100 AGOSTO 2016
CONTENIDO: PLANTA DE INSTALACIONES ELÉCTRICAS (FUERZA)	Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado de San Carlos de Guatemala Inga Mayra Beltrán López Rubi Gómez Córdoba Agosto 2016
PRESENTO: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA	Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado de San Carlos de Guatemala Inga Mayra Beltrán López Rubi Gómez Córdoba Agosto 2016 Hoja No. 12 de 15



NOMENCLATURA

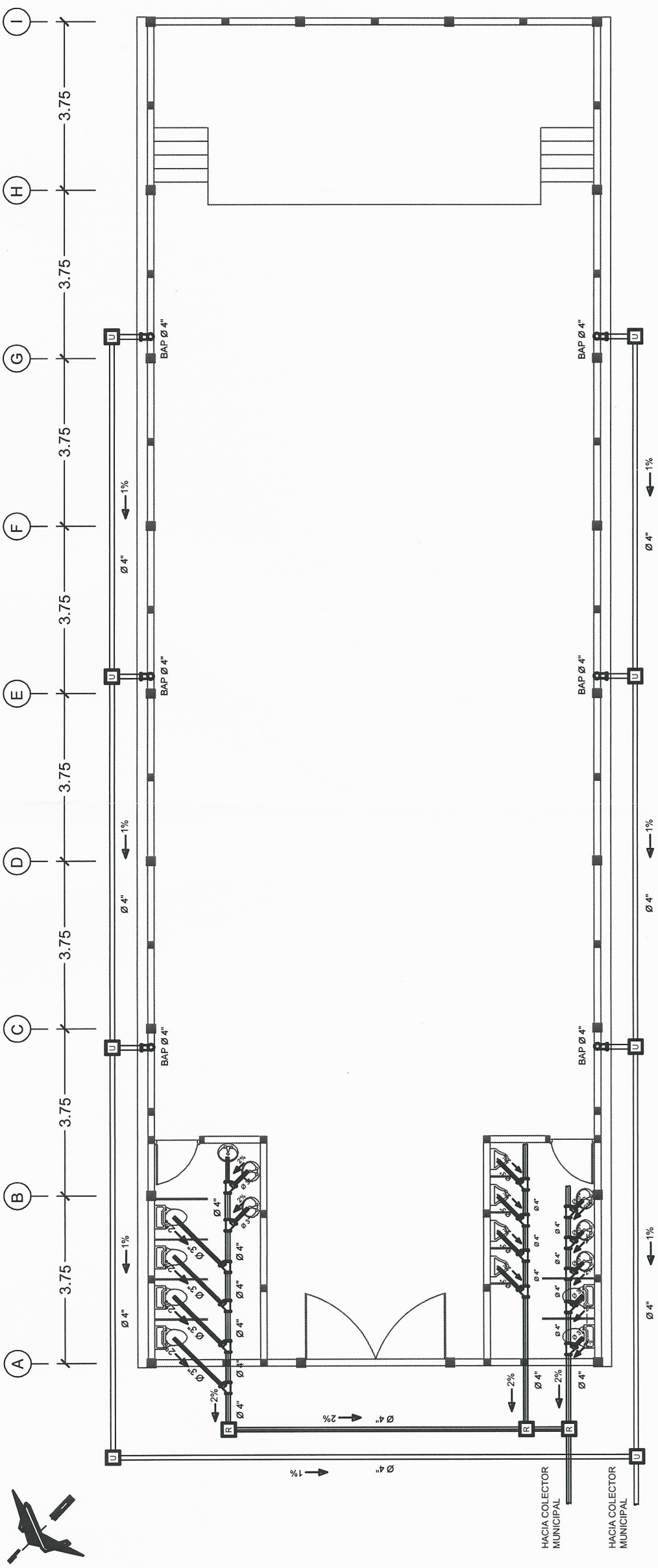
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
—	TUBERÍA DE AGUA POTABLE PVC Ø INDICADO
⊥	TEE HORIZONTAL PVC Ø INDICADO
⌋	CODO 90° HORIZONTAL PVC Ø TUBERÍA
→	REDUCTOR BUSHING PVD DE Ø3/4" A Ø1/2"
⊗	LLAVE DE PASO
⊕	CONTADOR
⊗	LLAVE DE GLOBO
⊕	LLAVE DE GLOBO

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

1. Toda la tubería será de cloruro de polivinilo (PVC) que cumpla con norma ASTM D1785, bajo cédula 40.
2. El circuito de distribución será de PVC Ø3/4" y en la entrada a accesorios la tubería será reducida a Ø1/2".
3. Todas las juntas de tubería, uniones y conexiones del sistema de distribución serán impermeabilizadas cubriendo la rosca con cinta teflón antes de acoplarlas.
4. Todo el circuito debe ser colocada a una profundidad mínima de 0,30 metros bajo el nivel del piso terminado.
5. Las válvulas y llaves deberán ser para 125 PSI como mínimo y todos los accesorios tendrán contrallave cromada de Ø1/2".

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
PROYECTO: SALÓN DE USOS MÚLTIPLES ALDEA CHOACORRAL	REVISOR: INGA MAYRA GARCÍA DISEÑO: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA CALCULO: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA DIBUJO: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA ESCALA: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA FECHA: 17/8 de 2018 FECHA T.P.S: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA AGOSTO 2018
CONTENIDO: PLANTA DE INSTALACIÓN HIDRÁULICA	PROYECTISTA: INGA MAYRA GARCÍA ASESORA - SUPERVISORA: RUBI GÓMEZ CÓRDOVA
PRESENTADO:	APROBADO:
RUBI GÓMEZ CÓRDOVA	INGA MAYRA GARCÍA
	13 / 15

INSTALACIÓN HIDRÁULICA
ESCALA: 1/75



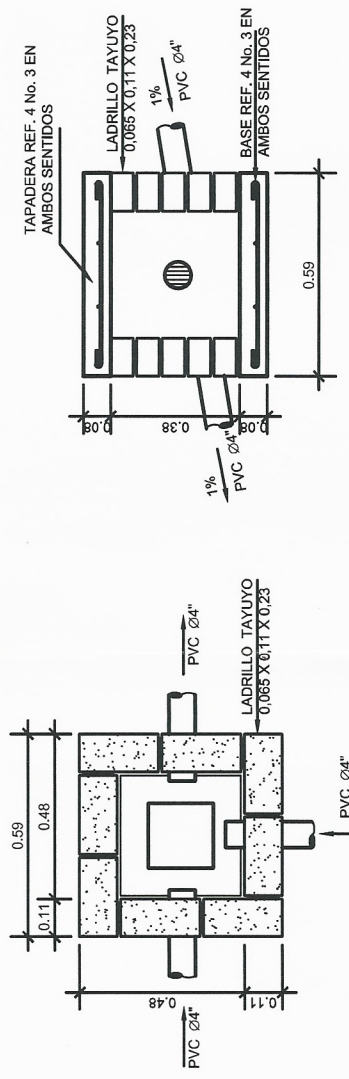
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

1. Toda la tubería será de cloruro de polivinilo (PVC) que cumpla con norma ASTM D1785, bajo cédula 40.
2. La tubería de aguas negras deberá tener una pendiente mínima de 2%.
3. La tubería de aguas pluviales deberá tener una pendiente mínima de 1%.
4. La tubería deberá ser colocada a una profundidad mínima de 0.40 metros bajo el nivel de piso terminado.
5. Las instalaciones sanitarias deberán ser colocadas bajo las instalaciones hidráulicas y se deberá colocar una capa de material selecto de 0.10 metros de espesor, evitando la contaminación por filtración

D R E N A J E S

ESCALA: 1/100

NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	TUBERÍA DE AGUAS PLUVIALES PVC Ø4"
	TUBERÍA DE AGUAS PLUVIALES PVC Ø INDICADO
	CAJA UNIÓN
	CODO A 90° VERTICAL PVC Ø TUBERÍA
	CAJA REGISTRO
	SENTIDO DE LA PENDIENTE
	BAJADA DE AGUAS PLUVIALES



DETALLE DE CAJA REGISTRO

PLANTA ESCALA: 1/20

DETALLE DE CAJA REGISTRO

ELEVACIÓN ESCALA: 1/20

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

REVISÓ: INGA. MAYRA GARCÍA
DISEÑO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
CALCULO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
DIBUJO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
ESCALA: RUBI GÓMEZ CORDOVA
INDICADA: RUBI GÓMEZ CORDOVA
FECHA: RUBI GÓMEZ CORDOVA
AGOSTO 2018

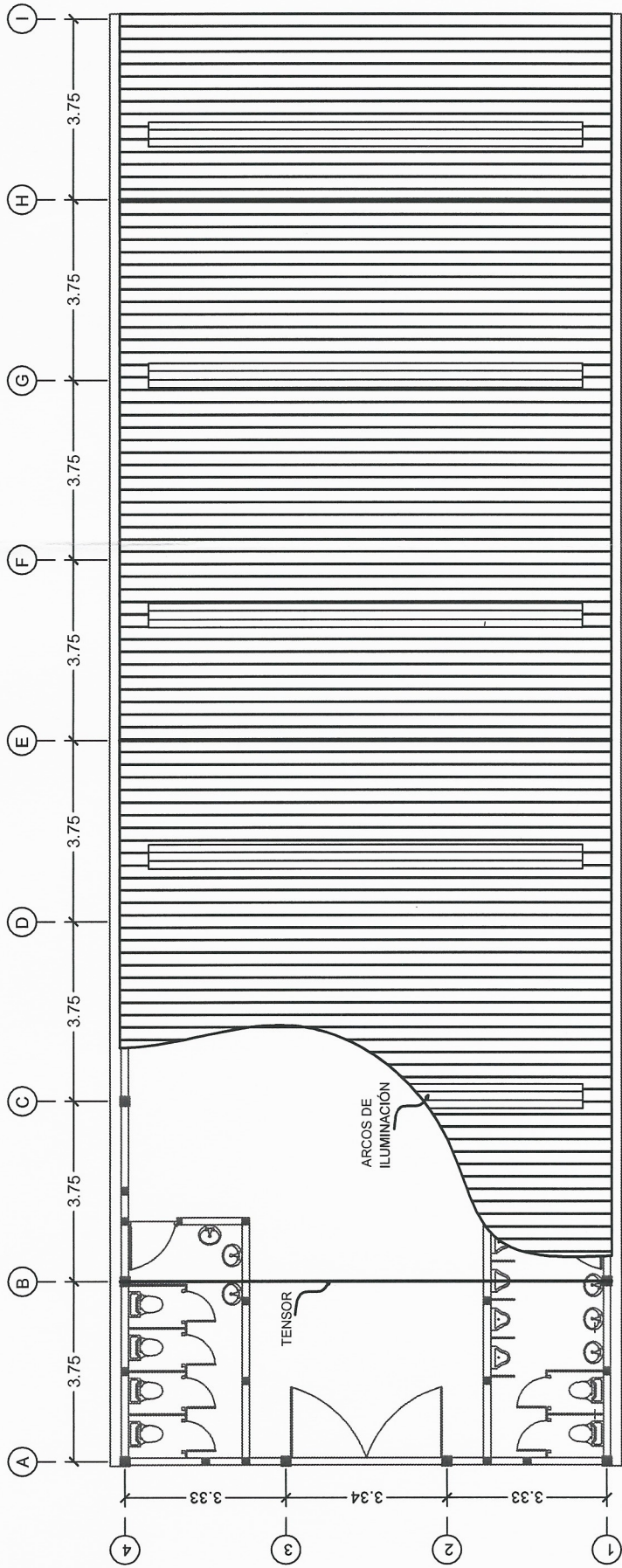
PROYECTO:
SALÓN DE USOS MÚLTIPLES
ALDEA CHOACORRAL

CONTENIDO:
PLANTA DE DRENAJE SANITARIO Y
DRENAJE PLUVIAL
INGA. MAYRA GARCÍA
ASESORA - SUPERVISORA

PRESENTÓ:
RUBI GÓMEZ CORDOVA

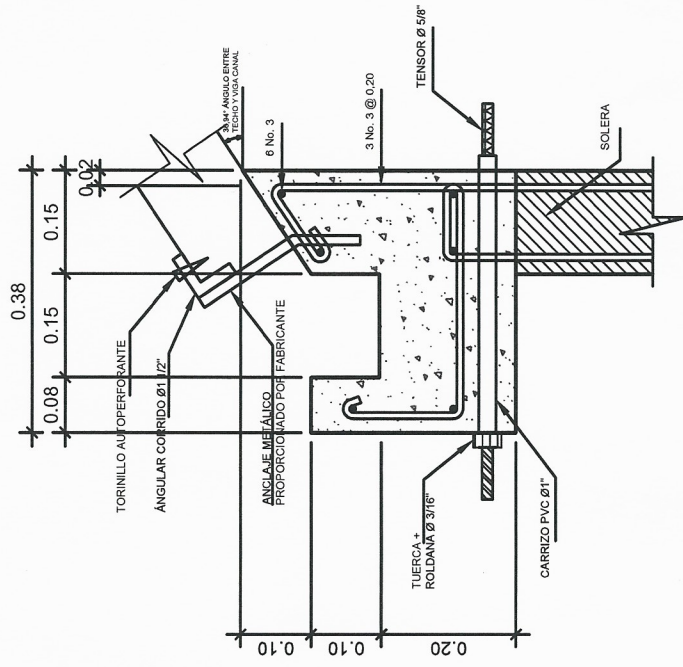
APROBÓ:
INGA. MAYRA GARCÍA

HOJA No. **14** / **15**



PLANTA DE TECHOS

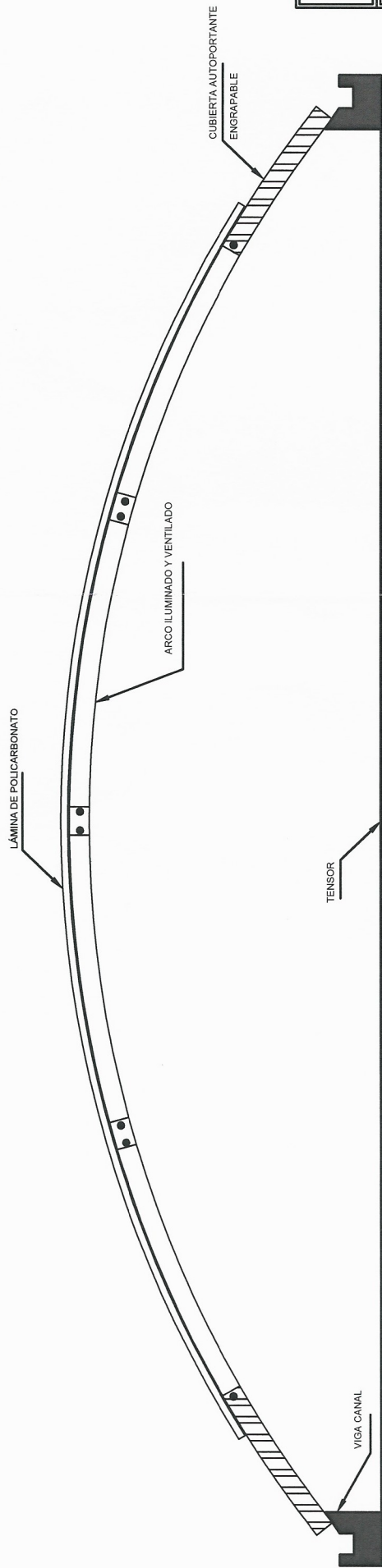
ESCALA: 1/125



DETALLE DE VIGA CANAL

SECCIÓN

ESCALA: 1/10



DETALLE DE FIJACIÓN DE TECHO

ESCALA: 1/50



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:

SALÓN DE USOS MÚLTIPLES
ALDEA CHOACORRAL

CONTENIDO:

TECHO

REVISOR: INGA MAYRA GARCÍA
DISEÑO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
CALCULO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
DIBUJO: RUBI GÓMEZ CORDOVA
INGENIERO EN INGENIERIA CIVIL
RUBI GÓMEZ CORDOVA
FECHA: 21-11-15
AGOSTO 2018: FPS

PRESENTADO:

A P R O B A D O:

HOJA No. 15 / 15

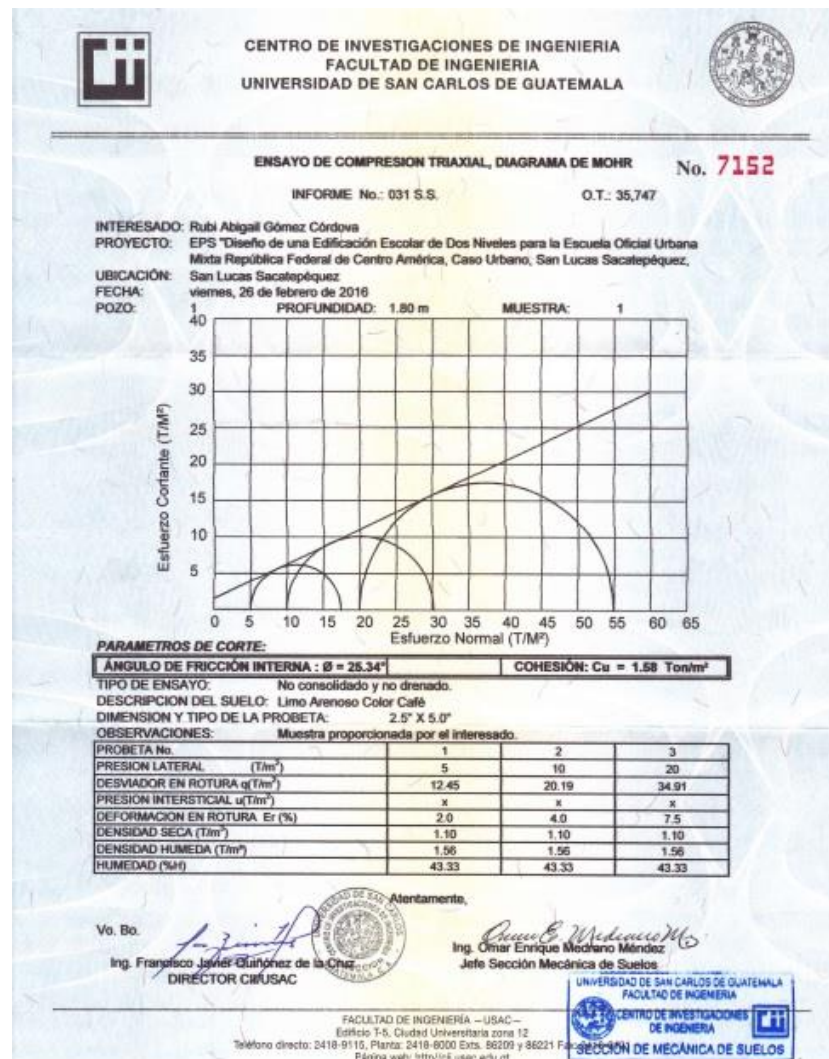
RUBI GÓMEZ CORDOVA

INGA MAYRA GARCÍA SORR

ANEXOS

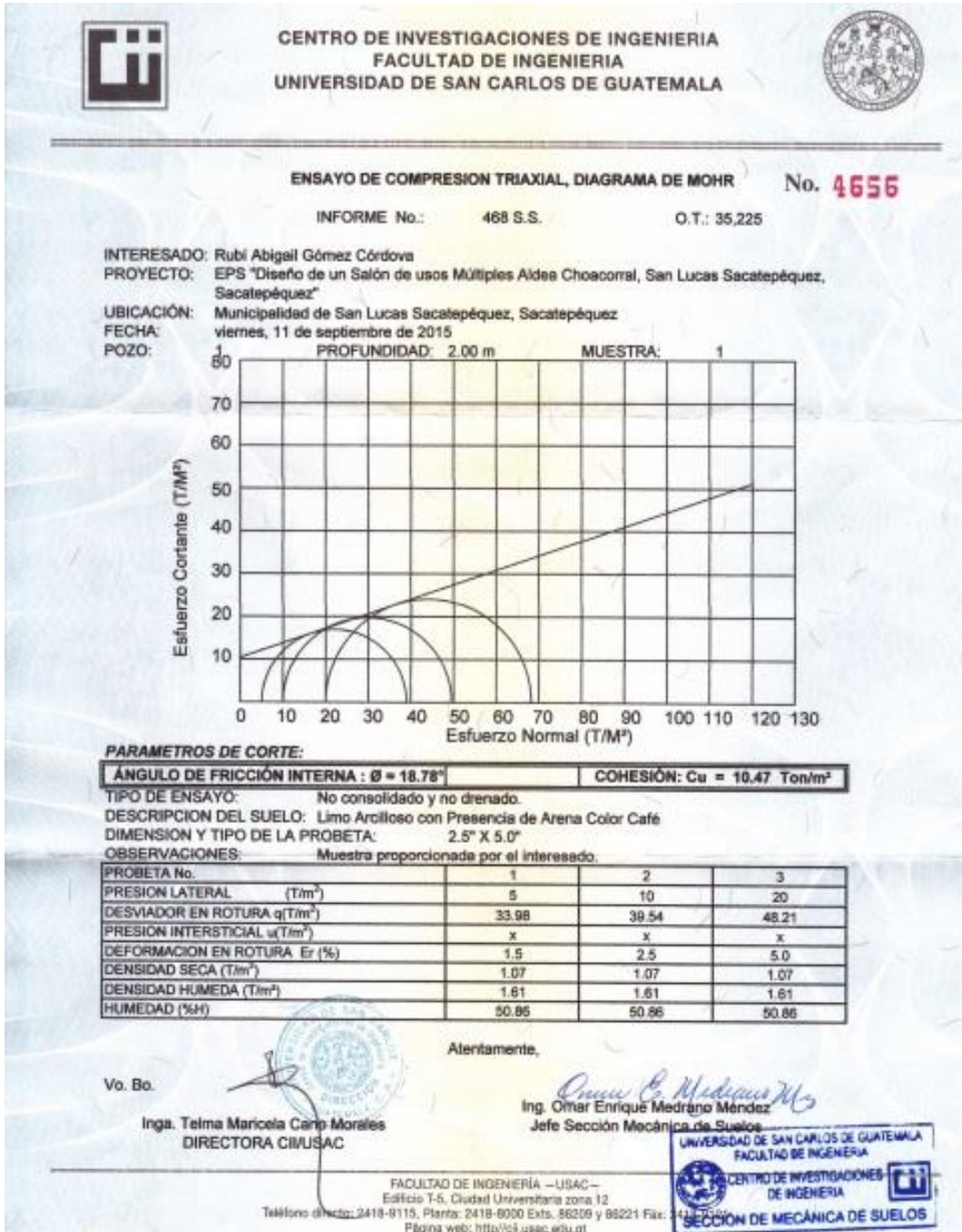
Anexo 1. Resultados de los estudios de suelos

Anexo 1a. Ensayo de compresión triaxial en casco urbano



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos del CII/USAC, 26 de febrero de 2016.

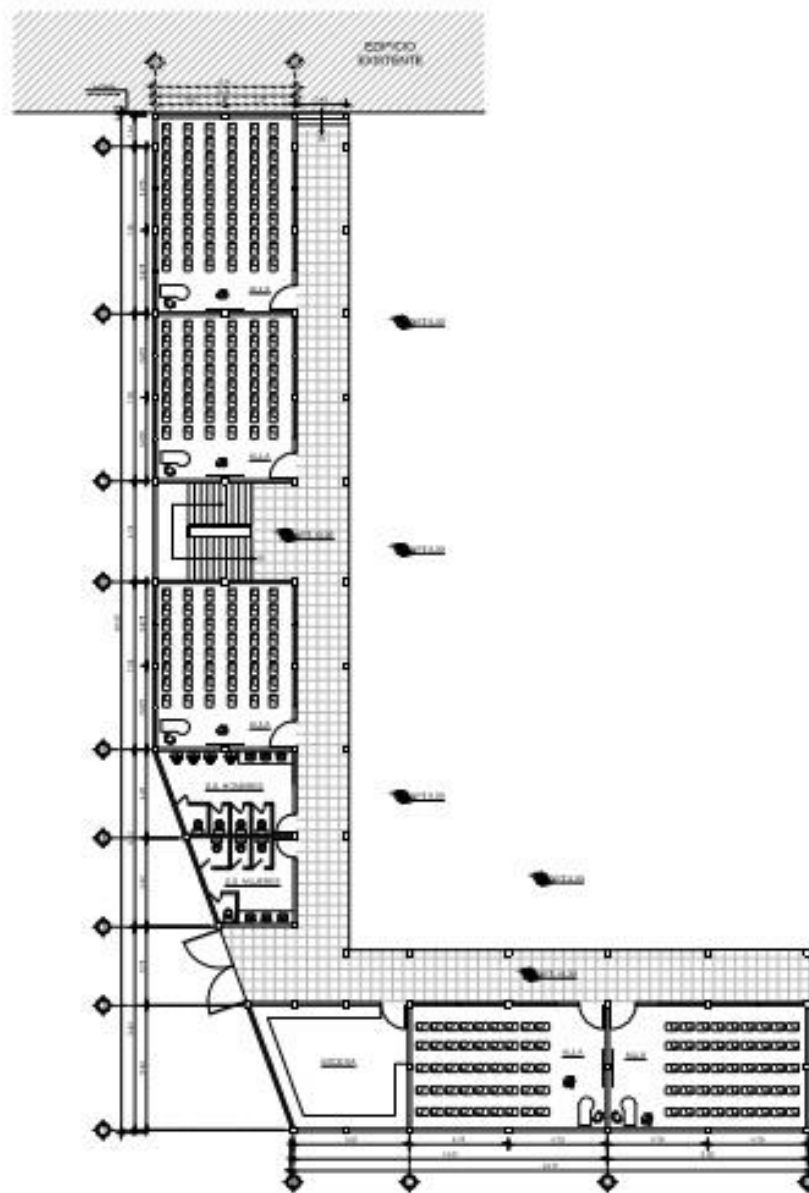
Anexo 1b. **Ensayo de compresión triaxial en aldea Choacorrall**



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos del CII/USAC, 11 de septiembre de 2015.

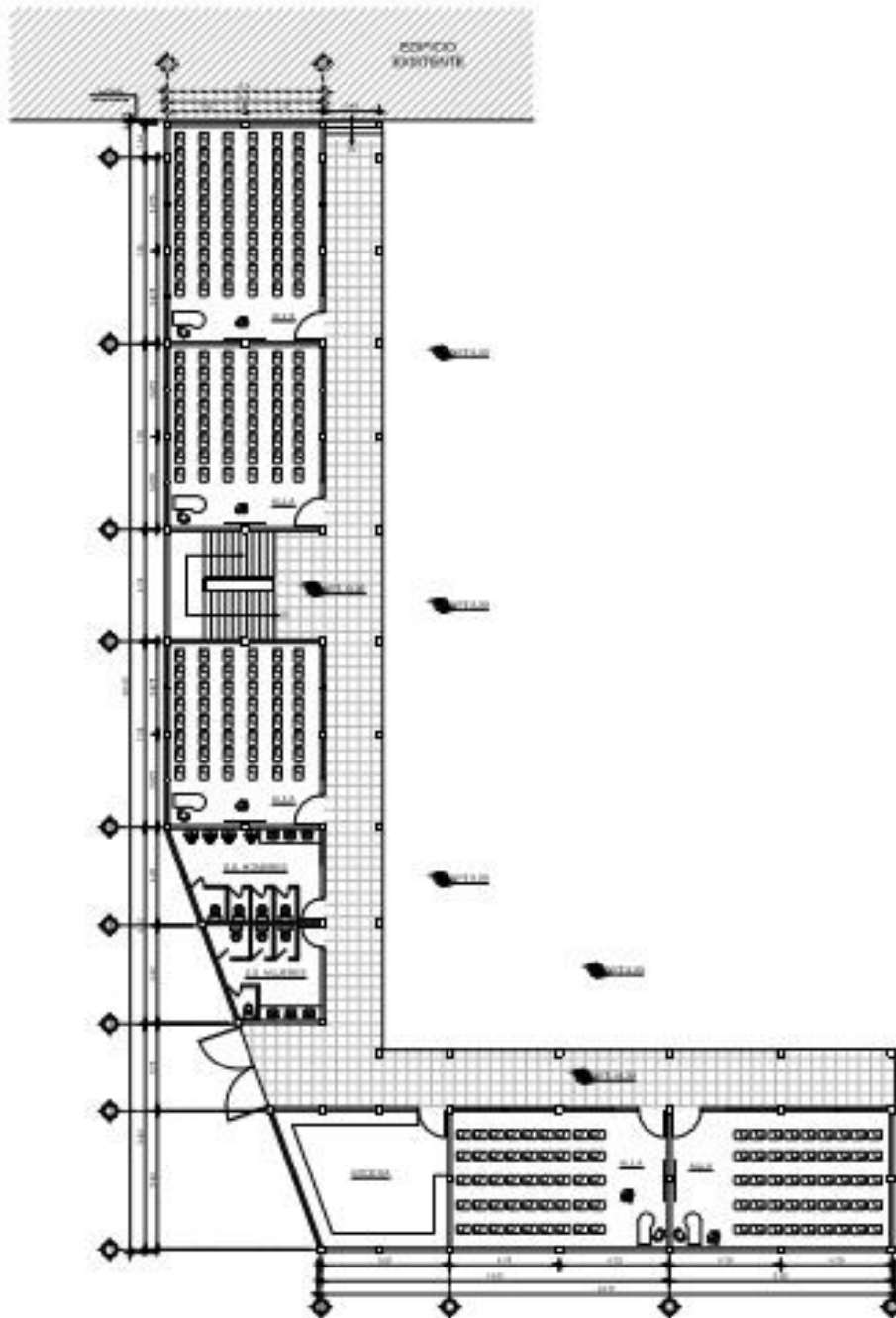
Anexo 2. **Planta arquitectónica del edificio de aulas renovado de la EOUM República Federal de Centro América**

Anexo 2a. **Planta baja**



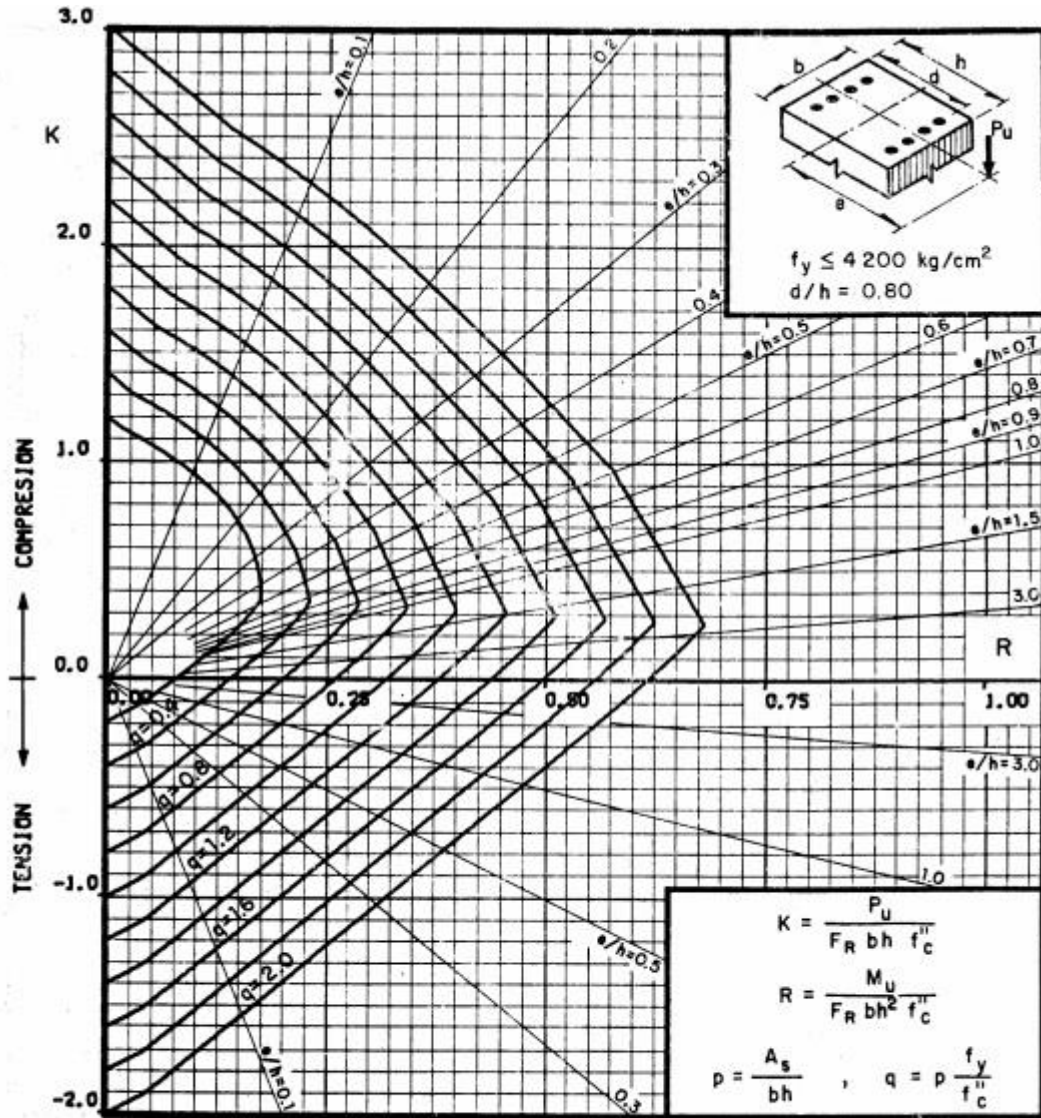
Fuente: Dirección Municipal de Planificación de la Municipalidad de San Lucas Sacatepéquez.

Anexo 2b. **Planta alta**



Fuente: Dirección Municipal de Planificación de la Municipalidad de San Lucas Sacatepéquez.

Anexo 3. Diagrama de interacción de columna



A_s = Area total de refuerzo
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$, si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_u = Momento flexionante último

Fuente: MELI, Roberto. *Gráficas para diseñar columnas de concreto reforzado*. p. 101.

