



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CASERÍO
SEGUNDO CENTRO RÍO BLANCO Y DEL EDIFICIO MODELO PARA AUXILIATURA
MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DEL QUICHÉ**

José Carlos López Ogaldez
Asesorado por el Ing. Ángel Roberto Sic García

Guatemala, enero de 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CASERÍO
SEGUNDO CENTRO RÍO BLANCO Y DEL EDIFICIO MODELO PARA AUXILIATURA
MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DEL QUICHÉ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JOSÉ CARLOS LÓPEZ OGALDEZ
ASESORADO POR EL ING. ÁNGEL ROBERTO SIC GARCÍA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ENERO DE 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Ángel Roberto Sic García
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CASERÍO
SEGUNDO CENTRO RÍO BLANCO Y DEL EDIFICIO MODELO PARA AUXILIATURA
MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DEL QUICHÉ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha noviembre de 2011.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'José Carlos López Ogaldez', with a large, stylized flourish on the left side.

José Carlos López Ogaldez

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 26 de septiembre de 2011
REF.EPS.DOC.1250.09.11

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **José Carlos López Ogaldez** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200412635**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CASERÍO SEGUNDO CENTRO RÍO BLANCO Y DEL EDIFICIO MODELO PARA AUXILIATURA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DEL QUICHÉ”**.

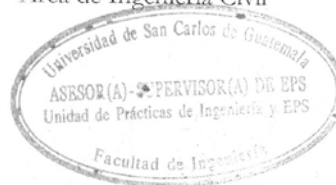
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Ángel Roberto Sic García
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
ARSG/ra

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 04 de noviembre de 2011
REF.EPS.D.1027.11.11

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 DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CASERÍO SEGUNDO CENTRO RÍO BLANCO Y DEL EDIFICIO MODELO PARA AUXILIATURA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DEL QUICHÉ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **José Carlos López Ogaldez**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Ángel Roberto Sic García.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


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

NISZ/ra





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



Guatemala,
6 de octubre de 2011

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 DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CASERÍO SEGUNDO CENTRO RIO BLANCO Y DEL EDIFICIO MODELO PARA AUXILIATURA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DEL QUICHÉ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Carlos López Ogaldez, quien contó con la asesoría del Ing. Ángel Roberto Sic García.

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. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.



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



Guatemala,
2 de noviembre de 2011

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 DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CASERÍO SEGUNDO CENTRO RÍO BLANCO Y DEL EDIFICIO MODELO PARA AUXILIATURA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DEL QUICHÉ, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Carlos López Ogaldez, quien contó con la asesoría del Ing. Ángel Roberto Sic García.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC



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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Ángel Roberto Sic García y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmientos Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante José Carlos López Ogaldez, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CASERÍO SEGUNDO CENTRO RÍO BLANCO Y DEL EDIFICIO MODELO PARA AUXILIATURA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DEL QUICHÉ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

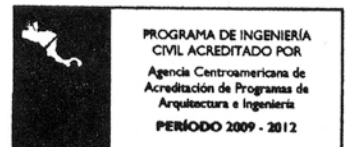

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
DIRECTOR
FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, enero 2012

/bbdeb.

Más de 130^{Años} de Trabajo Académico y Mejora Continua



Universidad de San Carlos
De Guatemala




Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG. 011.2012

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 DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CASERIO SEGUNDO CENTRO RÍO BLANCO Y DEL EDIFICIO MODELO PARA AUXILIATURA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ**, presentado por el estudiante universitario **José Carlos López Ogaldez**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 13 de enero de 2012



/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por permitirme estar donde estoy y que culminara con éxito mi carrera profesional.
- Mis padres** Irma Edelmira Ogaldez Castañeda y José Domingo López Herrera.
- Mis abuelos** Francisca Carlota Castañeda (q.e.p.d.), José Américo Ogaldez Méndez, Natividad Herrera Rodas y José Luis López Soto.
- Mis hermanas** Lisbeth André López Ogaldez, Carolina del Rocío López Ogaldez y Alma Virginia Ruiz Dávila.
- Mi novia** Sibyl Marcela Hernández Abril
- Mis amigos y familia en general.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala

Por recibirme con los brazos abiertos al inicio de mis estudios académicos.

Facultad de Ingeniería

Por forjarme como un profesional, en el largo trayecto de la ingeniería civil.

Ángel Roberto Sic García

Por la asesoría prestada en la realización del EPS y el presente trabajo de graduación.

Habitantes del municipio de Sacapulas

Por haberme brindado su amistad y confianza en el transcurso de mi Ejercicio Profesional Supervisado.

Habitantes del Caserío Segundo Centro Río Blanco

Por su valiosa ayuda en el trabajo de campo de mis proyectos.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XIII
GLOSARIO.....	XXVII
RESUMEN.....	XXXVII
OBJETIVOS.....	XXXIX
INTRODUCCIÓN.....	XLI
1. INVESTIGACIÓN	
1.1. Monografía del municipio de Sacapulas, departamento del Quiché.....	1
1.1.1. Generalidades.....	1
1.1.1.1. Nombre de la municipalidad.....	1
1.1.1.2. Antecedentes históricos	1
1.1.1.3. Origen	2
1.1.1.4. Área geográfica	2
1.1.1.5. Colindancias.....	3
1.1.1.6. Aspectos climáticos.....	5
1.1.1.7. Actividades económicas.....	6
1.1.1.8. Población.....	7
1.1.1.8.1. Características de la población	8
1.1.1.9. El abastecimiento de agua en el municipio	9
1.1.1.9.1. El recurso hídrico en el municipio	9

	1.1.1.9.2.	El acceso al abastecimiento de agua en el municipio	10
	1.1.1.9.3.	Usos del agua en el municipio	11
	1.1.1.9.4.	Cobertura de los sistemas de agua en el municipio	11
1.1.2.		Principales necesidades del municipio	12
	1.1.2.1.	Descripción de necesidades.....	12
	1.1.2.2.	Priorización de necesidades	12
1.2.		Monografía del caserío Segundo Centro Río Blanco, municipio de Sacapulas, departamento del Quiché.....	13
1.2.1.		Aspectos geográficos.....	13
	1.2.1.1.	Ubicación y localización	13
	1.2.1.2.	Límites	13
	1.2.1.3.	Altura y clima	15
	1.2.1.4.	Topografía.....	16
	1.2.1.5.	Vías de acceso	16
1.2.2.		Aspectos demográficos.....	17
	1.2.2.1.	Población	17
	1.2.2.2.	Distribución de la población	17
1.2.3.		Aspectos socio-económicos	17
	1.2.3.1.	Etnia, religión y costumbres	17
	1.2.3.2.	Actividad económica	18
1.2.4.		Aspectos de infraestructura	18
	1.2.4.1.	Servicios públicos	18
	1.2.4.2.	Diseño arquitectónico de viviendas.....	19
	1.2.4.3.	Tipología de viviendas	19
1.2.5.		Aspectos de salubridad.....	19

	1.2.5.1.	Formas de abastecimiento de agua	19	
2.	SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL			
2.1.	Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable del caserío Segundo Centro Río Blanco, municipio de Sacapulas departamento del Quiché.....			21
	2.1.1.	Descripción general del proyecto	21	
	2.1.2.	Visita preliminar de campo	22	
	2.1.2.1.	Aforo de fuentes	23	
	2.1.2.2.	Toma de muestras de agua.....	23	
	2.1.3.	Exámenes del agua.....	24	
	2.1.3.1.	Examen bacteriológico	24	
	2.1.3.2.	Examen físico-químico sanitario.....	25	
	2.1.4.	Levantamiento topográfico	25	
	2.1.4.1.	Planimetría	26	
	2.1.4.2.	Altimetría	27	
	2.1.5.	Bases de diseño.....	28	
	2.1.5.1.	Cálculo de población futura.....	28	
	2.1.5.1.1.	Tasa de crecimiento poblacional	28	
	2.1.5.1.2.	Período de diseño	28	
	2.1.5.1.3.	Población futura.....	29	
	2.1.5.2.	Dotación	29	
	2.1.5.3.	Factores de consumo.....	30	
	2.1.5.3.1.	Consumo medio diario.....	30	
	2.1.5.3.2.	Consumo máximo diario....	30	
	2.1.5.3.3.	Consumo máximo horario	31	
	2.1.6.	Diseño hidráulico.....	32	
	2.1.6.1.	Captación	32	

	2.1.6.2.	Línea de conducción.....	32
	2.1.6.3.	Tanque de distribución.....	38
	2.1.6.4.	Red de distribución	51
2.1.7.		Obras hidráulicas	55
	2.1.7.1.	Caja de captación	55
	2.1.7.2.	Caja reunidora de caudales	55
	2.1.7.3.	Válvula de limpieza	56
	2.1.7.4.	Válvula de aire	56
	2.1.7.5.	Válvula de globo	57
	2.1.7.6.	Caja rompe presión.....	58
	2.1.7.7.	Pasos de zanjón, recubrimientos y anclajes.....	58
	2.1.7.8.	Conexión predial	59
	2.1.7.9.	Pasos aéreos	59
2.1.8.		Sistema de desinfección	74
2.1.9.		Operación y mantenimiento.....	77
2.1.10.		Propuesta de tarifa.....	82
2.1.11.		Integración del presupuesto.....	89
2.1.12.		Cronograma de ejecución e inversión.....	92
2.1.13.		Evaluación socio-económica	94
	2.1.13.1.	Valor presente neto.....	94
	2.1.13.2.	Tasa interna de retorno.....	97
2.1.14.		Estudio de impacto ambiental.....	98
2.2.		Diseño del edificio modelo para auxiliatura municipal, municipio de Sacapulas, departamento del Quiché.....	101
	2.2.1.	Descripción general del proyecto.....	101
	2.2.2.	Investigación preliminar	102
	2.2.2.1.	Disposición del área del terreno.....	102
	2.2.2.2.	Análisis de suelos	102

	2.2.2.2.1. Ensayo triaxial	102
2.2.3.	Diseño arquitectónico.....	104
	2.2.3.1. Distribución de ambientes	105
	2.2.3.2. Altura del edificio	106
	2.2.3.3. Selección del sistema estructural a utilizar.....	106
2.2.4.	Análisis estructural	107
	2.2.4.1. Pre-dimensionamiento estructural.....	107
	2.2.4.2. Modelos matemáticos de marcos rígidos.....	110
	2.2.4.3. Cargas horizontales y verticales aplicados a los marcos rígidos	112
	2.2.4.4. Análisis de marcos rígidos a través del uso de un <i>software</i> y comprobación por medio de un método numérico.....	142
	2.2.4.5. Momentos últimos por la envolvente de momentos.....	170
	2.2.4.6. Diagramas de cortes últimos	180
2.2.5.	Diseño estructural	186
	2.2.5.1. Losas.....	186
	2.2.5.2. Vigas	205
	2.2.5.3. Columnas	215
	2.2.5.4. Cimentaciones.....	245
	2.2.5.5. Módulo de gradas.....	259
2.2.6.	Instalaciones eléctricas	262
2.2.7.	Instalaciones hidráulicas	264
2.2.8.	Planos constructivos	266
2.2.9.	Presupuesto	266
	2.2.9.1. Materiales.....	266

2.2.9.2.	Mano de obra.....	267
2.2.9.3.	Transporte.....	267
2.2.9.4.	Costo total del proyecto	267
2.2.9.5.	Costo por metro cuadrado	270
2.2.9.6.	Cronograma de ejecución e inversión...	270
2.2.10.	Estudio de impacto ambiental.....	272
CONCLUSIONES.....		275
RECOMENDACIONES		277
BIBLIOGRAFÍA.....		279
APÉNDICE		281
ANEXOS.....		299

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Mapa de Sacapulas	3
2.	Mapa del departamento del Quiché	4
3.	Características de la población	8
4.	Distribución de la población	8
5.	Mapa cartográfico de Sacapulas, escala 1 : 50 000	14
6.	Diseño hidráulico de E-2 a E-2.1	35
7.	Diagramas de momentos de la losa superior	43
8.	Planta de losa superior	45
9.	Esquema del muro del tanque de distribución	47
10.	Tanque de distribución con capacidad de 20 metros cúbicos	50
11.	Paso aéreo de 50 metros de longitud	60
12.	Corte actuante simple y corte punzonante	70
13.	Gráfica de hipoclorador automático PPG 3015	76
14.	Revisión y limpieza de caja de captación	78
15.	Lavado del tanque de distribución e hipoclorador	79
16.	Detección y reparación de fugas en la tubería	79
17.	Revisión y ajuste de válvulas	79
18.	Mantenimiento preventivo	80
19.	Diagrama de flujo de efectivo del sistema de agua potable	96
20.	Planta del edificio	105
21.	Elevación para el eje X (marco 3)	111
22.	Elevación para el eje Y (marco B)	111
23.	Cargas distribuidas para marcos 2 y 3	123

24.	Cargas distribuidas para marcos 1 y 4	123
25.	Cargas distribuidas para marcos A y D	124
26.	Cargas distribuidas para marcos B y C	124
27.	Diagrama de momentos por carga muerta, marco 3	143
28.	Diagrama de momentos por carga viva, marco 3	144
29.	Diagrama de momentos por sismo en X, marco 3.....	144
30.	Diagrama de momentos por carga muerta, marco B.....	145
31.	Diagrama de momentos por carga viva, marco B.....	145
32.	Diagrama de momentos por sismo en Y, marco B	146
33.	Rigideces en el sentido X	149
34.	Rigideces en el sentido Y	150
35.	Diagrama de iteraciones por carga muerta, marco 3.....	155
36.	Diagrama de momentos por CM - vigas, marco 3	158
37.	Diagrama de momentos por CM - columnas, marco 3	158
38.	Diagrama de momentos por CV - vigas, marco 3.....	159
39.	Diagrama de momentos por CV - columnas, marco 3.....	160
40.	Diagrama de iteraciones por fuerza sísmica, marco 3.....	164
41.	Diagrama de momentos por E - vigas, marco 3	166
42.	Diagrama de momentos por E - columnas, marco 3.....	166
43.	Diagrama de momentos por CM - vigas, marco B.....	167
44.	Diagrama de momentos por CM - columnas, marco B.....	168
45.	Diagrama de momentos por CV - vigas, marco B	168
46.	Diagrama de momentos por CV - columnas, marco B.....	169
47.	Diagrama de momentos por E - vigas, marco B	169
48.	Diagrama de momentos por E - columnas, marco B	170
49.	Diagrama de momentos últimos - vigas, marco 3.....	174
50.	Diagrama de momentos últimos - columnas, marco 3.....	175
51.	Diagrama de momentos últimos - vigas, marco B	178
52.	Diagrama de momentos últimos - columnas, marco B	179

53.	Diagrama de cortes últimos - vigas, marco 3	182
54.	Diagrama de cortes últimos - columnas, marco 3	183
55.	Diagrama de cortes últimos - vigas, marco B.....	184
56.	Diagrama de cortes últimos - columnas, marco B.....	185
57.	Distribución de losas, segundo nivel.....	187
58.	Balance de momentos	192
59.	Momentos balanceados, segundo nivel	196
60.	Distribución de losas, primer nivel	197
61.	Momentos balanceados, primer nivel	199
62.	Refuerzo longitudinal final de la viga 1-2 (tramo E-H).....	210
63.	Fuerzas cortantes en la viga 1-2 (tramo E-H)	212
64.	Espaciamiento de estribos para la viga 1-2 (tramo E-H).....	215
65.	Área tributaria de la columna crítica.....	216
66.	Dimensiones de columna No. 6, para el eje X	217
67.	Dimensiones de columna No. 6, para el eje Y	217
68.	Elevación típica de columnas.....	244
69.	Momentos últimos - zapatas	248
70.	Corte simple para zapata tipo 1	252
71.	Corte punzonante para zapata tipo 1	254
72.	Armado final para zapata tipo 1	257
73.	Armado final para zapata tipo 2	258
74.	Distribución final - zapatas	259

TABLAS

I.	Colindancias del municipio de Sacapulas	5
II.	Actividades productivas.....	7
III.	Distribución de la población.....	9
IV.	Determinación de cargas en los muros	48

V.	Tensiones del cable principal para diferentes valores de flechas...	62
VI.	Longitud de péndolas.....	66
VII.	Modelos de hipoclorador automático PPG.....	74
VIII.	Actividades de operación y mantenimiento.....	81
IX.	Costos anuales de operación y mantenimiento	86
X.	Proyección de la tarifa mensual.....	88
XI.	Integración de costos por renglón.....	91
XII.	Resumen del presupuesto	92
XIII.	Cronograma de ejecución e inversión.....	93
XIV.	Impactos y medidas de mitigación.....	99
XV.	Valor soporte permisible, según tipo de suelo	103
XVI.	Cargas vivas mínimas, distribuidas uniformemente.....	113
XVII.	Centro de rigidez en el sentido X, nivel 2.....	131
XVIII.	Centro de rigidez en el sentido Y, nivel 2.....	132
XIX.	Centro de rigidez en el sentido X, nivel 1.....	133
XX.	Centro de rigidez en sentido Y, nivel 1	133
XXI.	Fuerzas de marcos literales, nivel 2.....	135
XXII.	Fuerzas de marcos numéricos, nivel 2	135
XXIII.	Fuerzas de marcos literales, nivel 1.....	136
XXIV.	Fuerzas de marcos numéricos, nivel 1	136
XXV.	Desplazamiento máximo por nivel, marco 3	139
XXVI.	Desplazamiento máximo por nivel, marco B.....	139
XXVII.	Índice de estabilidad, marco 3	140
XXVIII.	Índice de estabilidad, marco B.....	141
XXIX.	Cargas de diseño.....	141
XXX.	Envolvente de momentos - vigas, marco 3.....	172
XXXI.	Momentos últimos - vigas, marco 3	173
XXXII.	Envolvente de momentos - columnas, marco 3	174
XXXIII.	Envolvente de momentos - vigas, marco B.....	176

XXXIV.	Momentos últimos - vigas, marco B.....	177
XXXV.	Envolvente de momentos - columnas, marco B	178
XXXVI.	Cortes últimos - vigas, marco 3	181
XXXVII.	Cortes últimos - columnas, marco 3	182
XXXVIII.	Cortes últimos - vigas, marco B.....	183
XXXIX.	Cortes últimos - columnas, marco B.....	184
XL.	Determinación de momentos para losas, segundo nivel	191
XLI.	Determinación de momentos para losas, primer nivel... ..	198
XLII.	Área de acero requerido en la viga 1-2 (tramo EH).....	208
XLIII.	Refuerzo longitudinal para vigas, marco 3	209
XLIV.	Refuerzo transversal para vigas, marco 3	214
XLV.	Datos tabulados de los diagramas de interacción	235
XLVI.	Integración de costos por renglón	268
XLVII.	Resumen del presupuesto.....	269
XLVIII.	Cronograma de ejecución e inversión	271
XLIX.	Impactos y medidas de mitigación.....	273

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
H	Altura
h_i	Altura de cada nivel
h_c	Altura de columna
h_n	Altura de edificio
h_v	Altura de viga
$H_{inst.}$	Altura del instrumento de topografía
x	Ancho del área de punzonamiento
t	Ancho del núcleo de columna
\emptyset	Ángulo de fricción interna
β	Ángulo vertical
A	Área
A_{ch}	Área chica, área del núcleo de la sección tomada a ejes del refuerzo longitudinal exterior
A_s	Área de acero de refuerzo
A_{sT}	Área de acero de varilla, propuesta para refuerzo transversal
$A_{s_{final}}$	Área de acero final
$A_{s_{máx}}$	Área de acero máximo permitido
$A_{s_{mín}}$	Área de acero mínimo permitido
$A_{s_{real}}$	Área de acero real
$A_{s_{req}}$	Área de acero requerida
A	Área de sección transversal
A_z	Área de zapata

$A_{z\text{mín}}$	Área de zapata mínima
A_g	Área gruesa, área total de la sección del elemento
A_{s_h}	Área total del refuerzo transversal, el cual es colocado dentro del espaciamiento y perpendicular a la dimensión b. Incluye a los ganchos suplementarios)
A_t	Área tributaria
b_c	Base de columna
B	Base de muro
b_v	Base de viga
B	Base de zapata
b_{eje}	Base del eje que se está analizando
CRP	Caja rompe presión
P	Carga aplicada a la columna
P_o	Carga axial de resistencia
P_u	Carga axial en la columna
P_{cr}	Carga crítica de la columna
P'_u	Carga de resistencia de la columna
CM	Carga muerta
W_{CM}	Carga muerta distribuida
CMU	Carga muerta última
CU	Carga última
CUL	Carga última de la losa sobre muros
CUV	Carga última de la viga perimetral sobre muros
CUM	Carga última sobre muros
ΣP_u	Carga vertical total mayorada en el piso correspondiente
CV	Carga viva
W_{CV}	Carga viva distribuida
CVU	Carga viva última

Q	Caudal
Q_{aforo}	Caudal de aforo
Q_d	Caudal de distribución
Q_u	Caudal unitario de vivienda
C_m	Centro de masa
C_r	Centro de rigidez
K	Coefficiente calculado del diagrama de iteración
C	Coefficiente de escorrentía
C	Coefficiente de fricción en la tubería
Z	Coefficiente de riesgo sísmico que depende de la zona
μ	Coefficiente de rozamiento
C	Coefficiente ligado al período de vibración de la estructura
C_t	Coefficiente numérico para cálculo de período, para pórticos de concreto armado resistentes a momentos
R	Coefficiente numérico representativo de la sobre resistencia inherente y capacidad de ductilidad global de los sistemas resistentes a fuerzas laterales
C	Coefficiente para el cálculo de momentos en losas
K	Coefficiente para marco espacial dúctil 100% resistente a carga sísmica
C_a⁻	Coefficiente para momento negativo (en el lado corto)
C_b⁻	Coefficiente para momento negativo (en el lado largo)
C_a⁺_{CM}	Coefficiente para momento positivo por carga muerta (en el lado corto)
C_b⁺_{CM}	Coefficiente para momento positivo por carga muerta (en el lado largo)
C_a⁺_{CV}	Coefficiente para momento positivo por carga viva (en el lado corto)

$C_{b\text{ }cv}^+$	Coeficiente para momento positivo por carga viva (en el lado largo)
Ψ_m	Coeficiente promedio que mide el grado de empotramiento a la rotación
I	Coeficiente que depende de la importancia de la estructura, después de un evento sísmico
S	Coeficiente que depende del suelo de cimentación
Ψ_B	Coeficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación de una columna, en su extremo inferior
Ψ_A	Coeficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación de una columna, en su extremo superior
C_v y C_a	Coeficiente sísmico que depende del tipo de perfil de suelo
K	Coeficiente relacionado con los diagramas de interacción
C_u	Cohesión del suelo
C	Columna
K_a	Constante de <i>Rankine</i> para el empuje activo de tierras
K_p	Constante de <i>Rankine</i> para el empuje pasivo de tierras
Q_c	Consumo máximo diario o caudal de conducción
Q_d	Consumo máximo horario o caudal de distribución
Q_m	Consumo medio diario o caudal medio
V_{act}	Corte actuante
V	Corte basal
V_c	Corte en columnas
V_v	Corte en vigas
V_x	Corte en vigas a una distancia determinada
V_e	Corte en vigas en la cara de apoyo del elemento
$V_{m\acute{a}x}$	Corte máximo actuante
V_{res}	Corte resistente

V_u	Corte último
I	Corriente
C_h	Costo de hipoclorito de calcio
C_m	Costo de mantenimiento
C_o	Costo de operación
C_t	Costo de tratamiento
C_p	Costo del proyecto de agua potable
C_a	Costos anuales
M_{nl}	Costos de materiales no locales
CP	Cota piezométrica
P_{bal}	Cuantía de acero balanceada
D_c	Demanda de cloro en partes por millón
D_f	Desplante de cimentación
Δ_s	Desplazamiento de respuesta del nivel de diseño, que es el desplazamiento total o desplazamiento total del piso que ocurre cuando la estructura está sujeta a las fuerzas sísmicas de diseño
Δ_o	Desplazamiento lateral relativo (deriva) medido entre la parte superior e inferior de un piso debida a las fuerzas laterales
Δ_m	Desplazamiento relativo de piso
Ø	Diámetro
D	Diámetro interno de la tubería
Δh	Diferencia de lectura de hilo superior con el hilo inferior
DN	Diferencia de nivel entre dos puntos
b_{ch}	Dimensión transversal del núcleo medida de centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal con área A _{s_n}
d_i	Distancia del centro de rigidez al eje del marco rígido considerado

DH	Distancia horizontal entre dos puntos
D	Dotación
E	Esbeltez de la columna
V_a	Esfuerzo de corte actuante
S_{conf}	Espaciamiento de los estribos de confinamiento
S	Espaciamiento del acero de refuerzo
S_{máx}	Espaciamiento máximo del acero de refuerzo por cortante
S_{mín}	Espaciamiento mínimo del acero de refuerzo por cortante
t	Espesor de la losa o zapata
a	Espesor del bloque de esfuerzo
t_{mín}	Espesor mínimo de zapata
E	Estación
e	Excentricidad
D_c	Demanda de cloro
L	Distancia del origen hacia el eje del marco en cuestión
dist	Distribuida
δ_{ns}	Factor de amplificación del momento en pórticos arriostrados contra desplazamiento lateral, refleja el desplazamiento lateral causado por las cargas gravitacionales
δ_s	Factor de amplificación del momento en pórticos no arriostrados contra desplazamiento lateral, refleja el desplazamiento lateral causado por las cargas laterales
FCU	Factor de carga última
N_a	Factor de cercanía a la fuente de origen
N_v	Factor de cercanía a la fuente, relativo a la proximidad de la edificación o estructura, a fallas con magnitudes y tasas de deslizamiento
Ü	Factor de corrimiento
FDM	Factor de día máximo

D	Factor de distribución
N_v	Factor de flujo
N_q	Factor de flujo de carga
N_c	Factor de flujo de carga última
μ	Factor de giro
FHM	Factor de hora máximo
FL	Factor de laboratorio
K	Factor de longitud efectiva para elementos en compresión
F_p	Factor de prestaciones, según la legislación laboral
Φ	Factor de reducción
β₁	Factor de reducción del refuerzo máximo
FS	Factor de seguridad
FS_d	Factor de seguridad por deslizamiento
FS_v	Factor de seguridad por volteo
Z	Factor de zona sísmica
d	Flecha
F_c	Flujo de cloro
FU	Franja unitaria
F	Fuerza
F_a	Fuerza activa
Q_n	Fuerza cortante de piso
H_n	Fuerza de sujeción por nivel
P'_t	Fuerza de trabajo
F_m	Fuerza en el nivel de un marco
F_t	Fuerza en la cúspide
F''	Fuerza o corte inducido por sismo
F'	Fuerza o corte traslacional
F_p	Fuerza pasiva

F_{n_i}	Fuerza por nivel
E	Fuerza sísmica
°	Grados
gr	Gramo
HG	Hierro galvanizado
HI	Hilo inferior
HM	Hilo medio
HS	Hilo superior
h	Hora
β	Inclinación del terreno con relación a la horizontal
Q	Índice de estabilidad
I	Inercia de la sección total del concreto respecto al eje centroidal, sin tomar en cuenta el acero de refuerzo
M''	Influencia de desplazamiento del elemento analizado
M'	Influencia de giro del elemento analizado
I_a	Ingresos anuales
I_c	Ingresos por conexión
I	Intensidad de lluvia
klb	Kilo-libra
a	Lado corto de la losa
b	Lado largo de la losa
l	Litros
l/hab/día	Litros por habitante por día
l/s	Litros por segundo
L_u	Longitud de columna, medida a rostros
L_c	Longitud de columna, medida entre los ejes del pórtico
L_{conf}	Longitud de confinamiento
L_v	Longitud de la viga, medida entre los ejes del pórtico

L	Longitud del tramo de tubería
L_x	Longitud en X para el área tributaria de la columna
L_y	Longitud en Y para el área tributaria de la columna
L_o	Longitud medida desde la cara del nudo a lo largo del eje del elemento estructural, dentro de la cual debe colocarse refuerzo transversal especial
L	Longitud total de tubería
S	Luz del claro
L	Luz del elemento
l_n	Luz libre del elemento
m	Metro
mca	Metro columna de agua
m-l	Metro lineal
msnm	Metro sobre el nivel del mar
mg	Miligramo
mm	Milímetro
min y ‘	Minuto
G	Módulo de cortante
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
S	Módulo de sección por metro lineal
M	Momento
M_a	Momento activo
M_b	Momento balanceado
M_d	Momento de diseño en la columna
I_g	Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo
M_n	Momento de piso
M_s	Momento de sujeción

M_t	Momento de trabajo
M_f	Momento fijo
M_{CM}	Momento inducido por la carga muerta
M_{CV}	Momento inducido por la carga viva
M_s	Momento inducido por la fuerza sísmica
M_2	Momento mayor en los extremos de la columna
M_1	Momento menor en los extremos de la columna
$M_{(-)}$	Momento negativo
M_a^-	Momento negativo en el lado corto de la losa
M_b^-	Momento negativo en el lado largo de la losa
M_n	Momento nominal
M_{ns}	Momento para marcos arriostrados
M_s	Momento para marcos no arriostrados
M_p	Momento pasivo
M_v	Momento por volteo
$M_{(+)}$	Momento positivo
M_a^+	Momento positivo en el lado corto de la losa
M_b^+	Momento positivo en el lado largo de la losa
$M_{Asmín}$	Momento que resiste el área de acero mínimo
M_{res}	Momento resistente
M_u	Momento último
M_{col}	Momento último en el extremo de las columnas
B_f	Número de beneficiarios a los 20 años
N_c	Número de conexiones prediales
N	Número de marcos por nivel analizado
$p.$	Página
P_j	Pago diario o jornal
ppm	Partes por millón

d	Peralte efectivo del elemento en sección, distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en tensión
h_f	Pérdida por fricción en la tubería
b_o	Perímetro interior del área de punzonamiento
n	Período de diseño
T	Período de vibración elástico fundamental, en la dirección en consideración
W_i	Peso de cada nivel
W_{tubo}	Peso del tubo para paso aéreo
W	Peso distribuido de la estructura
W_i	Peso distribuido por nivel
Y_{agua}	Peso específico del agua
Y_{conc}	Peso específico del concreto
Y_{cc}	Peso específico del concreto ciclópeo
Y_{suelo}	Peso específico del suelo
$Y_{acabados}$	Peso por área de acabados
Y_{muros}	Peso por área de muros y accesorios
Y_{sc}	Peso por área de sobre-carga
$Y_{mezclón}$	Peso por área del mezclón para cada nivel
P_p	Peso propio
W	Peso propio de la estructura
P_o	Población actual
P_f	Población futura
ρ_{bal}	Porcentaje de acero en la falla balanceada
$\rho_{máx}$	Porcentaje de acero máximo permitido en un elemento
$\rho_{mín}$	Porcentaje de acero mínimo permitido en un elemento
P	Potencia

P_a	Presión activa del suelo
$q_{\text{talón}}$	Presión del suelo sobre la parte inferior del muro
q_{punta}	Presión del suelo sobre la parte superior del muro
PD	Presión dinámica
$q_{\text{máx}}$	Presión máxima sobre el suelo
q_{med}	Presión media sobre el suelo
q	Presión última
pulg	Pulgada
PO	Punto observado
r	Radio de giro
rec	Recubrimiento
β_d	Relación de la máxima carga axial mayorada que actúa de forma permanente y la máxima carga total mayorada
ρ	Relación entre el área de acero y el área gruesa
m	Relación entre el lado corto y largo de la losa
γ	Relación entre la altura del núcleo y la altura total de la columna
E_i	Relación entre rigideces y brazo de cada marco
f'_c	Resistencia a la compresión del concreto
f_y	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
V_r	Resistencia al esfuerzo cortante proporcionado por el concreto
P_{ue}	Resistencia de la columna a una excentricidad (e)
K_c	Rigidez de columna
K_m	Rigidez del marco en cuestión
s y “	Segundo
sen	Seno del ángulo
E	Sismo
$\sum M_o \rightarrow +$	Sumatoria de momentos respecto al origen (o) con valores positivos en dirección de las agujas del reloj

Σ	Sumatoria de una serie de valores
T_p	Tarifa propuesta mensual, tanto para la administración como para la operación, mantenimiento y tratamiento, del sistema de agua potable
r	Tasa de crecimiento poblacional
r	Tasa de descuento
TIR	Tasa interna de retorno
H	Tensión horizontal del cable
T	Tensión máxima del cable
V	Tensión vertical del cable
t	Tiempo de concentración
ton	Tonelada
P_t	Total de viviendas actuales
u	Unidades
ρ	Valor de la curva en el diagrama de interacción
M_{2min}	Valor mínimo de M_2
γ	Valor para determinar qué diagramas de interacción utilizar
VPN	Valor presente neto
q_d	Valor soporte de diseño
V_s	Valor soporte del suelo
q_{on}	Valor soporte neto último
q_o	Valor soporte último
VA	Válvula de aire
VG	Válvula de globo
VL	Válvula de limpieza
Y	Variación de la flecha
V	Velocidad
V	Viga

V	Voltaje
V	Volumen
V_t	Volumen del tanque de distribución

GLOSARIO

Accesorios	Elementos secundarios utilizados en la línea de conducción y ramales de la red de distribución, tales como codos, niples, tees, coplas, etc.
Acero de refuerzo	Aleación de hierro más carbono en forma de barras corrugadas, en algunos casos lisas, que asociadas con el concreto pueden absorber cualquier clase de esfuerzo.
ACI	Instituto Americano del Concreto (por sus siglas en inglés, <i>American Concrete Institute</i>).
Aforo	Medición de la cantidad de agua que lleva una corriente en una unidad de tiempo, para ello se utilizan diferentes métodos.
Agregado	Material granular, como arena, grava y piedra triturada, empleado con un medio aglomerante para formar concreto o mortero.
Agua potable	Agua sanitariamente segura y agradable a los sentidos.

Alfinique	Sustancia natural, de sabor dulce, para la elaboración de caramelos.
Altimetría	Rama de la topografía que estudia el conjunto de métodos y procedimientos para determinar y representar la altura o cota de cada punto respecto de un plano de referencia.
Análisis del agua	Conjunto de parámetros que definen la calidad del agua, al relacionarlos con normas, las cuales establecen los valores de las concentraciones máximas aceptables y/o permisibles, para el uso benéfico al cual se destine.
Bases de diseño	Bases técnicas adoptadas para el diseño del proyecto de agua potable.
Carga axial	Carga aplicada en el eje longitudinal de un elemento.
Carga muerta	Cargas permanentes sin mayorar soportadas por un elemento, según se define en la ordenanza general de construcción.
Carga viva	Consiste en cargas de ocupación en edificios. Estas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes, y pueden cambiar su ubicación.

Caudal	Cantidad de agua que emana o corre en un tiempo determinado.
CII	Centro de Investigaciones de Ingeniería.
Cimentación	Elemento estructural que funciona de base y brinda sustentación para la construcción de un edificio. Esta estructura se encuentra bajo el nivel del piso.
Cloración	Procedimiento para la desinfección del agua mediante el empleo de cloro o compuestos clorados.
COCODE	Consejo Comunitario de Desarrollo.
CODEDE	Consejo Departamental de Desarrollo.
COGUANOR	Comisión Guatemalteca de Normas.
Coliforme	Grupo de bacterias no patógenas que habitan el tracto digestivo humano.
Columna	Elemento con una razón entre altura y menor dimensión lateral mayor que tres, es usada principalmente para resistir carga axial de compresión.

Columna de agua	Unidad de medida de la presión que representa el peso de una columna de agua. El múltiplo más utilizado es el metro de columna de agua (mca), que es igual la presión a un metro de profundidad.
Combo	Combinación para determinar la carga última.
Consumo	Volumen de agua que es utilizado. Está en función de una serie de factores inherentes a la propia localidad que se abastece, por lo que varía de una población a otra.
Cota de terreno	Altura de un punto de terreno, referido a un nivel determinado.
Cota piezométrica	Máxima presión dinámica en cualquier punto de la línea de conducción o distribución, es decir, la que alcanzaría una columna de agua, si en dicho punto se colocará un manómetro.
Deflexión	Deformación de los elementos estructurales que al ser cargados, la presentan en forma de curvatura del eje longitudinal.
Demanda	Es la cantidad de agua que una población requiere para satisfacer sus necesidades.
DEOCSA	Distribuidora de Electricidad de Occidente S.A.

Desinfección	Tiene por finalidad la eliminación de los microorganismos patógenos contenidos en el agua, por medio de rigurosos procesos físicos o químicos de laboratorio que evitan su desarrollo. Es el único tratamiento que se le da al agua para obtener agua potable.
Dotación	Volumen de agua asignado por habitante en un día, para satisfacer sus necesidades. Esta cantidad, en litros por habitante por día, depende de varios factores tales como: calidad de vida, clima, condiciones socioeconómicas, actividades productivas, tipo de abastecimiento, calidad del agua a proveer, entre otros.
DICOR	Dirección Integral de Comunidades Rurales
EPS	Ejercicio Profesional Supervisado.
EPSUM	Ejercicio Profesional Supervisado Multiprofesional.
Estribo	Armadura empleada para resistir esfuerzos de corte y de torsión en un elemento estructural; por lo general barras lisas o estriadas, ya sea dobladas en forma de L, de U o formas rectangulares, y situadas perpendicularmente o colocadas en un ángulo con respecto a la armadura longitudinal.

Excentricidad	Distancia comprendida entre el centro de masa y el centro de rigidez de una estructura.
Formaleteado	Proceso en el cual se elaboran y se colocan las formaletas de madera previo a la fundición de cualquier estructura de concreto reforzado.
Fundición	Serie de operaciones necesarias para depositar el concreto recién elaborado en formaletas o excavaciones preparadas con anticipación.
IGN	Instituto Geográfico Nacional.
INE	Instituto Nacional de Estadística.
INFOM	Instituto de Fomento Municipal.
Límite máximo aceptable	Es el valor de la concentración de cualquier característica de calidad del agua, arriba de la cual el agua pasa a ser rechazable por los consumidores.
Límite máximo permisible	Es el valor de la concentración de cualquier característica de calidad de agua, arriba de la cual el agua no es adecuada para el consumo humano.
Llenacántaros	Grifo comunitario, el cual es utilizado para el abastecimiento de agua potable.

Longitud de desarrollo	Longitud embebida en el concreto que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño de la armadura, en una sección crítica.
MAGA	Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentación
Manantial	Afloramiento en la superficie, de un manto acuífero subterráneo, en una ladera. También llamado nacimiento.
MARN	Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales
Módulo de elasticidad	Razón entre la tensión normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión, los cuales están bajo el límite de proporcionalidad de material.
Momento	Producto de una fuerza neta por la distancia perpendicular a la línea de acción de la misma al eje de rotación.
Momento de inercia	Suma de los productos de las masas de un cuerpo por los cuadrados de las distancias de cada una de ellas, respecto a un eje fijo.

Muro	Elemento que se obtiene en la construcción al poner uno sobre el otro, los elementos de mampostería unidos con mortero, empleado para encerrar o separar espacios.
OMP	Oficina Municipal de Planificación.
OMS	Organización Mundial de la Salud.
ONG	Organización No Gubernamental.
PENTAX	Marca de teodolito.
Pérdida de carga	Baja de la presión debido a la fricción que existe entre el agua y las paredes de la tubería.
Planimetría	Parte de la topografía que estudia el conjunto de métodos y procedimientos, los cuales tienden a conseguir la representación a escala de todos los detalles interesantes del terreno sobre una superficie plana o también llamada plano geometría, prescindiendo de su relieve y se representa en una proyección horizontal.
Presión	Carga o fuerza total que actúa sobre una superficie. En hidráulica expresa la intensidad de fuerza por unidad de superficie.
PVC	Cloruro de polivinilo.

SEGEPLAN	Secretaría General de Planificación Económica.
SINAFIP	Sistema Nacional de Financiamiento para la Pre-inversión.
Tanque	Estructura enterrada o elevada indispensable en una red de distribución, para compensar las variaciones horarias de la demanda de agua potable y/o múltiples necesidades en el medio ambiente.
Topografía	Parte de la geodesia que tiene por objetivo representar el terreno en el cual se trabaja sobre papel de la manera más exacta posible. Los dibujos o gráficos que representan un terreno se llaman planos topográficos; y el conjunto de operaciones que se realizan para ejecutarlos, levantamiento topográfico.
UBC	Código Uniforme de Construcción (por sus siglas en inglés, <i>Uniform Building Code</i>).
UNAM	Universidad Autónoma de México.
UNEPAR	Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales.

Viga

Elemento horizontal de concreto reforzado, utilizado principalmente para soportar cargas producidas por las losas, cubiertas y entrepisos; puede estar apoyado en sus dos extremos o solo en uno.

Zapata

Tipo de cimentación superficial adecuado para transmitir las cargas gravitacionales al suelo, cuando este tiene propiedades de soporte.

RESUMEN

Como en todo proceso de transformación, encaminado a mejorar el nivel de vida de los habitantes en determinada región, las políticas de desarrollo juegan un papel importante al promover un cambio positivo en el modo de vida de los pueblos. Entre los proyectos priorizados que contribuyen a realizar dichos cambios está el sistema de abastecimiento de agua potable del caserío Segundo Centro Río Blanco y el edificio modelo para auxiliatura municipal, municipio de Sacapulas, departamento del Quiché.

El presente trabajo de graduación consta de dos capítulos distribuidos de la siguiente manera:

En el capítulo uno se presenta una breve monografía detallada del municipio de Sacapulas y de la comunidad del caserío Segundo Centro Río Blanco, debido a que el conocimiento sobre los aspectos socio-culturales y económicos de los beneficiarios, son fundamentales para el desarrollo de los proyectos.

En el capítulo dos se describe el servicio técnico profesional, el cual integra la planificación y diseño del proyecto del sistema de abastecimiento de agua potable del caserío Segundo Centro Río Blanco y del edificio modelo para auxiliatura municipal; se utilizan métodos y herramientas de Ingeniería Civil, las cuales respetan las normas de diseño, para cada área.

En el proceso del diseño del sistema de agua potable se determinó que las condiciones del terreno son óptimas para introducir el sistema por gravedad. Las fuentes existentes son cuatro nacimientos, los cuales se sometieron a exámenes para verificar la calidad del agua, a través del análisis físico-químico y el examen bacteriológico. Los resultados indicaron que el agua es sanitariamente segura.

Tomando en cuenta todos los parámetros, se realiza el diseño de la línea de conducción, del paso aéreo de 50 metros, del tanque de distribución y de la red de distribución. Para el buen funcionamiento del sistema, se presenta un programa de actividades de operación y mantenimiento. La elaboración de un análisis socioeconómico del lugar y todo lo descrito con anterioridad, se utiliza para determinar una tarifa mensual, conjuntamente a esto se presenta el estudio socioeconómico del proyecto.

En cuanto al diseño de la infraestructura del edificio para auxiliatura municipal, se tomaron en cuenta diferentes normas y criterios generales, tanto arquitectónicos como estructurales. En el diseño estructural, se consideran todas las cargas verticales y horizontales que actúan sobre la estructura, para determinar los momentos generados con un método iterativo y definir las características de los elementos de concreto reforzado que componen una estructura, tales como: losas, vigas, columnas y zapatas. Concluido el diseño, se elaboró el presupuesto y el cronograma de ejecución.

Finalmente se muestran las recomendaciones de los proyectos, las cuales surgieron en el transcurso del EPS. Estas van dirigidas a las entidades ejecutoras y a la comunidad; con la propuesta de capacitaciones y conferencias acerca de métodos prácticos de construcción, supervisión y presupuesto.

OBJETIVOS

General

Elevar la calidad de vida de los habitantes el caserío Segundo Centro Río Blanco y mejorar la infraestructura municipal, en el municipio de Sacapulas, departamento del Quiché, se puede lograr mediante el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable y del edificio modelo para auxiliatura municipal. Al respetar las normas y reglamentos respectivos de cada proyecto.

Específicos

1. Desarrollar una investigación monográfica y un diagnóstico de las prioridades, en cuanto a servicios básicos e infraestructura de la comunidad beneficiada con el proyecto de agua potable y del municipio en general, para detectar las necesidades que se tienen en la actualidad.
2. Incrementar los sistemas de agua potable en el municipio, ya que es un problema que se desea solucionar en todo el país.
3. Diseñar el sistema de desinfección, para garantizar que el agua dotada a los usuarios sea potable.
4. Implementar, en la mayoría de las comunidades del municipio de Sacapulas, un nuevo edificio modelo para espacios sociales, recreativos, administrativos, de organización y de superación para los habitantes de las mismas.

5. Capacitar a los integrantes de la OMP, por medio de charlas y proyección audiovisual, para el adecuado mantenimiento del sistema de agua potable, así como los cuidados necesarios para la conservación de estructuras.

INTRODUCCIÓN

El déficit actual de cobertura de los servicios de agua potable en el área rural, así como los sistemas que proveen agua sin el tratamiento adecuado y la alteración de los sistemas hídricos (cuencas hidrográficas), han provocado que gran parte de la población guatemalteca sufra de enfermedades de origen hídrico. Según el INE, de las diez primeras causas de morbilidad que se relacionan con enfermedades infecciosas, el 50 por ciento están relacionadas con agua y saneamiento. La principal causa de mortalidad general del país corresponde a enfermedades infecciosas intestinales, que representan entre el 15 y 20 por ciento de todas las causas de muerte y el 40 por ciento de la mortalidad infantil. Las cifras más altas se registran en el área rural.

Según la Secretaría General de Planificación Económica, SEGEPLAN, y el Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social, en 1994 el déficit de cobertura de los servicios de agua potable en el área rural fue de 51 por ciento. El 30 por ciento de esta población cuenta con un servicio deficiente debido a la mala calidad del agua suministrada, operación y mantenimiento insuficientes; mal manejo de los materiales y sistemas constructivos; falta de tecnologías apropiadas, ausencia de sistemas apropiados de tarifas y recaudación y carencia total de recursos humanos calificados.

Esta problemática no es ajena al caserío Segundo Centro Río Blanco del municipio de Sacapulas, por lo que se propone una solución al problema de agua potable que afronta la comunidad en estudio, por medio de un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad.

En la mayoría de las comunidades del municipio de Sacapulas, existe una auxiliatura municipal, pero las edificaciones, en varios casos, son de un nivel; en algunas situaciones se construye un segundo nivel, pero por cuestiones económicas hasta después de un tiempo de haberse finalizado el primer nivel de la misma.

La OMP de la municipalidad de Sacapulas no cuenta con un diseño de auxiliatura municipal de dos niveles, por lo que se realizó la propuesta de implementar el proyecto, el cual fue aprobado inmediatamente por el alcalde municipal. Es por eso que se propone el diseño del edificio modelo para auxiliatura municipal, que beneficiará a las distintas comunidades para organizarse, y a la vez, tener un espacio para reuniones sociales y de importancia colectiva, guiadas por el alcalde auxiliar e integrantes del COCODE de las mismas comunidades.

La construcción de estos proyectos servirá para mejorar el nivel y calidad de vida de la población de los sectores beneficiados, logrando con ello, un desarrollo económico y social del municipio de Sacapulas.

1. INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio de Sacapulas, departamento del Quiché

1.1.1. Generalidades

1.1.1.1. Nombre de la municipalidad

Municipalidad de Sacapulas.

1.1.1.2. Antecedentes históricos

Existen varias historias sobre el origen de la comunidad *Sakapulteka*. De acuerdo al “Título de los Señores de Sacapulas”, se narra que la familia Canil fundó el señorío en una región del sur de Guatemala; pero en el siglo XV, se trasladó a orillas del río Chixoy, esto debido posiblemente a las invasiones de otros grupos prehispánicos a su territorio. Otra, cuenta que una comunidad grande habitó el lugar llamado *Lamac*; sin embargo, debido a constantes guerras con poblados cercanos, se separaron en varios grupos que se trasladaron a diferentes regiones como Chalchitán y Aguacatán; otros, a Cunén y Uspantán, mientras que un grupo se dirigió a lo que hoy se conoce como Sacapulas.

Durante el período precolombino, Sacapulas fue capital de un poderoso señorío y un centro de importancia estratégica por sus yacimientos de sal, que eran prácticamente los únicos existentes en el territorio de influencia *K'iché*.

1.1.1.3. Origen

El nombre del municipio de Sacapulas era *Tuhulha* (Popol Vuh), *Tahal*, *Tuja* o *Tuj*, palabras que se interpretan como baño de vapor o temascal (esta última palabra proviene de las voces *Tama*, bañarse; *calli*, casa) (Arbola, 1973). Fuentes y Guzmán en su obra “Recordación Florida”, escribe que Sacapulas viene de las voces del *náhuatl* (idioma de ciertos grupos mexicanos): *Sacat*, Yerba, y *pulán*, plátano; lo que se le traduce como yerba de plátanos. A consecuencia de la organización territorial del régimen liberal, que contempló la creación del departamento del Quiché en 1872, surgió Sacapulas como municipio de éste, según Decreto del Ejecutivo No. 72 del 12 de agosto de ese mismo año.

1.1.1.4. Área geográfica

El municipio se encuentra, en su mayoría, en el occidente del departamento del Quiché (ver figura 2), por tener como vecino al departamento de Huehuetenango. Está rodeado por grandes montañas, por ello, se ubica en un agujero y es el municipio más bajo respecto al nivel del mar y, por consiguiente, el más cálido. Posee las virtudes que brinda el Río Negro, que posteriormente se explicará con detalles. La extensión territorial de este municipio es aproximadamente de 213 kilómetros cuadrados (ver figura 1) y la cabecera municipal se encuentra a una altitud aproximada de 1 196 metros sobre el nivel del mar y dentro de las coordenadas latitud norte $15^{\circ}15'$ y longitud oeste $91^{\circ}05'18''$ (ver figura 5).

Política y territorialmente el municipio de Sacapulas se encuentra dividido por 115 comunidades, dentro de ellas: 13 aldeas, 82 caseríos, 16 parajes y 4 barrios. Estas comunidades están organizadas en 18 microrregiones, como un

mecanismo de canalizar las demandas y necesidades de la población, así como la implementación de proyectos de desarrollo de sus propias comunidades, participando a través de los COCODE's de primer y segundo orden, y estos hacia las instituciones que participan e integran la Comisión Municipal de Organización y Participación Comunitaria, que hoy en día es el Consejo Municipal de Desarrollo.

Figura 1. Mapa de Sacapulas



Fuente: OMP Sacapulas. Diagnóstico municipal de Sacapulas, 2009-2010. p. 11.

1.1.1.5. Colindancias

En cuanto a sus colindancias, al norte limita con los municipios de Cunén y San Andrés Sajcabajá; al sur, con San Bartolomé Jocotenango y San Pedro Jocopilas; y al este, con San Andrés Sajcabajá. Todos estos municipios

pertenecen al departamento del Quiché (ver figura 2). Al oeste; con el municipio de Aguacatán, departamento de Huehuetenango, y con el municipio de Momostenango, departamento de Totonicapán. En la tabla I se detallan las colindancias.

Figura 2. **Mapa del departamento del Quiché**



Fuente: OMP Sacapulas. Diagnóstico municipal de Sacapulas 2009-2010. p. 11.

Tabla I. **Colindancias del municipio de Sacapulas**

Al norte	Cunén y San Andrés Sajcabajá
Al sur	San Bartolomé Jocotenango y San Pedro Jocopilas
Al este	San Andrés Sajcabajá
Al oeste	Aguacatán, Huehuetenango y Momostenango, Totonicapán

Fuente: OMP Sacapulas. Diagnóstico municipal de Sacapulas 2009-2010. p. 15.

1.1.1.6. Aspectos climáticos

Como se mencionó en el numeral 1.1.4, Sacapulas tiene la cualidad de ser el municipio más bajo, respecto al nivel del mar, del departamento del Quiché y por consiguiente el más cálido (en la mayor parte de la región). La estación meteorológica del INSIVUMEH en el caserío Chutinamit, ubicada a menos de 1 kilómetro de la cabecera municipal, a una altitud aproximada de 1180 metros sobre el nivel del mar y dentro de las coordenadas latitud norte $15^{\circ}18''$ y longitud oeste $91^{\circ}05'10''$, registró los siguientes datos para el 2010.

- Temperatura media anual de 22,4 grados centígrados, temperatura máxima promedio anual de 31,3 grados centígrados y temperatura mínima promedio anual de 14,8 grados centígrados.
- Temperatura máxima absoluta anual de 41 grados centígrados y temperatura mínima absoluta anual de 4,5 grados centígrados.
- La precipitación mínima se manifestó en el mes de febrero (1,2 milímetros), en un día de lluvia; y la precipitación máxima, en el mes de septiembre (326,4 milímetros), en 28 días de lluvia.
- Humedad relativa media anual de 62 por ciento, humedad relativa máxima anual de 83 por ciento y humedad relativa mínima anual de 33 por ciento.

- Evaporación a la sombra de 2,5 milímetros.
- Nubosidad anual de 5 octas.
- El invierno se extiende de abril a septiembre.
- La velocidad del viento anual es de 11,1 kilómetros por hora, en dirección sureste.

El contexto ecológico, la topografía del terreno y la precipitación pluvial de la región contribuyen a que en el territorio se conjuguen los climas frío, templado y cálido, lo que permite a las comunidades sembrar cultivos que son aptos para cada clima; sin embargo, las estaciones del año contribuyen a definir el clima en la región.

1.1.1.7. Actividades económicas

Para satisfacer las necesidades básicas de sus familias, la población adulta del municipio, se dedica a diversas actividades (ver tabla II) que generan ingresos económicos, pero la mayor parte son de subsistencia. Los productos derivados de la agricultura, horticultura, fruticultura y pecuaria son destinados al consumo humano y muy poco para la comercialización, la cual se realiza dentro de la cabecera municipal, comunidades aledañas y algunos en la cabecera departamental y la ciudad capital. El 80 por ciento de las familias posee tierra en propiedad, aunque las mismas son en pequeñas extensiones.

Para mejorar las cosechas, los pobladores aplican agroquímicos que adquieren a precios elevados y a cambio, obtienen rendimientos bajos. Esta producción no alcanza a cubrir las necesidades alimentarias del hogar, manifestándose así problemas de inseguridad alimentaria con alta incidencia de desnutrición, especialmente en niños y mujeres; por lo que es fácil vincularlo al trabajo que hacen diversas organizaciones en la zona.

Tabla II. **Actividades productivas**

Actividad productiva	Productos
Agricultura	Granos básicos, tales como: maíz y frijol
Horticultura	En mayor producción de tomate, cebolla, chile y legumbres
Pecuaria	Derivados de la crianza de cerdos, ganado y pollos; como: carne, leche, así como huevos
Fruticultura	Papaya, mandarina, jocote, banano, plátano, zapote, mango, naranja, entre otros
Artesanía	Dulce de alfinique, manía, maicillo, alboroto, cestería, producción de sal negra y joyería (plata y oro)
Comercio	Venta de productos de primera necesidad, tales como: materiales de construcción, prendas de vestir, medicinas y productos agrícolas

Fuente: Asociación Pro Agua del Pueblo. Informe del estudio situacional del recurso hídrico del municipio de Sacapulas. p. 5.

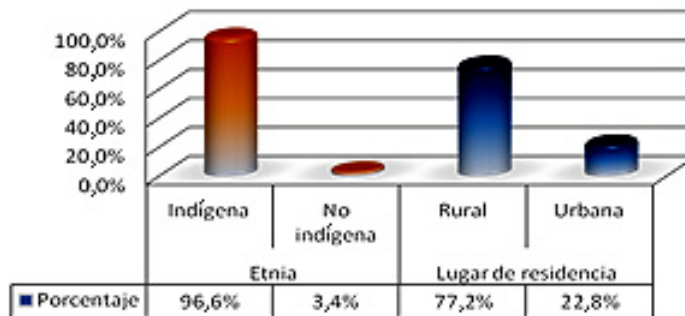
1.1.1.8. Población

De acuerdo a los datos del XI Censo Nacional de Población y VI de Habitación realizado en el 2002, el municipio cuenta con una población que representa el 5,45 por ciento del departamento, que en su mayoría es joven, ya que casi el 42 por ciento está comprendido entre las edades de 0 a 14 años. La densidad de población en este municipio se ha estimado en 168 habitantes por kilómetro cuadrado.

1.1.1.8.1. Características de la población

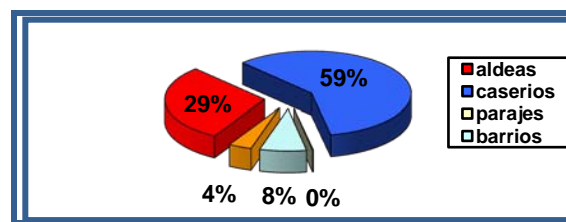
Actualmente Sacapulas cuenta con una población de 46 457 habitantes, de los cuales el 49,98 por ciento son de sexo masculino y el restante (50,02 por ciento) es población femenina. El mayor porcentaje de la población es indígena (*K'ichés* y *Sakapultekos*), pertenecen a este grupo el 96,6 por ciento de los pobladores. Dentro del grupo de pobladores no indígenas (3,4 por ciento), existen aquellos que pertenecen a la etnia ladina y a otras etnias (ver la siguiente figura).

Figura 3. Características de la población



Fuente: OMP Sacapulas. Diagnóstico municipal de Sacapulas 2009-2010. p. 21.

Figura 4. Distribución de la población



Fuente: OMP Sacapulas. Diagnóstico municipal de Sacapulas 2009-2010. p. 22.

En cuanto al lugar de residencia, el 77,2 por ciento habita en el área rural (ver figura 4); mientras que el 22,8 por ciento, lo hace en el área urbana. La densidad de la población en este municipio, se ha estimado en 168 habitantes por kilómetro cuadrado.

Según el INE, la población se encuentra distribuida de la siguiente manera (ver la siguiente tabla):

Tabla III. **Distribución de la población**

No.	División política	Cantidad	No. Habitantes
1	Aldeas	9	5 119
2	Caseríos	64	37 229
3	Parajes	1	465
4	Barrios	4	2 327
5	Fincas	2	1 317
	Total	80	46 457

Fuente: OMP Sacapulas. Diagnóstico municipal de Sacapulas 2009-2010. p. 21.

1.1.1.9. El abastecimiento de agua en el municipio

1.1.1.9.1. El recurso hídrico en el municipio

El municipio de Sacapulas cuenta con una gran riqueza de recursos hídricos, dentro de ellos se encuentran: el río principal Salinas o río Negro, el cual es alimentado por nueve ríos y riachuelos locales; existen también dos ríos que vierten sus aguas a municipios circunvecinos; además hay manantiales,

nacimientos y pozos. El agua para consumo humano, proviene de nacimientos, pozos excavados y de algunos manantiales. De estas fuentes de agua, una mínima parte se utiliza para riego.

La cuenca que se origina y traspasa el municipio es la Cuenca del río Salinas, tiene una extensión de 36 823 hectáreas, lo cual constituye un fuerte potencial de recarga hídrica que escurre el agua superficial del área montañosa; desemboca en el río Chixoy, por lo que este río se encarga de irrigar los suelos del municipio, el cual resulta de la unión del río Negro y el río Blanco. De acuerdo a un estudio de este municipio, elaborado por SEGEPLAN, se identifican además, 185 fuentes de agua, de las cuales 179 son nacimientos y 6 son pozos excavados.

Dentro de los riachuelos más importantes que se encuentran en las comunidades de Sacapulas, están: Paxkux, Río Pajarito, Pakasay, Paxquiel y Tambac, los cuales son utilizados para regadío en tiempo de verano.

1.1.1.9.2. El acceso al abastecimiento de agua en el municipio

La situación del abastecimiento de agua en el municipio de Sacapulas, no ha sido la mejor, ya que existe un porcentaje significativo de familias que no tienen acceso al agua para consumo humano y mucho menos para proyectos de mini riego, que son las dos necesidades más fuertes que tiene esta población; ya que solo el 56,7 por ciento (4418 hogares) del municipio cuenta con servicio de agua potable, este déficit se origina por la falta de recursos económicos de las familias. Para abastecerse de este vital líquido, la gente ha utilizado diferentes sistemas que están de acuerdo a los requerimientos del uso del agua y a su ubicación geográfica.

1.1.1.9.3. Uso del agua en el municipio

El agua, como un recurso natural, es vital para la vida humana y para los ecosistemas de determinado espacio territorial; en Sacapulas, es utilizada con fines de consumo humano y productivo, en este marco los usos más específicos son los siguientes:

- Consumo humano: incluye bebida, cocimiento de alimentos, lavado de utensilios de alimentación, lavado de ropa, higiene personal (lavado de manos, cara y baño de los miembros de la familia) y limpieza de la vivienda.
- Producción agrícola, caprina, pecuaria y artesanal: riego de hortalizas y bebida de animales domésticos que consumen y venden, así como para la elaboración de dulcería (alfinique).

1.1.1.9.4. Cobertura de los sistemas de agua en el municipio

No contar con agua domiciliar, ha sido una preocupación de los comunitarios, por lo que sus dirigentes han hecho trámites y gestiones para lograr los recursos necesarios para construir o ampliar sus proyectos. Uno de los sistemas para abastecerse de agua para el consumo humano más utilizado en Sacapulas, es el sistema de gravedad, ya que la mayoría de los nacimientos se encuentran en la parte alta de las comunidades.

La mayor parte de la información que se presentó en esta sección, con relación al abastecimiento de agua en el municipio de Sacapulas, se obtuvo de una encuesta realizada a representantes y dirigentes (Comités de agua y COCODE's) de 47 comunidades del municipio, autoridades municipales, representantes institucionales y se complementó con información bibliográfica a

la que se tuvo acceso. En la tabla LII (ver anexos) se presenta una muestra de la cobertura de los sistemas de agua existentes en el municipio y otros datos importantes.

1.1.2. Principales necesidades del municipio

1.1.2.1. Descripción de necesidades

- Escasez de sistemas de abastecimiento de agua potable y erradicación de enfermedades gastrointestinales
- Falta de infraestructura sanitaria
- Problemas de acceso comunitario en época de invierno
- Falta de asistencia técnica permanente
- Contaminación del río por basureros clandestinos
- Crecimiento de caudal del río
- Falta de una biblioteca municipal
- Derrumbes de carreteras

1.1.2.2. Priorización de necesidades

- Introducción de los sistemas de abastecimiento de agua potable para los caseríos escasos de este recurso.
- Diseño del edificio modelo para auxiliatura municipal.
- Mejoramiento en la pavimentación, en el adoquinamiento y/o asfalto, y señalización de las vías de acceso intermunicipales.
- Construcción de una planta de tratamiento de desechos sólidos.
- Presencia de organismos internacionales que brinden capacitación, asesoría técnica y profesional de los COCODE's.

1.2. Monografía del caserío Segundo Centro Río Blanco, municipio de Sacapulas, departamento del Quiché

1.2.1. Aspectos geográficos

1.2.1.1. Ubicación y localización

El caserío Segundo Centro Río Blanco se ubica en la jurisdicción de la aldea Parraxtut del municipio de Sacapulas, departamento del Quiché, región VI o región Nor-occidental. Se localiza a 19 kilómetros al noroeste de la cabecera municipal, de los cuales 12 kilómetros son de asfalto por la vía RN-7W y 7 kilómetros de brecha; a 69 kilómetros de la cabecera departamental por la vía RN-15 y a 233 kilómetros de la ciudad capital por la vía CA-1. Las coordenadas geodésicas aproximadas son: latitud 15°19'57" y longitud 91°10'03" (ver figura 5). En la figura 80 (ver anexos) se puede apreciar una fotografía satelital del caserío.

1.2.1.2. Límites

El caserío Segundo Centro Río Blanco se localiza en la Microrregión No. 14, de la división política y administrativa del municipio de Sacapulas, la cual pertenece a la aldea Parraxtut. Limita al norte con la aldea Parraxtut (Sacapulas, Quiché) y aldea Pichiquil (Aguacatán, Huehuetenango); al sur, con el caserío Cuesta del Águila (Sacapulas, Quiché); al este, con el caserío Primer Centro Río Blanco (Sacapulas, Quiché) y al oeste, con el caserío Río Blanco la Vega (Aguacatán, Huehuetenango).

Figura 5. Mapa cartográfico de Sacapulas, escala 1 : 50 000



Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IGN). Mapa escala 1 : 50,000. Hoja 1961 I.

1.2.1.3. Altura y clima

El caserío Segundo Centro Río Blanco se encuentra a una altura aproximada de 1 640 metros sobre el nivel del mar, por lo que presenta un clima templado, y a una distancia de 10 kilómetros, a 6042'44" en dirección nor-oeste de la estación meteorológica Chutinamit, la cual se ubica en uno de los puntos más bajos del municipio de Sacapulas.

Este caserío se localiza en el altiplano del municipio, colindante con Aguacatán, Huehuetenango, por lo que se realizó una interpolación de las variables entre la estación mencionada y la estación meteorológica de Huehuetenango, la cual está ubicada a una altitud aproximada de 1 870 metros sobre el nivel del mar y dentro de las coordenadas latitud norte 15°02" y longitud oeste 91°30'10". Con una distancia aproximada de 45 kilómetros a 85°54'13" del norte a oeste, de la estación Chutinamit y a 36 kilómetros de distancia, a 87°18'19" en dirección sur-oeste del caserío.

Los resultados fueron los siguientes:

- Temperatura media anual de 20,3 grados centígrados, temperatura máxima promedio anual de 28,5 grados centígrados y temperatura mínima promedio anual de 13,3 grados centígrados.
- Temperatura máxima absoluta anual de 36,7 grados centígrados y temperatura mínima absoluta anual de 1,9 grados centígrados.
- Humedad relativa media anual de 64,7 por ciento, humedad relativa máxima anual de 87,7 por ciento y humedad relativa mínima anual de 37 por ciento.
- Precipitación mínima de 1,2 milímetros y precipitación máxima de 326,4 milímetros.
- Evaporación a la sombra de 3,5 milímetros y nubosidad anual de 5 octas.

- La velocidad del viento anual es de 9,8 kilómetros por hora, en dirección sur-este.

1.2.1.4. Topografía

El suelo de esta comunidad pertenece a la altiplanicie central del departamento del Quiché, es poco profundo, bien drenado, más suelto y menos arcilloso, y desarrollado sobre ceniza volcánica pomácea, firmemente cementada en un clima húmedo relativamente templado; generalmente se caracteriza por sus pendientes escarpadas. El suelo superficial es de color café oscuro, de textura y consistencia franco arcillo arenoso, con espesor de 20 centímetros. El subsuelo, de color café rojizo y amarillento, es plástico cuando está húmedo y duro cuando está seco, con espesor aproximado de 50 a 70 centímetros.

1.2.1.5. Vías de Acceso

La vía para llegar a esta comunidad, partiendo desde la cabecera departamental, es la siguiente: se recorren 49 kilómetros de carretera asfaltada hasta llegar a la cabecera municipal y se continúa siempre en carretera asfaltada por la ruta nacional 7w (que viene de Cobán, Alta Verapaz, atraviesa el municipio de Sacapulas y se dirige a Aguacatán, Huehuetenango), se desvía hacia el camino de terracería que se dirige a Nebaj y se recorren 19 kilómetros. El acceso a esta comunidad es único y el ingreso no es problema tanto en verano como en invierno, a pesar que dentro del caserío todo es de terreno natural, hasta adentro de algunas casas.

1.2.2. Aspectos demográficos

1.2.2.1. Población

Actualmente, en la comunidad del caserío Segundo Centro Río Blanco, habitan un total de 345 personas que integran 70 familias y 68 casas, lo que da un promedio de 5 personas por familia. El 90 por ciento de los habitantes carece de un sistema de agua potable. Aunque algunas personas utilizan el agua proveniente de los mini riegos, pues, tienen los recursos necesarios para realizarlo; la mayoría de las personas no la obtienen; estas son las necesitadas de un proyecto de sistema de abastecimiento de agua potable.

1.2.2.2. Distribución de la población

El 60 por ciento de la población son niños menores de 15 años, el 15 por ciento son jóvenes de 16 a 18 años y el restante (25 por ciento), son adultos mayores de 18 años. Por sexo, el 60 por ciento son mujeres y el 40 por ciento son hombres. Por buscar un mejor nivel de vida, una gran parte de hombres adultos ha salido de su tierra para trabajar en otros lugares, como la cabecera departamental, la ciudad y Estados Unidos; es por ello que en esta comunidad existen más niños y la mayor parte de la población es femenina.

1.2.3. Aspectos socio-económicos

1.2.3.1. Etnia, religión y costumbres

La comunidad descende de la etnia *K'iché*, por lo que su principal dialecto es el *k'iche*; también hablan el dialecto predominante en el municipio de Sacapulas, el *sakapulteco*, y escasamente el idioma español. El 65 por ciento

de los habitantes profesa la religión católica y el resto (35 por ciento), la religión evangélica. La única costumbre es celebrar el día de la feria de Sacapulas, que es el 4 de agosto.

1.2.3.2. Actividad económica

Estas comunidades respaldan parte de su economía en actividades agrícolas, además de la crianza de animales domésticos como pollos, pavos, cerdos, cabras, vacas y equinos. Sus principales cultivos son el maíz, el tomate, el ejote, el repollo, el ajo, la cebolla y el frijol; la mayor parte de estos cultivos son para el consumo familiar y una mínima parte es para comerciar en la cabecera municipal.

En el numeral 1.2.2.2, se mencionó que una mínima parte de los familiares de esta comunidad trabaja en los Estados Unidos y la ciudad capital, para ayudar económicamente a sus familias. Otra parte de la población vende su fuerza de trabajo a empresas constructoras de viviendas y de carreteras de lugares aledaños y en proyectos de su propia comunidad. Una mínima parte se dedica al comercio en Sacapulas.

1.2.4. Aspectos de infraestructura

1.2.4.1. Servicios públicos

El caserío cuenta con un templo católico, un molino y una escuela de nivel primario, esta imparte los grados de primero a sexto, cuenta con tres aulas y cuatro profesores, con un promedio de 19 alumnos por grado. No cuenta con el servicio de energía eléctrica que proporciona la Distribuidora de Electricidad de Occidente (DEOCSA); tampoco posee un servicio de agua potable, por

consiguiente no existen drenajes; asimismo, no cuentan con un salón comunal. Todos los aspectos anteriores son una desventaja para el desarrollo de la comunidad.

1.2.4.2. Diseño arquitectónico de viviendas

Las viviendas en esta comunidad están conformadas por tres ambientes, distribuidos en dos dormitorios y una cocina de leña, por medio de estufas mejoradas. El área aproximada de las viviendas es de 60 metros cuadrados, pero puede variar, ya que las personas son propietarias, en algunos casos, de un amplio terreno del cual pueden disponer para una ampliación futura.

1.2.4.3. Tipología de viviendas

Las casas están construidas con paredes de adobe y piso de tierra; casi todas las viviendas tienen techo de teja y algunas poseen cubierta de lámina de zinc. Son pocas las que tienen construcciones con block y piso de granito de mármol o torta de cemento alisado.

1.2.5. Aspectos de salubridad

1.2.5.1. Formas de abastecimiento de agua

Como se mencionó anteriormente, la comunidad del caserío Segundo Centro Río Blanco se abastece de nacimientos cercanos de poco caudal, de mini riegos y de un llenacántaros en las cercanías del caserío. El agua es acarreada de estos lugares y depositada en recipientes, para ser utilizada en la cocina, en la higiene personal y para los animales domésticos.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable del caserío Segundo Centro Río Blanco, municipio de Sacapulas, departamento del Quiché

2.1.1. Descripción general del proyecto

Se elaboró una investigación de campo (ver numeral 1.2) y el trabajo de priorización en gabinete del proyecto, el cual consiste en una línea de conducción que abastecerá de agua a la comunidad del caserío Segundo Centro Río Blanco, de la siguiente forma: el agua se captará de dos primeros nacimientos de brote definido, con caja de captación cada uno, que serán unificadas hacia una primera caja reunidora de caudales y luego unificada a una segunda, al igual que los otros dos nacimientos de brote definido (con caja de captación).

Finalmente el agua será conducida hacia el tanque de distribución, donde será desinfectada por medio de un hipoclorador y, a través de la red de distribución abastecerá a las 61 viviendas, desde las más altas hasta las más bajas. Estas distribuciones se harán con redes abiertas y conexiones prediales.

El diseño de la línea de conducción y red de distribución se basó en las normas de la Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales de Guatemala, proporcionada por UNEPAR.

2.1.2. Visita preliminar de campo

Esta visita se realizó para establecer la factibilidad del proyecto, tuvo por objeto considerar los aspectos socioeconómicos, al hacer uso de la información de gabinete y de campo para determinar la viabilidad técnica del mismo y establecer su elegibilidad para continuar con los estudios. Durante la misma, se realizó una medición preliminar, colocando estacas en puntos estratégicos, desde el primer nacimiento hasta el último beneficiario. Lo anterior permitió conocer la magnitud del terreno en donde se llevaría a cabo la topografía.

En la topografía se realizó la altimetría y planimetría, para lo cual se utilizó un teodolito convencional. Los datos obtenidos muestran que los primeros dos nacimientos tienen una diferencia de nivel fuente-caserío de 850 metros y una longitud de 7 kilómetros, lo que da una razón de 121 metros de altura por kilómetro recorrido. Para los segundos dos nacimientos, una diferencia de nivel fuente-caserío de 530 metros y una longitud de 5 kilómetros, lo cual da una razón de 106 metros de altura por kilómetro. De acuerdo con esta información, se determinó que el proyecto es técnicamente factible por gravedad.

Las normas de la Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales de Guatemala, indican que, en comunidades donde la diferencia de nivel fuente-comunidad sea mayor o igual a 10 metros de altura por kilómetro y longitud fuente-comunidad mayor a 6 kilómetros, el levantamiento topográfico que debe realizarse es de segundo orden o taquimétrico.

2.1.2.1. Aforo de fuentes

Las cuatro fuentes existentes son manantiales de agua subterránea, que fueron adquiridas por la comunidad por un costo de Q 89 000,00 y aforadas en octubre de 2009, por medio del método volumétrico. El recipiente utilizado fue de 18,90 litros de volumen, el cual se llenó 6 veces; al medirse en cada una, el tiempo de llenado, se obtuvo el tiempo promedio para determinar el caudal. El procedimiento anterior se realizó para cada nacimiento.

Los resultados de aforo son los siguientes:

Nacimiento 1: 0,14 l/s

Nacimiento 2: 0,45 l/s

Nacimiento 3: 0,13 l/s

Nacimiento 4: 0,10 l/s

$\Sigma = 0,82 \text{ l/s}$

Al sumarlos, resulta un caudal total de 0,82 litros por segundo, que se distribuirá por la línea de conducción hacia la red de distribución.

2.1.2.2. Toma de muestras de agua

Con el fin de conocer las características físicas, químicas y bacteriológicas de las fuentes, se tomaron muestras de dos nacimientos, Xenaxicul 2 y Xesacramento 1. Para el examen físico-químico se utilizó un recipiente de plástico de un galón, transportado sin refrigeración. Para el examen bacteriológico se utilizaron envases esterilizados de boca ancha y tapón hermético, los que se transportaron en refrigeración y fueron entregados al laboratorio en un término de 24 horas.

2.1.3. Exámenes del agua

La calidad del agua se constituye como uno de los elementos más importantes para preservar la vida y evitar enfermedades en la población. Para que el agua sea apta para el consumo humano, no debe contener microorganismos patógenos, ni sustancias tóxicas o perjudiciales para la salud. Para ello, el código de salud municipal establece la obligación de brindar agua potable a toda la población que conforman los municipios del país, con la realización de exámenes previos para verificar su calidad, al cumplir con las normas COGUANOR NGO-29001, de la Comisión Guatemalteca de Normas.

A través de la encuesta mencionada en el numeral 1.1.1.9.4, se conoció la percepción de los comunitarios, acerca de que si el agua que consumen está contaminada o es confiable. Los entrevistados manifestaron lo siguiente:

- El 42 por ciento dice que está contaminada, el 30 por ciento que es confiable y el 28 por ciento que no saben.

2.1.3.1. Examen bacteriológico

Según los resultados del Laboratorio de Química y Microbiología Sanitaria del Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII) de la Universidad de San Carlos de Guatemala, los exámenes de calidad del agua (ver apéndice) presentaron, específicamente en una de las dos fuentes del proyecto examinadas, un número más probable de gérmenes coliformes, en una muestra de 100 centímetros cúbicos, mayor de 350 coliformes totales.

Por tanto, desde el punto de vista bacteriológico, el agua no exige más que un simple tratamiento de desinfección en los cuatro nacimientos, según la norma COGUANOR NGO-29001 y la norma internacional de la Organización Mundial de la Salud (OMS) para fuentes de agua, en la guía para la calidad del agua potable.

2.1.3.2. Examen físico-químico sanitario

Desde el punto de vista de la calidad física y química (ver apéndice), el agua de los dos nacimientos examinados cumple con la norma COGUANOR NGO-29001 y la norma internacional de la OMS. Solo se recomienda una cantidad de cloro para desinfección.

2.1.4. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico en la línea principal y red de distribución fue de segundo orden (ver numeral 2.1.2) o taquimétrico y la forma de realizarlo fue la siguiente:

- El levantamiento planimétrico se refirió al meridiano magnético y se efectuó con un teodolito de precisión.
- El levantamiento altimétrico se ejecutó por nivelación trigonométrica con teodolito, con doble lectura adelante y atrás, referenciado a un banco de marca convencional, ubicado cerca de la estación E-0.

Todas las casas fueron radiadas con el fin de obtener las cotas y las distancias de estas a la red de distribución, para garantizarse de que el agua llegará a las casas sin ningún problema.

En la libreta topográfica se anotaron todos los detalles importantes, hechos geográficos como pasos de ríos y de riachuelos, quebradas, zanjones, caminos vecinales, veredas, puntos altos del terreno y tipo de suelo. Previamente, al inicio de los trabajos de topografía, se tuvo la certeza, mediante documentos, de la obtención de los derechos de paso y que las fuentes seleccionadas cumplieran con los fines del proyecto.

Se valió del siguiente equipo para la topografía:

- Un teodolito PENTAX con precisión de 20 segundos
- Una cinta métrica de 100 metros de longitud
- Dos plomadas de una libra
- Una estadía de madera
- Estacas de madera
- Dos botellas de pinturas fluorescentes en aerosol
- Dos libras de clavos de cuatro pulgadas

2.1.4.1. Planimetría

El levantamiento planimétrico se realizó como una poligonal abierta, a través del método de conservación del azimut. Se refirió al meridiano magnético. El terreno era de tipo montañoso, con numerosas quebradas.

Para determinar la distancia horizontal entre dos puntos se empleó la siguiente fórmula:

$$DH = 100 * \Delta h * \text{sen}^2 \alpha$$

donde:

α = Ángulo vertical

Δh = Diferencia de lectura de hilo superior con el hilo inferior

DH = Distancia horizontal entre dos puntos

Ejemplo de cálculo de planimetría:

$$DH(E-2 \text{ a } E-3) = 100 * (1,67 - 1,23) * \text{sen}^2(108,67) = 39,49 \text{ m}$$

$$DH(E-5 \text{ a } E-6) = 100 * (1,30 - 0,60) * \text{sen}^2(93,08) = 69,80 \text{ m}$$

2.1.4.2. Altimetría

En la altimetría, se calculan las diferencias de nivel existentes entre puntos, al medir las distancias verticales, directa o indirectamente; a estas operaciones se les denomina nivelación. Se recurrió al método taquimétrico, el cual determina la distancia, dirección y diferencia de elevación de un punto, por medio de una sola observación hecha desde una misma estación de instrumento, al utilizar una estadía o estadal.

Para determinar la diferencia de nivel entre dos puntos, se empleó la siguiente fórmula:

$$DN = 100 * \Delta h * (\frac{1}{2} * \text{sen } 2\alpha)$$

donde:

DN = Diferencia de nivel entre dos puntos

Ejemplo de cálculo de altimetría:

$$DN(E-2 \text{ a } E-3) = 100 * (1,67 - 1,23) * \frac{1}{2} * \text{sen}(2 * 108,67) = -13,34 \text{ m}$$

$$DN(E-5 \text{ a } E-6) = 100 * (1,30 - 0,60) * \frac{1}{2} * \text{sen}(2 * 93,08) = -3,76 \text{ m}$$

Se creó una hoja electrónica para calcular los valores de planimetría y altimetría, en la tabla L (ver apéndice) se muestra la información y los cálculos obtenidos del levantamiento topográfico. Para mostrar interés y facilitar el diseño a realizar se valió de un plano topográfico, el cual está conformado por las dos partes anteriores, que determinan la posición y elevación de cada punto.

2.1.5. Bases de diseño

El diseño general del sistema involucra el diseño hidráulico de sus diferentes componentes y el diseño estructural de aquellos que así lo requieran. Las bases de diseño dependen del nivel de vida de la población, clima, actividad productiva, patrones de consumo de la población y aspectos socioeconómicos. Por la falta de alguno de estos factores, se tomó como base lo que establece la Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales de Guatemala.

2.1.5.1. Cálculo de población futura

2.1.5.1.1. Tasa de crecimiento poblacional

La comunidad del caserío Segundo Centro Río Blanco no cuenta con censos de población, ya que es muy difícil abarcar todas las comunidades del municipio y algunas, como esta, cuentan con pocos habitantes en comparación con otros caseríos y aldeas, además del surgimiento de nuevas comunidades; por tal motivo se tomó la tasa de crecimiento de la cabecera municipal, que de acuerdo a los datos del XI Censo Nacional de Población y VI de Habitación realizado en el 2002, es de 3,1 por ciento.

2.1.5.1.2. Período de diseño

Desde el punto de vista técnico, un sistema de agua tiene 20 años de vida útil, es decir que el sistema dará servicio satisfactorio de acuerdo a la población prevista. En la tabla LII (ver anexos), se da a conocer el año de construcción de los sistemas que actualmente funcionan en el municipio, de los cuales el 20 por ciento ya sobrepasaron su vida útil. Estos no logran satisfacer la demanda

creciente de la población que se ha incrementado hasta la actualidad, los tanques de distribución ya no se dan a basto, lo que da lugar al racionamiento del agua; y, algunos sectores, no cuentan con agua permanente, ni la cantidad que necesitan para satisfacer sus necesidades. Para contrarrestar este problema, debe proporcionarse mantenimiento preventivo y correctivo.

2.1.5.1.3. Población futura

El cálculo de población futura, según el período de diseño adoptado para el proyecto, se calculó por medio del método de crecimiento geométrico, el cual se describe a continuación:

$$P_f = P_o * (1 + r)^n$$

donde:

n = Período de diseño

P_o = Población actual

P_f = Población futura a los 20 años

r = Tasa de crecimiento poblacional

Al sustituir los datos en la fórmula se obtiene:

$$P_f = 310 * (1 + 0,031)^{20} = 571 \text{ habitantes}$$

2.1.5.2. Dotación

La dotación es la cantidad de agua asignada en un día a cada usuario, se expresa en litros por habitante por día. Para determinarla, se toman en cuenta los siguientes aspectos: disponibilidad de pago, nivel de vida, abastecimiento privado, actividades productivas, calidad del agua, el tipo de clima frío, administración del sistema y, el más importante, que se requiere un servicio exclusivo de conexiones prediales, el cual representa el rango de 60 a 120 litros

por habitante por día. Por lo que la dotación de diseño asignada fue de 80 litros por habitante por día.

2.1.5.3. Factores de consumo

2.1.5.3.1. Consumo medio diario

Por falta de registro de consumos en un día, el consumo medio diario se obtuvo del producto de la dotación adoptada por el número de habitantes que se estiman al final del período de diseño, como sigue:

$$Q_m = \frac{D * P_f}{86\ 400}$$

donde:

Q_m = Consumo medio diario o caudal medio

D = Dotación

Al sustituir los datos en la fórmula se obtiene:

$$Q_m = \frac{80 * 571}{86\ 400} = 0,53 \text{ l/s}$$

2.1.5.3.2. Consumo máximo diario

El consumo máximo diario o caudal de conducción es el mayor consumo que se da en un día del año. Por la falta de registros de consumos en el año, este será el producto de multiplicar el consumo medio diario por un factor que oscila entre 1,2 y 1,5: el valor de 1,2 para poblaciones futuras mayores de 1000 habitantes y 1,5 para poblaciones futuras menores de 1000 habitantes, según la Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales. Se adoptó para el proyecto un factor de 1,5.

El consumo máximo diario se calcula con la siguiente fórmula:

$$Q_c = FDM * Q_m$$

donde:

Q_c = Consumo máximo diario o caudal de conducción

Q_m = Consumo medio diario

FDM = Factor de día máximo

Al sustituir los datos en la fórmula se obtiene:

$$Q_c = 1,50 * 0,53 = 0,795 \text{ l/s}$$

Se debe comprobar que:

$$Q_{\text{aforo}} > Q_c$$

$$0,82 \text{ l/s} > 0,795 \text{ l/s}$$

Con una dotación de 80 litros por habitante por día y conexión predial para cada beneficiario, las cuatro fuentes satisfacen la demanda de la población para un período de diseño de 20 años.

2.1.5.3.3. Consumo máximo horario

El consumo máximo horario o caudal de distribución es el máximo consumo que se da en una hora del día. Se determina al multiplicar el consumo medio diario por un coeficiente que varía de 2,2 a 2,5: el valor de 2,2 para poblaciones futuras mayores de 1000 habitantes y 2,5 para poblaciones futuras menores de 1000 habitantes, según la Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales de Guatemala. Para la comunidad en estudio, se adoptó un factor de 2,5.

El consumo máximo horario se calcula con la siguiente fórmula:

$$Q_d = FHM * Q_m$$

donde:

Q_d = Consumo máximo horario o caudal de distribución

Q_m = Consumo medio diario

FHM = Factor de hora máximo

Al sustituir los datos en la fórmula se obtiene:

$$Q_d = 2,50 * 0,53 = 1,325 \text{ l/s}$$

2.1.6. Diseño hidráulico

2.1.6.1. Captación

Los manantiales deberán garantizar el caudal de conducción (Q_c) en forma continua. Para ello, se deberá evaluar el registro de aforos realizados y la información hidrológica disponible, al instalar una caja de captación para las cuatro fuentes. El caudal será conducido con tubería para presión de 250 libras por pulgada cuadrada, desde los primeros dos nacimientos (Q_{aforo}), aumentado con las otras dos fuentes y así obtener el caudal de conducción desde la segunda caja reunidora de caudales.

2.1.6.2. Línea de conducción

Para el cálculo de la línea de conducción y red de distribución se emplearon las ecuaciones de continuidad y conservación de la energía, así como la fórmula empírica para fluidos de agua de *Hazen William*, empleada

para las pérdidas de carga en tuberías cerradas a presión. En sistemas por gravedad, la línea de conducción se diseñó para el caudal de conducción.

A continuación se describe la ecuación de *Hazen William*:

$$h_f = \frac{1\,743,811 * L * Q^{1,852}}{C^{1,852} * D^{4,87}}$$

donde:

Q = Caudal conducido [l/s]

C = Coeficiente de fricción de *Hazen William*, que depende de la rugosidad del material, para tubería PVC, se adoptará 150; y para HG, 100

D = Diámetro interno de la tubería [pulg]

L = Longitud del tramo de tubería

h_f = Pérdida de carga por fricción [m]

En la mayor parte del proyecto se utilizará tubería de PVC bajo las denominaciones SDR (relación de diámetro exterior y espesor de pared), de las cuales se usarán las siguientes:

SDR 13,5, presión de trabajo de 315 psi (222 mca)

SDR 17, presión de trabajo de 250 psi (176 mca)

SDR 26, presión de trabajo de 160 psi (113 mca)

La velocidad mínima recomendable es de 0,60 metros por segundo, pero debido a que el caudal no contiene sedimentos, este valor puede ser menor; la velocidad máxima será de 3,00 metros por segundo. La presión estática en la línea de conducción no debe ser mayor al 80 por ciento de la presión de trabajo de las tuberías; en redes de distribución, donde existan casas que se alimenten de algún punto cercano a la línea de distribución, no debe ser mayor de 80 metros columna de agua. Lo anterior se presenta, porque las llaves de los grifos no resisten presiones mayores a esta última. En algunos casos, donde

no existan viviendas cercanas, se puede aumentar la presión al colocar tubería que resista mayores presiones, por lo que los costos del proyecto disminuyen.

La presión mínima de llegada a cualquier obra de arte y en cualquier línea debe ser de 6 metros columna de agua, según normas de diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales de Guatemala; esto, donde sea posible, ya que hay algunos lugares donde la presión de llegada es casi de 2 metros columna de agua debido a la topografía del lugar, por lo que se debe rodear el lugar a manera de aumentar la presión en esos puntos. Para tramos donde la presión de trabajo sea mayor que 40 metros columna de agua en la línea de conducción y 60 metros columna de agua en la red de distribución y donde no se pueda excavar por el tipo de suelo, se pueden instalar válvulas de globo o usar tubería de hierro galvanizado tipo liviano y así disminuir la misma.

A continuación se diseña la línea de la primera caja reunidora de caudales E-2 a la primera caja rompe presión E-2.1.

Datos del tramo:

Cota E-2 = 954,65 m

Cota E-2.1 = 874,65 m

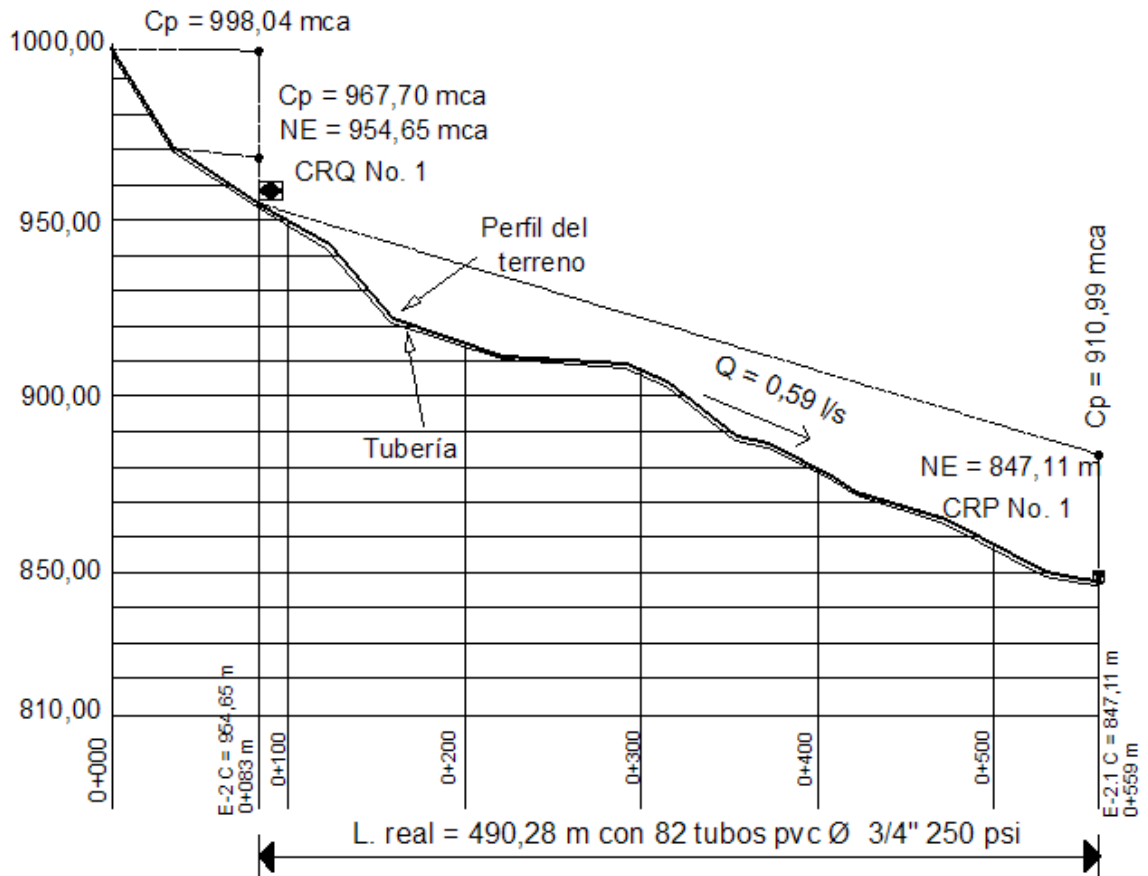
C = 150 (coeficiente de *Hazen William* para tubería PVC)

L = 490,27 m (incluye un 3% de factor de ondulación)

Q = 0,59 l/s

En la figura 6 se muestra un esquema de este tramo, en donde se puede apreciar la longitud real del mismo, el diámetro y el tipo de tubería PVC (presión de trabajo) que se utiliza. Además, se muestran las cotas piezométricas, el nivel del terreno, el caudal del tramo y la ubicación de la primera caja reunidora de caudales y caja rompe presión.

Figura 6. Diseño hidráulico de E-2 a E-2.1



Fuente: elaboración propia.

Primero, se calcula la pérdida de carga disponible o diferencia de nivel entre las estaciones, es decir:

$$hf_{\text{disponible}} = (\text{cota}_{E-2} - \text{cota}_{E-2.1}) = (954,65 - 874,65) = 80,00 \text{ m}$$

Para esta pérdida de carga disponible se obtiene un diámetro teórico. Al despejar el diámetro de la fórmula de *Hazen William* se obtiene lo siguiente:

$$D_{\text{teórico}} = \left(\frac{1\,743,811 * L * Q^{1,852}}{C^{1,852} * hf_{\text{disponible}}} \right)^{1/4,87}$$

Al sustituir los datos se obtiene:

$$D_{\text{teórico}} = \left(\frac{1\,743,811 * 490,27 * (0,59)^{1,852}}{150^{1,852} * 80} \right)^{1/4,87} = 0,82 \text{ pulg}$$

Este resultado se aproxima a un diámetro comercial superior e inferior. Al calcular la pérdida de carga para cada uno, se selecciona el que dé mejor resultado al diseño hidráulico. Para este ejemplo fue el menor, de 3/4 de pulgada SDR 17 y diámetro interno de 0,926 pulgadas.

$$h_f = \frac{1\,743,811 * 490,27 * (0,59)^{1,852}}{150^{1,852} * (0,926)^{4,87}} = 43,66 \text{ m}$$

La presión estática, en este tramo, es igual a la carga disponible o diferencia de nivel entre las dos estaciones, es decir, 80 metros columna de agua. El 80 por ciento de la presión de trabajo de la tubería propuesta (250 libras por pulgada cuadrada) es de 141 metros columna de agua, el cual es superior a la presión estática; lo anterior, nos asegura que la tubería propuesta resistirá la presión de diseño. En consideración a la menor altura de las edificaciones en medios rurales, las presiones dinámicas o de servicio estarán en el siguiente rango: [6 metros columna de agua - 40 metros columna de agua].

Se calcula la cota piezométrica en la estación E-2.1:

$$CP_{E-2.1} = (CP_{E-2} - hf_{E-2 \text{ A } E-2.1}) = 954,65 - 43,66 = 910,99 \text{ mca}$$

Para este caso la cota piezométrica de la estación E-2 es igual a la cota del terreno ya que la caja reunidora de caudales está a presión atmosférica, es decir que la presión estática es igual a cero.

La presión dinámica en E-2.1 es la diferencia de la cota piezométrica y la cota del terreno en ese punto.

Es decir:

$$PD_{E-2.1} = 910,99 - 874,65 = 36,34 \text{ mca} < 40 \text{ mca}$$

En caso que fuera mayor se requerirá de una válvula de globo.

La velocidad en este tramo se obtiene de la fórmula siguiente:

$$Q = V * A$$

donde:

A = Área de la sección transversal del conducto

Q = Caudal [m³/s]

V = Velocidad

Al despejar la velocidad en la fórmula de caudal se obtiene:

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

Con la sustitución de datos da como resultado lo siguiente:

$$V = \frac{4 * \left(\frac{0,59}{1000}\right)}{\pi * \left(0,926 * \frac{2,54}{100}\right)^2} = 1,36 \text{ m/s}$$

La velocidad en el tramo sí está dentro del rango: [0,60 metros por segundo < V < 3,00 metros por segundo]. En caso contrario, por estar libre de sedimentos, puede ser menor.

2.1.6.3. Tanque de distribución

Para cubrir las variaciones horarias de consumo de la comunidad, se diseñó un tanque de distribución semienterrado y se calculó su volumen como un porcentaje del consumo de día máximo, que oscila entre 25 y 40 por ciento, según las normas de la Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales de Guatemala; en este caso se aplicó el 30 por ciento.

$$V_t = 0,30 * \frac{Q_c * 86\ 400}{1\ 000}$$

donde:

Q_c = Consumo máximo diario o caudal de conducción

V_t = Volumen del tanque de distribución

Al sustituir los datos en la fórmula se obtiene:

$$V_t = 0,30 * \frac{0,795 * 86\ 400}{1\ 000} = 20,61\ m^3 \approx 20\ m^3$$

Los tanques semienterrados son los más utilizados, ya que estos permiten que las estructuras sean más livianas y el terreno alrededor del tanque absorbe parte del empuje de la tierra.

Para este tipo de tanque se considera: el peso propio del tanque, el empuje del suelo y el empuje causado por el líquido almacenado. Este último no se toma en cuenta, ya que el diseño se realizó considerando el tanque vacío, es cuando la condición de carga es más crítica y solo actúa el empuje horizontal del suelo sobre las paredes y la reacción del suelo sobre el fondo; mientras que cuando está lleno, el empuje horizontal del agua se contrarresta con el del suelo.

El tanque de distribución se diseñó para un volumen de 20 metros cúbicos de agua (ver figura 10), con las siguientes especificaciones:

Datos:

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$Y_{\text{conc}} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$Y_{\text{cc}} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$Y_s = 1,76 \text{ ton/m}^3$$

$$\emptyset = 22,94^\circ$$

$$q_{\text{on}} = 326,42 \text{ ton/m}^2$$

$$V_s = 8,00 \text{ ton/m}^2$$

$$t = 0,30 \text{ m}$$

$$b_v = 0,15 \text{ m}$$

$$h_v = 0,20 \text{ m}$$

- Predimensionamiento

$$V_t = \text{área} * H_{\text{agua}}$$

Se asumió una altura de agua de 1,50 m:

$$\text{área} = \frac{V_t}{H_{\text{agua}}} = \frac{20}{1,50} = 13,33 \text{ m}^2$$

Por lo que se proponen medidas interiores de 3,50 metros de ancho por 4,00 metros de largo.

$$\text{área} = a * b = 3,50 * 4,00 = 14 \text{ m}^2 \approx 13,33 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{agua}} = 2,50 * 4,00 * 1,50 = 21 \text{ m}^3$$

El espesor mínimo de muros será de 0,30 metros y la losa estará embebida en una viga perimetral de 0,15 metros x 0,20 metros; entonces, el lado de losa se incrementó en 0,075 metros en cada lado; se obtuvo una luz crítica de 4,15 metros (ver figura 8).

Como mínimo habrá un espacio libre del nivel del agua hasta la losa de 0,30 metros; entonces, se obtiene una altura total de muro (H_{muro}) de 2,30 metros (ver figura 10).

La base del muro (B) se puede considerar entre el 50 por ciento y 70 por ciento de la altura neta del muro. Al aplicar el 50 por ciento se obtiene:

$$B = 0,5 * (H_{\text{muro}} - t) = 0,5 * (2,30 - 0,30) = 1,00 \text{ m}$$

Se recomienda que la altura de los muros sea la menor posible, para evitar grandes alteraciones de la presión en las condiciones críticas (cuando está vacío), al variar el nivel del líquido en el depósito.

Los tanques semienterrados deben estar a menos del 50 por ciento de la altura sobre la rasante, puesto que en este caso las paredes están sujetas únicamente al empuje del líquido que almacenan, de lo contrario su funcionamiento estructural varía. Entonces se asume que la cota inferior del mismo estará a una profundidad (h_f), desde la mitad de la altura del agua:

$$h_f = \frac{H_{\text{agua}}}{2} + 2 * t = \frac{1,50}{2} + 2 * 0,30 = 1,35 \text{ m}$$

- Diseño de la losa superior

$$t = \frac{\text{perímetro}}{180} = \frac{3,65 * 2 + 4,15 * 2}{180} = 0,087 \text{ m}$$

Se tomó un espesor de 0,10 metros, ya que según el código ACI 318-05, el mínimo recomendado es de 0,09 metros.

$$m = \frac{a}{b} = \frac{3,65}{4,15} = 0,88 > 0,5$$

Ya que la razón entre el lado corto y el lado largo de la losa es mayor a 0,5, entonces esta se diseña en dos sentidos al utilizar el Método 3 del ACI 318-05 (ver numeral 2.2.5.1). Por ser una losa discontinua en los cuatro lados, se toma el caso 1.

Integración de cargas

Carga muerta:

$$CM = \gamma_{\text{conc}} * t + \text{acabados (repello mas cernido)} = 2400 * 0,10 + 90$$

$$CM = 330 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva:

$$CV = 200 \text{ kg/m}^2 \text{ (con acceso)}$$

Carga muerta última:

$$CMU = 1,4 * CM = 1,4 * 330 = 462 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva última:

$$CVU = 1,7 * CV = 1,7 * 200 = 340 \text{ kg/m}^2$$

Carga última:

$$CU = CMU + CVU = 462 + 340 = 802 \text{ kg/m}^2$$

Carga última total:

$$CUT = CU * FU = 802 \text{ kg/m}^2 * 1,00 \text{ m} = 802 \text{ kg/m}$$

Área tributaria sobre muros:

$$A_t = 4,24 \text{ m}^2$$

Carga última de la losa sobre los muros:

$$CUL = CU * A_t = 802 * 4,24 = 3\,400,48 \text{ kg}$$

Carga última de la viga perimetral sobre los muros:

$$CUV = 1,4 * b * b_v * h_v * \gamma_{\text{conc}} = 1,4 * 4,15 * 0,15 * 0,20 * 2400 = 418,32 \text{ kg}$$

Carga última sobre los muros:

$$CUM = \frac{CUL + CUV}{b} = \frac{3\,400,48 + 418,32}{4,15} = 920,19 \text{ kg/m}$$

Determinación de momentos

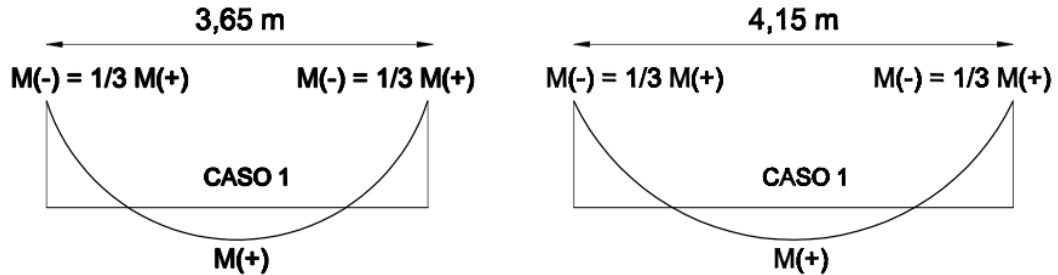
$$M_a^+ = C_a^+ * CMU * a^2 + C_a^+ * CVU * a^2$$

$$M_a^+ = 0,047 * 462 * 3,65^2 + 0,047 * 340 * 3,65^2 = 502,18 \text{ kg-m}$$

$$M_b^+ = C_b^+ * CMU * b^2 + C_b^+ * CVU * b^2$$

$$M_b^+ = 0,028 * 462 * 4,15^2 + 0,028 * 340 * 4,15^2 = 386,75 \text{ kg-m}$$

Figura 7. Diagramas de momentos de la losa superior



Fuente: elaboración propia.

Como se puede apreciar en la figura anterior, el momento negativo es un tercio del momento positivo, es decir:

$$M_a^- = \frac{1}{3} * M_a^+ = \frac{1}{3} * 502,18 = 167,39 \text{ kg-m}$$

$$M_b^- = \frac{1}{3} * M_b^+ = \frac{1}{3} * 386,75 = 128,92 \text{ kg-m}$$

Cálculo del refuerzo

Se diseña con un recubrimiento de 2,5 centímetros. Según el código ACI 318-05, en la sección 7.7.1, el recubrimiento mínimo en una losa es de 2 centímetros.

Peralte:

$$d = t - \text{rec} = 10 - 2,5 = 7,5 \text{ cm}$$

El área de acero se calcula con base en una franja unitaria (b) de 1,00 metro:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * 100 * 7,5 = 3,76 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento máximo:

$$S_{\text{máx}} = 3 * t = 3 * 10 = 30 \text{ cm}$$

Cálculo del espaciamento, se propone hierro No.3:

$$3,76 \text{ cm}^2 \text{-----} 100 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{-----} S$$

$$S = \frac{0,71 * 100}{3,76} = 18,88 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm} < S_{\text{máx}}$$

Cálculo del momento que resiste el área de acero mínimo:

$$M_{A_{\text{smín}}} = \emptyset * A_{s_{\text{mín}}} * f_y * \left(d - \frac{A_{s_{\text{mín}}} * f_y}{1,7 * f_c * b} \right)$$

$$M_{A_{\text{smín}}} = 0,90 * 3,76 * 2810 * \left(7,5 - \frac{3,76 * 2810}{1,7 * 210 * 100} \right)$$

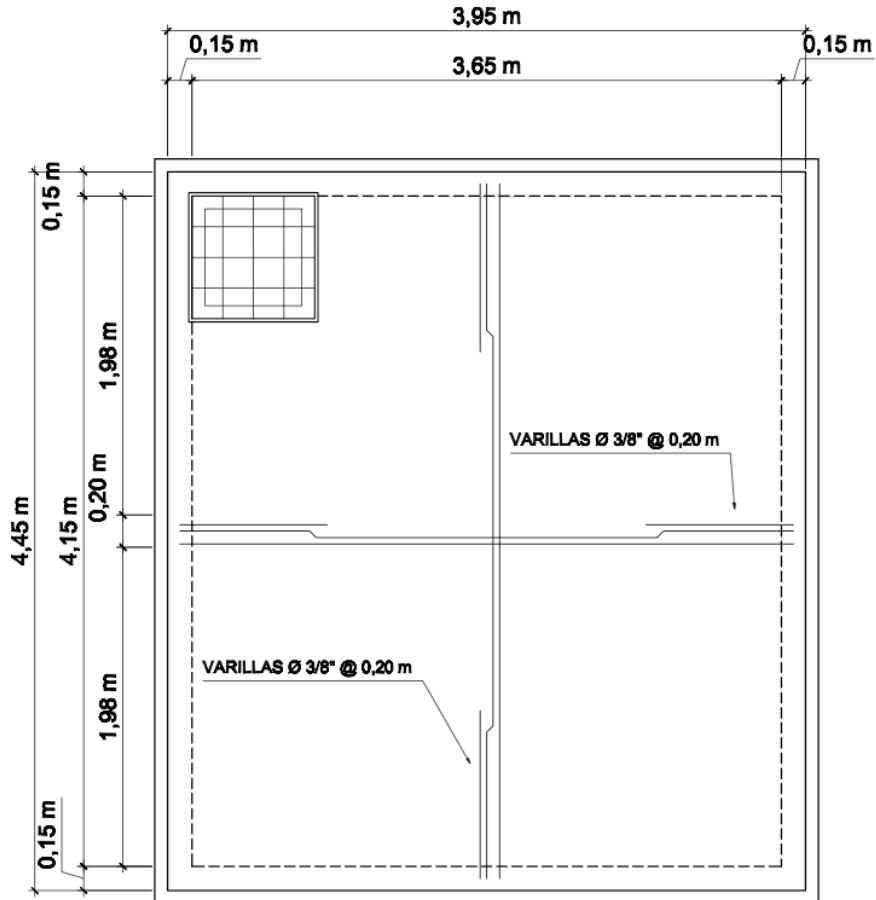
$$M_{A_{\text{smín}}} = 68 503,55 \text{ kg-cm} = 685,04 \text{ kg-m}$$

El momento que resiste el área de acero mínimo es mayor que los momentos que actúan en la losa; por lo tanto, la losa llevará varillas No.3 con espaciamento entre varillas de 0,20 metros, en ambos sentidos.

En la losa superior habrá un ingreso, con tapadera cuadrada de 80 centímetros de lado, en una esquina opuesta a la ubicación del hipoclorador, por consiguiente el mismo lugar donde se construyan las escaleras. El cual será utilizado para que los habitantes puedan realizar el adecuado mantenimiento del tanque de distribución

El armado final de la losa superior del tanque de distribución se presenta en la figura 8.

Figura 8. **Planta de losa superior**



Fuente: elaboración propia.

- Diseño de muros y losa inferior del tanque

Fuerza debido al suelo

El cálculo de estas fuerzas horizontales está basado fundamentalmente en las dimensiones del tanque y en las características del suelo. Los factores que se tomarán en cuenta, dependen del método de cálculo a usar; entre estos, el que más se utiliza por su simplicidad, es el método de *Rankine*. En el cual se

determina la constante para el empuje activo (K_a), para luego calcular la presión activa (P_a) según el tipo de suelo.

El empuje activo se calcula con la siguiente fórmula:

$$K_a = \cos\beta * \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}$$

donde:

\emptyset = Ángulo de fricción interna

K_a = Coeficiente o constante de *Rankine* para determinar la presión horizontal según el tipo de suelo

β = Inclinación del terreno con relación a la horizontal

Además, si $\beta = 0$, entonces:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\emptyset}{1 + \text{sen}\emptyset} = \frac{1 - \text{sen}(22,94)}{1 + \text{sen}(22,94)} = \tan^2\left(45 - \frac{22,94}{2}\right) = 0,44$$

La presión activa se calcula con la siguiente fórmula:

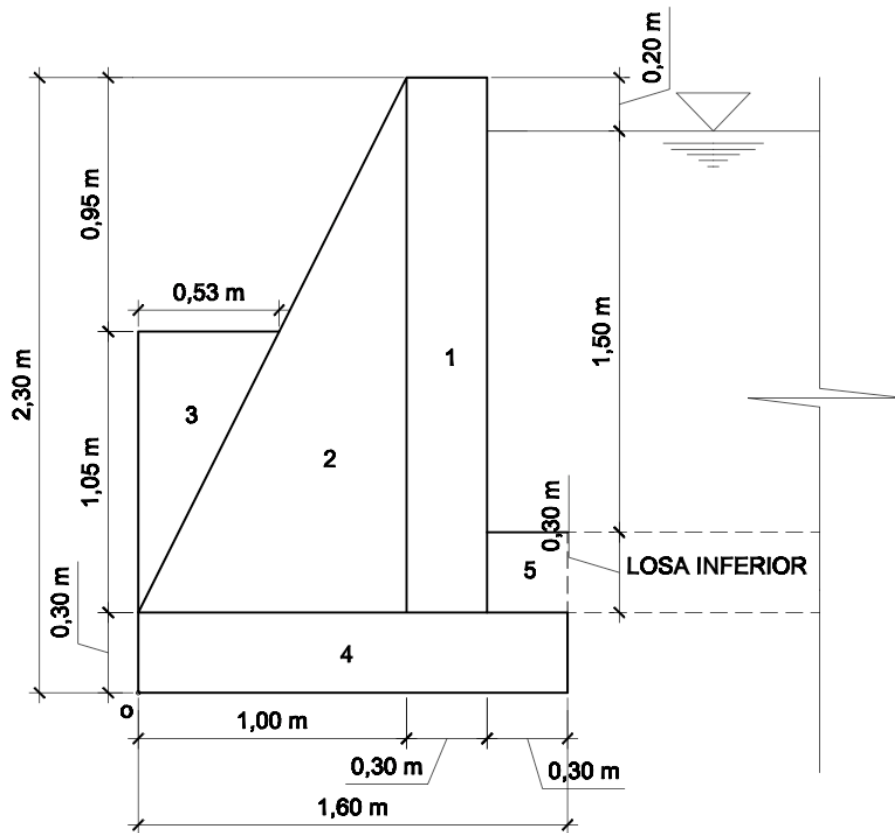
$$P_a = 0,5 * \gamma_s * K_a * h_f^2$$

$$P_a = 0,5 * 1,76 * 0,44 * 1,35^2 = 0,71 \text{ ton/m}$$

Determinación de cargas

Ya obtenidas las dimensiones del tanque de distribución, el corte típico de muro se divide en regiones o figuras (ver figura 9); se determina el área y la distancia o brazo hacia el centro de masa de cada una y así calcular las cargas verticales y momentos que se producen respecto al origen. Para ello se elaboró la tabla IV.

Fig. 9. Esquema del muro del tanque de distribución



Fuente: elaboración propia.

Determinación de áreas

$$A_1 = 0,30 * 2,00 = 0,60 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0,5 * 1,00 * 2,00 = 1,00 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 0,5 * 0,53 * 1,05 = 0,28 \text{ m}^2$$

$$A_4 = 0,30 * 1,60 = 0,48 \text{ m}^2$$

$$A_5 = 0,30 * 0,30 = 0,09 \text{ m}^2$$

En base a la tabla IV, se determinan las cargas en los muros del tanque.

Tabla IV. **Determinación de cargas en los muros**

Fig.	Área [m²]	X [m]	Área * γ_{cc} * FU [ton]	Área * γ_{cc} * X [ton-m]
1	0,60	1,15	1,50	1,73
2	1,00	0,67	2,50	1,67
3	0,28	0,18	0,69	0,12
4	0,48	0,80	1,20	0,96
5	0,09	1,45	0,23	0,33
P	-	1,15	0,92	1,06
		Σ	7,03	5,86

Fuente: elaboración propia.

$$W = \Sigma \text{Área} * \gamma_{cc} * FU = 7,03 \text{ ton}$$

$$M_{res} = \Sigma \text{Área} * X * \gamma_{cc} = 5,86 \text{ ton-m}$$

Revisión por volteo

$$M_v = \frac{h_f * P_a}{3} = \frac{1,35 * 0,71}{3} = 0,32 \text{ ton-m}$$

$$FS_v = \frac{\Sigma M_{pasivos}}{\Sigma M_{activos}} = \frac{M_{res}}{M_v} = \frac{5,86}{0,32} = 18,32 \approx 18 > 3$$

El muro es estable al volteo.

Revisión por deslizamiento

El factor de deslizamiento (k), está en el rango de 1/3 a 2/3. Se tomó k = 1/3.

$$FS_d = \frac{\sum F_{pasivas}}{\sum F_{activas}} = \frac{W * \tan(k * \phi) + B * k}{P_a} = \frac{7,03 * \tan\left(\frac{22,94}{3}\right) + \frac{1,60}{3}}{0,71}$$

$$FS_d = 2,09 > 1,5$$

El muro es estable al deslizamiento.

Revisión por presión sobre el suelo

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_{res} - M_v}{W} = \frac{1,60}{2} - \frac{5,86 - 0,32}{7,03} = 0,012 \text{ m}$$

$$q_{punta} = \frac{W}{B} * \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) = \frac{7,03}{1,60} * \left(1 + \frac{6 * 0,012}{1,60}\right) = 4,60 \text{ ton/m}^2 < 8,00 \text{ ton/m}^2$$

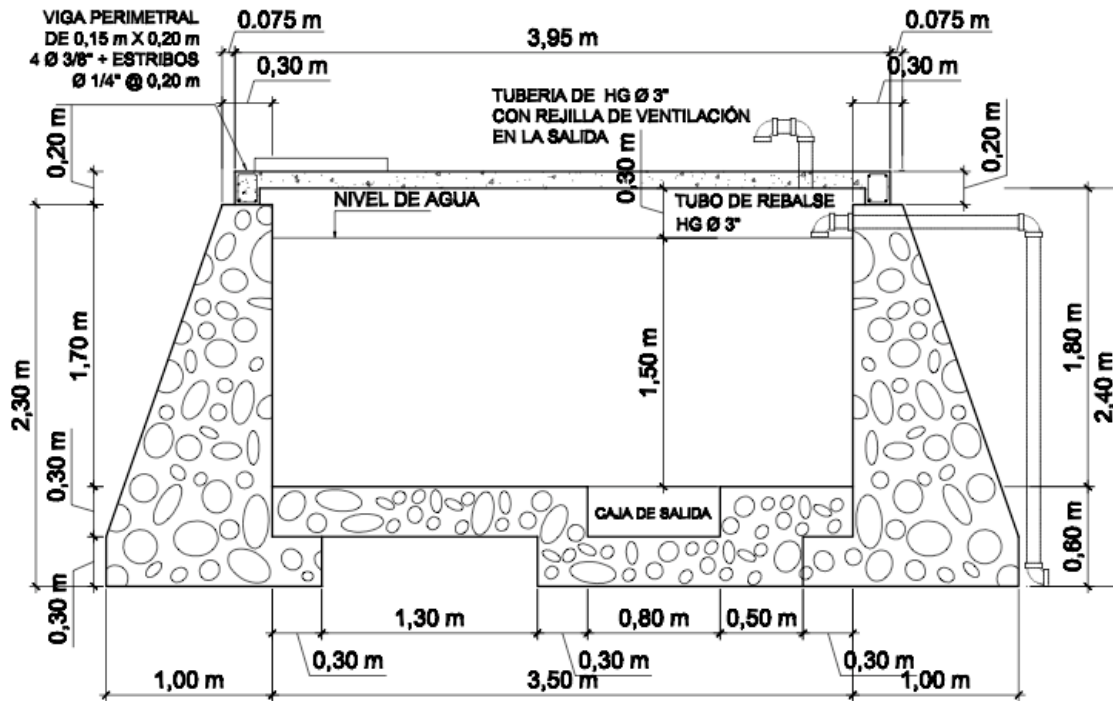
$$q_{talón} = \frac{W}{B} * \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right) = \frac{7,03}{1,60} * \left(1 - \frac{6 * 0,012}{1,60}\right) = 4,20 \text{ ton/m}^2 > 0$$

$$\frac{q_{on}}{q_{punta}} = \frac{326,42}{4,60} = 70,96 > 3$$

El suelo sí resiste la presión que ejerce el muro.

En la figura 10 se presenta la vista de perfil del tanque de distribución de 20 metros cúbicos de capacidad, con sus respectivas dimensiones. En esta se puede apreciar la ubicación del tubo de rebalse y la rejilla de ventilación, así como la pendiente de los muros.

Figura 10. Tanque de distribución con capacidad de 20 metros cúbicos



Fuente: elaboración propia.

Por lo determinado anteriormente, las dimensiones del muro son adecuadas para el tanque de distribución y según la Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales de Guatemala, este tendrá las siguientes indicaciones finales:

- El nivel mínimo del agua en el tanque debe ser suficiente para conseguir las presiones adecuadas en la red de distribución.
- El tubo de desagüe debe contar con su respectiva válvula de compuerta, que permita vaciar el tanque, y protegerse para impedir el paso de insectos o similares.
- El acceso deberá estar cerca de la entrada de la tubería de alimentación, para poder realizar aforos cuando sea necesario.

- Las caras interiores se recubrirán con una capa de sabieta con la misma proporción de los muros, de tal manera que dé completa protección sanitaria.
- En caso que la altura exceda los 1,20 metros, habrán escaleras interiores.
- El área del tanque de distribución deberá localizarse a una distancia mínima horizontal de 30 metros, y a una altura conveniente respecto a cualquier posible fuente de contaminación; además deberá aislarse mediante un cerco, para evitar la entrada de personas o animales, o ser usada como disposición de desechos.
- La superficie del terreno alrededor del tanque debe tener una pendiente que permita drenar hacia afuera el agua superficial.

Los materiales utilizados para la construcción de la obra civil deben ser apropiados y duraderos, por lo que la losa superior se diseñó de concreto reforzado y los muros de concreto ciclópeo, con 67 por ciento de piedra bola y 33 por ciento de sabieta (proporción 1:2, cemento - arena). En lo posible, se deben aprovechar al máximo los materiales y la mano de obra disponibles en la región del proyecto.

2.1.6.4. Red de distribución

El diseño de la red de distribución se efectuó por medio de ramales abiertos, debido a lo disperso de las viviendas y a las condiciones topográficas del lugar; al contar con una línea principal y tres ramalees dispersos. La capacidad de la misma se calculó para el consumo máximo horario o caudal de distribución. Las velocidades y presiones mínimas y máximas se describen en el numeral 2.1.6.2.

Para el diseño se determinó el caudal unitario de vivienda, el cual se obtiene con la siguiente fórmula:

$$Q_u = \frac{Q_d}{P_t}$$

donde:

Q_d = Caudal de distribución

Q_u = Caudal unitario de vivienda

P_t = Total de viviendas actuales

Al sustituir los datos en la fórmula se obtiene:

$$Q_u = \frac{1,325}{61} = 0,02172 \text{ l/s/vi}$$

Para determinar el caudal de diseño de un tramo de la red de distribución, se inicia con el caudal de distribución y este, va disminuyendo conforme se va avanzando por los tramos; lo anterior hace que se reste el caudal unitario de vivienda, conforme la cantidad de viviendas en esos tramos. Ahora bien, para conocer el caudal específico de vivienda de un tramo, primero se obtiene el caudal de diseño inicial del tramo conforme lo anteriormente mencionado y se le resta el caudal de vivienda del mismo, que es igual al producto del caudal unitario de vivienda por el número de viviendas en el tramo.

Para una mejor ilustración se diseña el tramo de E-92 a E-93, del ramal 1.

En este tramo existen 3 viviendas, por lo que se calcula el caudal de vivienda:

$$Q_u = 0,02172 * 3 = 0,065 \text{ l/s}$$

A este tramo llega el caudal de vivienda del tramo E-81 a E-100, entonces el caudal de diseño será:

$$Q_{\text{diseño}} = 0,521 - 0,065 = 0,456 \text{ l/s}$$

El diseño se efectúa igual que el de la línea de conducción.

Datos del tramo:

$$\text{Cota E-92} = 358,42 \text{ m}$$

$$\text{Cota E-93} = 335,08 \text{ m}$$

$$C = 150 \text{ (coeficiente de } \textit{Hazen William} \text{ para tubería PVC)}$$

$$L = 150,38 \text{ m (incluye un 3\% de factor de ondulación)}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 0,4661 \text{ l/s}$$

Primero, se calcula la carga disponible o diferencia de nivel entre las dos estaciones:

$$h_{\text{disponible}} = \text{Cota}_{\text{E-92}} - \text{Cota}_{\text{E-93}} = 358,42 - 335,08 = 23,34 \text{ m}$$

Para esta pérdida de carga disponible, se determina el diámetro teórico:

$$D = \left[\frac{1.743,811 * 150,38 * (0,4661)^{1,852}}{150^{1,852} * 23,34} \right]^{\frac{1}{4,87}} = 0,76 \text{ pulg}$$

Este resultado se aproxima a un diámetro comercial superior e inferior. Al calcular para cada uno la pérdida de carga, se selecciona el que resulte adecuado para el diseño hidráulico.

Entonces se eligió tubería de 3/4 de pulgada SDR 17, con un diámetro interno de 0,926 pulgadas.

$$h_f = \frac{1\,743,811 * 150,38 * (0,4661)^{1,852}}{150^{1,852} * (0,926)^{4,87}} = 8,32 \text{ m}$$

La presión estática en este tramo es igual a la carga disponible, es decir, 23,34 metros columna de agua, el cual es menor a la presión estática admisible de 80 metros columna de agua, por lo que la tubería propuesta resistirá a la presión de diseño.

La cota piezométrica en la estación E-93 se calcula de la siguiente manera:

$$CP_{E-93} = CP_{E-92} - hf_{E-92 \text{ a } E-93} = 375,77 - 8,32 = 367,45 \text{ mca}$$

La presión dinámica en E-93 será la resta de la cota piezométrica menos la cota del terreno en ese punto, es decir, $367,45 - 335,08 = 32,37$ metros columna de agua < 60 metros columna de agua; en caso contrario se deberá instalar una válvula de globo.

La velocidad en este tramo será:

$$V = \frac{\frac{4 * 0,4661}{1000}}{\pi * \left(0,926 * \frac{2,54}{100}\right)^2} = 1,05 \text{ m/s}$$

Este resultado está dentro del rango: [0,60 metros por segundo < V < 3,00 metros por segundo]. Si hubiera sido menor, no habría problema, porque como se mencionó en el numeral 2.1.6.2, debido a que no contiene sedimentos, el valor de la velocidad puede ser menor.

El cálculo hidráulico de la línea de conducción y de la red de distribución se presenta en la tabla LI (ver apéndice).

2.1.7. Obras hidráulicas

Las obras hidráulicas que se instalarán en el proyecto son las siguientes: caja de captación, caja reunidora de caudales, válvula de limpieza, válvula de aire, válvula de globo, caja rompe presión, tanque de distribución, hipoclorador, pasos de zanjón, pasos aéreos, conexiones domiciliarias, recubrimientos y anclajes. Las cajas de las obras hidráulicas se construirán de concreto reforzado con proporción 1:2:3 de cemento - arena - piedrín y acero estructural grado 40 (ver apéndice).

2.1.7.1. Caja de captación

La caja de captación será para un manantial de brote definido en una ladera, con una capacidad de un metro cúbico, con su respectivo filtro de piedra bola, grava y arena, rebalse, desagüe y caja de inspección. En la tubería de salida, habrá una válvula de control de bronce. Habrá una caja de captación para cada nacimiento y alrededor de ésta se colocará una contra cuneta, para que el agua de lluvia no contamine el manantial.

2.1.7.2. Caja reunidora de caudales

Existirán dos cajas reunidoras de caudales, la primera se ubicará en la estación E-2, la cual unificará el caudal proveniente de los dos primeros nacimientos; y la segunda, en la estación E-36, que unificará el caudal proveniente de los siguientes dos nacimientos y el caudal proveniente de la primera caja. La capacidad de las cajas será de un metro cúbico, con dispositivo de desagüe, rebalse y caja de válvula de control.

2.1.7.3. Válvula de limpieza

La válvula de limpieza es utilizada para extraer los sedimentos que hayan ingresado en la tubería y que se acumulan en los puntos más bajos de la línea de conducción o ramales muertos de la red de distribución. La válvula será de compuerta de bronce de diámetro igual a la tubería, pero no mayor a 1 1/2 pulgadas.

El total de válvulas de limpieza del proyecto serán tres y estarán ubicadas en las siguientes estaciones:

VL _{No.1}	E-40	Ø 1 1/4"	caminamiento 2+018	cota de terreno: 652,96 m
VL _{No.2}	E-52	Ø 1 1/4"	caminamiento 2+542	cota de terreno: 608,73 m
VL _{No.3}	E-63	Ø 1 1/4"	caminamiento 3+293	cota de terreno: 564,78 m

El diámetro que se presenta es el de la tubería en el tramo anterior, en dirección a la válvula de aire. El diámetro del orificio (abertura que controla el flujo de aire durante el llenado y vaciado de la tubería) de la válvula deberá ser igual o mayor al especificado en función del diámetro de tubería, por lo que este será de una pulgada.

2.1.7.4. Válvula de aire

La función de una válvula de aire es expulsar el aire disuelto en el agua que tiende a depositarse en los puntos más altos de la línea de conducción. Esta acumulación de aire reduce la sección de la tubería y, por consiguiente, la capacidad de conducción. El diámetro más utilizado es el de 3/4 de pulgada.

Se instalarán cinco válvulas de aire, las cuales serán de bronce, adaptadas para tubería PVC y ubicadas en las siguientes estaciones:

VA _{No.1}	E-18	Ø 3/4"	camino	0+791	cota de terreno: 809,10 m
VA _{No.2}	E-26	Ø 3/4"	camino	1+230	cota de terreno: 741,80 m
VA _{No.3}	E-42	Ø 1 1/4"	camino	2+076	cota de terreno: 657,59 m
VA _{No.4}	E-81	Ø 3/4"	camino	6+023	cota de terreno: 318,31 m
VA _{No.5}	E-102	Ø 1 1/4"	camino	6+765	cota de terreno: 271,26 m

2.1.7.5. Válvula de globo

La válvula de globo se requiere en la red de distribución y en la entrada de las cajas rompe presión (ver numeral 2.1.7.6). Su función es regular el caudal al disminuir la presión dinámica o de servicio hasta su punto de llegada, lo que produce una considerable pérdida de carga. En la línea principal de la red de distribución se necesitarán dos, en puntos donde aumenta la presión dinámica arriba de los 40 metros columna de agua, en el resumen del diseño hidráulico (ver apéndice) se puede ver cuales; otra, en la conexión domiciliar (E-100D), ya que la presión dinámica sobrepasa los 60 metros columna de agua.

Las principales válvulas están ubicadas en las siguientes estaciones:

VG _{No.1}	E-81	Ø 1 1/4"	camino	6+023 m	cota de terreno: 318,31 m
VG _{No.2}	E-97	Ø 3/4"	camino	6+664 m	cota de terreno: 295,10 m

El diámetro interno de la válvula para los tramos de tubería de 3/4 de pulgada es de 1/2 pulgada y para los tramos de 1 1/4 pulgadas es de 1 1/2 pulgadas.

2.1.7.6. Caja rompe presión

Las cajas rompe presión se instalarán en los puntos de la línea de conducción donde la presión estática es mayor que el 80 por ciento de la presión de trabajo de las tuberías. Todas las cajas serán de un metro cúbico, para permitir la maniobra del flotador y demás accesorios, y contarán con una válvula de control (válvula de globo) en la entrada y un dispositivo de desagüe y rebalse. Se colocará una válvula de flote de 1/2 pulgada en las cajas de la red de distribución para suspender el flujo, cuando el agua alcance su nivel máximo, y así, evitar el desperdicio de agua; esta deberá diseñarse para una carga estática no mayor de 40 metros columna de agua; para diámetros mayores no será mayor de 60 metros columna de agua.

El total de cajas serán cinco y serán ubicadas en las siguientes estaciones:

CRP _{No.1}	E-2.1	caminamiento	0+559 m	cota de terreno	847,11 m
CRP _{No.2}	E-2.2	caminamiento	1+034 m	cota de terreno	765,97 m
CRP _{No.3}	E-2.3	caminamiento	1+511 m	cota de terreno	697,91 m
CRP _{No.4}	E-36.1	caminamiento	2+949 m	cota de terreno	615,77 m
CRP _{No.5}	E-36.2	caminamiento	4+123 m	cota de terreno	492,07 m

donde: E-36.2 = E-70

2.1.7.7. Pasos de zanjón, recubrimientos y anclajes

En lugares donde existan depresiones o riachuelos, se colocarán pasos de zanjón, los cuales son estructuras con columnas cortas y anclajes, si fuera necesario. En estos tramos la tubería será de hierro galvanizado tipo liviano. La ubicación de los diferentes tipos de pasos de zanjón se presenta de la siguiente manera:

Cuatro pasos de 6 metros de longitud entre las siguientes estaciones: de E-12 a E-13, E-25 a E-26, E-28 a E-29 y E-42 a E-43; dos pasos de 8 metros de longitud entre: E-21 a E-22; dos pasos de 12 metros de longitud entre las siguientes estaciones: de E-12 a E-13 y E-15 a E-16 y un paso de 15 metros de longitud de E-47 a E-48. En tramos donde no se pueda enterrar la tubería de PVC, esta se recubrirá con concreto en proporción 1:3 de cemento y arena. Para la línea de conducción se realizará en las siguientes estaciones: de E-24 a E-25, 60 metros; de E-39 a E-40, 40 metros; y de E-62 a E-63, 50 metros. Para la red de distribución, en las siguientes estaciones: de E-86 a E-87, 80 metros; y de E-96 a E-97, 50 metros. Y por último, en zanjonos indicados en los planos del proyecto (ver apéndice).

2.1.7.8. Conexión predial

La instalación domiciliar consiste en un grifo que se ubicará en el límite de cada predio, el cual se conecta a la red de distribución por medio de una tee reductora del mismo diámetro y tubería de 1/2 pulgada. Esta se regula con una válvula de paso, con su respectiva caja de seguridad.

2.1.7.9. Pasos aéreos

Para salvar importantes depresiones se utilizarán dos pasos aéreos: el primero, con una longitud de 100 metros, entre E-71 y E-73; el segundo, de 50 metros de longitud, entre E-100 y E-102. Estas son estructuras en donde la tubería de HG queda horizontalmente sostenida con cables tirantes y de suspensión, los cuales, a su vez, se apoyarán sobre columnas (ver figura 11) y embebidos al suelo por medio de anclajes.

A continuación se presenta el diseño del paso aéreo de 50 metros de longitud (para el diseño del paso aéreo de 100 metros de longitud se utilizó el mismo procedimiento).

Datos:

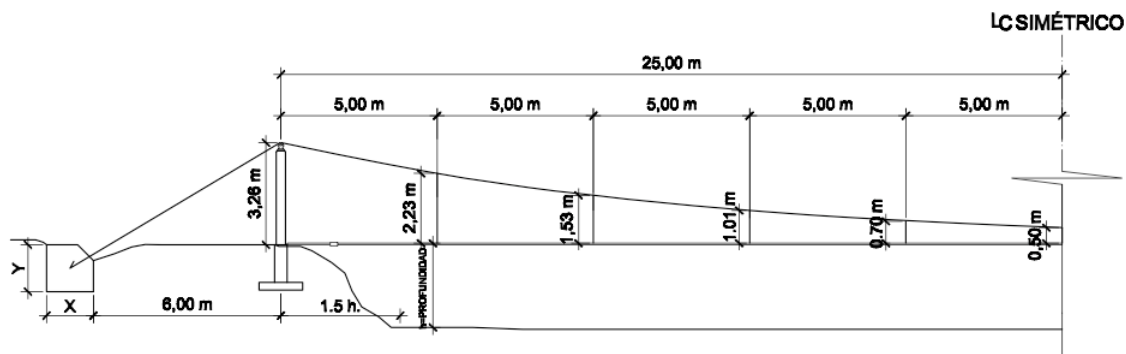
$$\varnothing = 1 \frac{1}{4}'' \text{ (hierro galvanizado tipo liviano)}$$

$$S = 50 \text{ m}$$

$$W_{\text{tubo}} = 2,20 \text{ lb/pie}$$

$$\gamma_{\text{agua}} = 62,40 \text{ lb/pie}^3$$

Figura 11. Paso aéreo de 50 metros de longitud



Fuente: elaboración propia.

Carga muerta

$$CM = CM_{\text{agua}} + CM_{\text{tubo}} = \text{Área} * \gamma_{\text{agua}} + W_{\text{tubo}}$$

$$CM = \left(\frac{\pi}{4} * \varnothing^2 \right) * \gamma_{\text{agua}} + W_{\text{tubo}}$$

$$CM = \left[\frac{\pi}{4} * \left(\frac{1,25}{12} \right)^2 \right] * 62,40 + 2,20 = 2,73 \text{ lb/pie}$$

Carga viva

Considerando el peso de una persona de 150 libras en cada tubo:

$$CV = \frac{150}{20} = 7,5 \text{ lb/pie}$$

Carga horizontal

Para un paso aéreo, la carga crítica es la de viento y se considera una velocidad de viento de 60 kilómetros por hora y una presión de viento de 15 libras por pulgada cuadrada:

$W = \text{diámetro de la tubería} * \text{presión del viento}$

$$W = \frac{1}{12} * 15 = 1,25 \text{ lb/pie}$$

- Integración de cargas (U)

$$U = 0,75 * (1,4 * CM + 1,7 * CV + 1,7 * W)$$

$$U = 0,75 * (1,4 * 2,73 + 1,7 * 7,5 + 1,7 * 1,25) = 14,02 \text{ lb/pie}$$

U no debe ser menor que $1,4 * CM + 1,7 * CV$

$$1,4 * 2,73 + 1,7 * 7,5 = 16,57 \text{ lb/pie} > U$$

Entonces, el valor de la carga crítica será de 16,57 lb/pie.

- Diseño del cable principal

El cable principal se diseñó con base en las fórmulas siguientes:

$$H = \frac{W * S^2}{8 * d}$$

$$T = H * \sqrt{1 + \frac{16 * d^2}{S^2}}$$

$$V = \sqrt{T^2 - H^2}$$

donde:

W = Carga última [lb/pie]

d = Flecha

S = Luz del claro

H = Tensión horizontal del cable

T = Tensión máxima del cable

V = Tensión vertical del cable

Tabla V. **Tensiones del cable principal para diferentes valores de flechas**

W [lb/pie]	S [pies]	d [m]	d [m]	H [lb]	T [lb]	V [lb]
16,57	164,00	0,25	0,82	67 937,00	67 950,59	1 358,74
16,57	164,00	0,75	2,46	22 645,67	22 686,39	1 358,74
16,57	164,00	1,00	3,28	16 984,25	17 038,51	1 358,74
16,57	164,00	1,25	4,10	13 587,40	13 655,17	1 358,74
16,57	164,00	1,50	4,92	11 322,83	11 404,07	1 358,74
16,57	164,00	1,75	5,74	9 705,29	9 799,94	1 358,74
16,57	164,00	2,00	6,56	8 492,13	8 600,14	1 358,74
16,57	164,00	2,25	7,38	7 548,56	7 669,87	1 358,74
16,57	164,00	2,40	7,87	7 076,77	7 206,03	1 358,74
16,57	164,00	2,50	8,20	6 793,70	6 928,24	1 358,74
16,57	164,00	2,75	9,02	6 176,09	6 323,79	1 358,74

Fuente: elaboración propia.

Con la tabla V se calcularon diferentes valores de flecha (d) y se tomó el más conveniente con respecto a la tubería horizontal (d = 2,40 m).

Según la norma ASTM A-242-94, el esfuerzo especificado de ruptura en tensión, del acero de baja aleación, es de 4921 kilogramos por centímetro cuadrado.

Se calcula el esfuerzo de ruptura para los cables de acero más utilizados:

a) El área del cable de acero de 3/8" es 0,71 cm², por lo que:

$$\text{Esfuerzo de ruptura} = 4\,921 * 0,71 = 3\,493,91 \text{ kg} * \frac{2,2 \text{ lb}}{1 \text{ kg}} = 7\,686,6 \text{ lb}$$

b) El área del cable de acero de 1/2" es 1,27 cm², por lo que:

$$\text{Esfuerzo de ruptura} = 4\,921 * 1,27 = 6\,249,67 \text{ kg} * \frac{2,2 \text{ lb}}{1 \text{ kg}} = 13\,749,27 \text{ lb}$$

Según la tabla LIII (ver anexos), los pesos por metro lineal son los siguientes:

3/8 pulg peso = 0,342 kg/m (0,229 lb/pie)

1/2 pulg peso = 0,643 kg/m (0,431 lb/pie)

La longitud mínima de péndola será de 0,50 metros y una flecha propuesta de 2,40 metros que, según los cálculos de la tabla V, produce una tensión máxima T = 7 206,03 libras.

Por lo que el cable de 3/8 pulgadas con alma de acero de 6 x 9 hilos con esfuerzo de ruptura de 7 686,6 libras y un peso de 0,342 kilogramos por metro (0,229 libras por pie), será suficiente para resistir la tensión máxima de la flecha propuesta.

El cable se integra a la carga muerta, la cual queda así:

$$CM = 2,73 + 0,22 = 2,95 \text{ lb/pie}$$

La nueva carga última será:

$$U = 1,4 * 2,95 + 1,7 * 7,5 = 16,88 \text{ lb/pie}$$

Los nuevos componentes de la tensión son:

$$H = \frac{16,88 * 164^2}{8 * 7,87} = 7\,210,99 \text{ lb}$$

$$T = 7\,210,99 * \sqrt{1 + \frac{16 * 7,87^2}{164^2}} = 7\,342,63 \text{ lb}$$

$$V = \sqrt{7\,342,63^2 - 7\,210,99^2} = 1\,384,14 \text{ lb}$$

Longitud total del cable principal

Se recomienda una relación de S/4, como longitud entre soporte y anclaje:

$$SI = \frac{50}{4} = 12,50 \text{ m}$$

$$LI = \sqrt{12,50^2 + 2,40^2} = 12,73 \text{ m} \approx 13 \text{ m}$$

Debido a empalmes y dobleces en el anclaje, la longitud total se incrementó en un 10%:

$$L_{\text{total}} = (\text{longitud suspendida entre columnas} + \text{longitud soporte anclaje}) * 1,10$$

$$L_{\text{total}} = [50 + (2 * 13)] * 1,10 = 83,6 \text{ m} \approx 84 \text{ m}$$

- Péndolas o tirantes

Las péndolas son tirantes verticales de cable galvanizado que sostienen la tubería y van unidas al cable principal. La separación máxima entre ellas será de 5 metros y la carga de tensión que soportarán está dada por la siguiente fórmula:

$Q = \text{carga última} * \text{separación máxima entre péndolas}$

$$Q = 16,88 * 5,00 = 84,4 \text{ lb}$$

El área del cable de acero de 1/4" es 0,32 cm², por lo que:

$$\text{Esfuerzo de ruptura} = 4921 * 0,32 = 1\,574,72 \text{ kg} * \frac{2,2 \text{ lb}}{1 \text{ kg}} = 3\,464,38 \text{ lb}$$

Entonces, para la carga de tensión que soportarán las péndolas, bastará utilizar cable galvanizado de 1/4 de pulgada con resistencia de 3 464,38 libras. Esto asegura que el paso aéreo no sufrirá alteraciones en el transcurso del período de vida útil.

Para calcular la longitud de las péndolas se utiliza la siguiente ecuación:

$$Y = W * X * \frac{S - X}{2 * H}$$

donde:

W = Carga última, 16,88 lb/pie (25,17 kg/m)

S = Luz de 50 m

H = Tensión horizontal del cable 7 210,99 lb (3 277,72 kg)

X = Variable

Y = Variación de la flecha

Tabla VI. Longitud de péndolas

Péndola No.	X [m]	S - X [m]	W / (2 * H) [kg/m/m]	Y [m]	Longitud de péndola [m]	Número de péndolas	Longitud total [m]
1	5,00	45,00	0,00384	0,86	2,04	2	4,07
2	10,00	40,00	0,00384	1,54	1,36	2	2,73
3	15,00	35,00	0,00384	2,02	0,88	2	1,77
4	20,00	30,00	0,00384	2,30	0,60	2	1,19
5	25,00	25,00	0,00384	2,40	0,50	1	0,50
						Total	10,26

Fuente: elaboración propia.

Las péndolas se sujetarán con guarda cables y abrazaderas. Por estos accesorios, se aumentará la longitud en un 15 por ciento. En la tabla anterior se presentan las diferentes medidas de péndolas, las cuales suman 10,26 metros de longitud y al aplicar un factor de ondulación se obtiene la longitud total:

$$\text{Longitud total} = 10,26 * 1,15 = 11,80 \text{ m} \approx 12 \text{ m}$$

- Diseño de columnas de soporte del cable

La función básica de estas columnas es cambiar el sentido a la tensión del cable principal en dirección del anclaje. Tendrán una altura de 3,40 metros (flecha = 2,40 metros + 1,00 metro de profundidad de cimentación), con una sección de 0,40 metros x 0,40 metros. Se diseñaron bajo el código ACI 318-05.

Datos:

$$E_c = 15\ 100 * \sqrt{f'_c}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$V_{\text{conc}} = 2,40 \text{ ton/m}^3$$

$$V_s = 1,76 \text{ ton/m}^3$$

$$V_s = 8,00 \text{ ton/m}^3$$

Primero se determinó el tipo de columna. Según el código ACI 318-05, está en función de la esbeltez (E) de la columna:

Cortas	$E < 21$
Medianas	$21 \leq E \leq 100$
Largas	$E > 100$

La esbeltez se determina con la siguiente fórmula:

$$E = \frac{K * L_u}{r}$$

donde:

A = Área de la sección de columna

K = Factor de pandeo = 2 (debido al ladeo)

I = Inercia de la sección de columna

L_u = Longitud de columna = 3,40 m

r = Radio de giro $\sqrt{I/A}$

$$E = \frac{2,00 * 3,40}{\sqrt{\frac{(0,40)^4}{12}}} = 58,89$$

Ya que $22 < 58,89 < 100$, entonces se clasifica como una columna intermedia.

Carga crítica de la columna (P_{cr})

La carga crítica de una columna es la que produce pandeo en dos puntos de inflexión.

Según *Leon Hard Euler*, la fórmula general es:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{(K * L_u)^2}$$

Al sustituir los datos se obtiene:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 15\,100 * \sqrt{210} * \frac{40^4}{12}}{(2 * 340)^2} = 996\,380 \text{ kg} = 996,38 \text{ ton}$$

Refuerzo en la columna

En la columna solo actúa una fuerza axial $V = 817,22$ libras, por lo que trabaja únicamente a compresión, debido a que la fuerza es muy pequeña comparada con la sección de la columna. El código ACI 318-05 en la sección 10.8.4, recomienda que, cuando un elemento sujeto a compresión tiene una sección transversal mayor a la requerida para las condiciones de carga, con el fin de determinar el refuerzo mínimo, se puede emplear un área efectiva reducida no menor que la mitad del área total, por lo tanto:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,01 * 40^2}{2} = 8,00 \text{ cm}^2$$

Al repartir el área en 4 varillas longitudinales, se deduce que la varilla No.5 es la más adecuada para el armado.

La carga actuante sobre la columna será:

$$P_u = 0,70 * [0,85 * f'_c * (A_{\text{columna}} - A_s) + A_s * f_y]$$

$$P_u = 0,70 * [0,85 * 210 * (40^2 - 7,92^2) + 7,92^2 * 2810] = 315\,465,17 \text{ ton}$$

La carga actuante (315 465,17 toneladas) es mucho mayor que la carga crítica (996,38 toneladas). Por lo que la columna propuesta soportará la carga actuante. Debido a que no estará sometida a ningún tipo de esfuerzo flexionante, se reforzará transversalmente con hierro No.3 a cada 0,15 metros.

- Zapata

Datos:

Peralte = 0,20 m

Área = 0,80 m x 0,80 m

Recubrimiento = 0,075 m

El factor de carga última es:

$$FCU = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{16,88}{2,76 + 7,50} = 1,65$$

La carga que soportará la zapata es:

Componente vertical de la tensión del cable (V) = 1,38 ton

Peso propio de la columna: $3,40 * 0,40 * 0,40 * 2,40 = 1,31 \text{ ton}$

Peso propio del suelo: $1,00 * 0,80 * 0,80 * 1,76 = 1,13 \text{ ton}$

Peso propio de la zapata: $0,20 * 0,80 * 0,80 * 2,40 = \underline{0,31 \text{ ton}}$

$$\Sigma = 4,13 \text{ ton}$$

Se debe cumplir que P_z/A_z sea menor que el valor soporte del suelo, entonces:

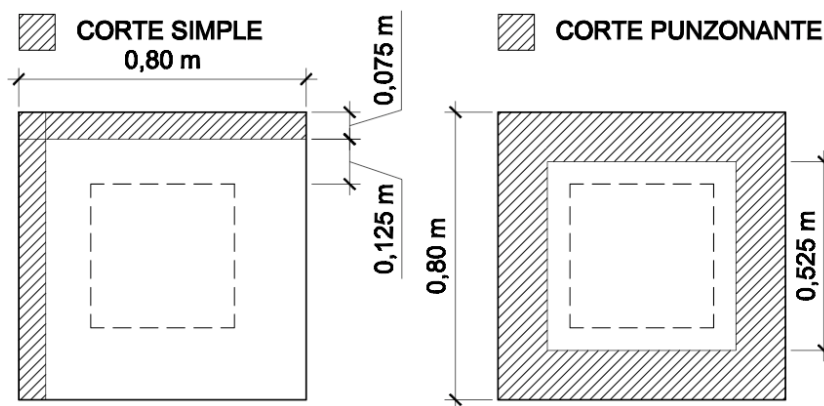
$$\frac{4,13}{0,80} = 5,16 \text{ ton/m}^2 < 8,00 \text{ ton/m}^2; \text{ si cumple.}$$

La carga última que soportará la zapata es:

$$CU = 5,02 * 1,65 = 8,28 \text{ ton/m}^2$$

Se efectuarán diferentes verificaciones, con el objeto de determinar cómo trabaja la zapata con el espesor asumido (ver la siguiente figura)

Figura 12. Corte actuante simple y corte punzonante



Fuente: elaboración propia.

Verificación por corte simple

$$d = t - \text{rec} = 20 - 7,5 = 12,5 \text{ cm}$$

$$e = b - d = 80 - 12,5 = 67,5 \text{ cm}$$

Cálculo de corte actuante:

$$V_{\text{act}} = CU * b * e = 8,28 * 0,80 * 0,675 = 4,47 \text{ ton}$$

Cálculo del corte simple resistente:

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_{res} = (0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 80 * 12,5) = 6\,528,37 \text{ kg} = 6,53 \text{ ton}$$

$V_{res} > V_{act}$; 6,53 ton > 4,47 ton, entonces sí cumple por corte simple.

Verificación por corte punzonante

Cálculo del corte punzonante actuante:

$$V_{act} = CU * (A_z - A_{punzonante})$$

$$V_{act} = 8,28 * (0,80^2 - 0,52^2) = 3,02 \text{ ton}$$

Cálculo del corte punzonante resistente:

$$V_{res} = 0,85 * 1,06 * \sqrt{f_c} * b_o * d$$

donde:

$$b_o = 4 * (40 + 12,5) = 210 \text{ cm}$$

Al sustituir los datos se obtiene:

$$V_{res} = 0,85 * 1,06 * \sqrt{210} * 210 * 12,5 = 34\,273,92 \text{ kg} = 34,27 \text{ ton} > 3,02 \text{ ton}$$

Ya que el corte resistente es mayor al corte actuante, entonces sí cumple por corte punzonante.

Cantidad de acero

$$M_u = \frac{CU * L^2}{2}$$

$$M_u = \frac{8,28 * 0,20^2}{2} = 0,1656 \text{ ton-m} = 165,6 \text{ kg-m}$$

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

$$A_{s_{req}} = \left[100 * 12,5 - \sqrt{(100 * 12,5)^2 - \frac{165,6 * 100}{0,003825 * 210}} \right] * \frac{0,85 * 210}{2810} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = 0,001 * b * d$$

$$A_{s_{mín}} = 0,001 * 100 * 12,5 = 1,25 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s_{req}} < A_{s_{mín}}$; entonces, con este último se usarán 6 varillas No.4 a cada 0,13 metros en ambos sentidos.

- Anclajes

Este diseño se basó en la teoría de Rankine (ver numeral 2.1.6.3) y serán de mampostería de piedra y enterrados. Se usará $L = 1,50 \text{ m}$, $\Phi = 22,94^\circ$ y $\mu = 0,50$.

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\Phi}{1 - \text{sen}\Phi} = \frac{1 + \text{sen}(22,94)}{1 - \text{sen}(22,94)} = 2,28$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\Phi}{1 + \text{sen}\Phi} = \frac{1 - \text{sen}(22,94)}{1 + \text{sen}(22,94)} = 0,44$$

Cálculo de cargas:

$$P_{p_{estructura}} = \gamma_c * \text{área} = 2,40 * 2,25 = 5,40 \text{ ton/m}$$

$$P_{a_{vertical}} = \frac{V}{L} = \frac{1,38}{1,50} = 0,92 \text{ ton/m}$$

$$P_{a_{horizontal}} = \frac{H}{L} = \frac{1,20}{1,50} = 0,80 \text{ ton/m}$$

Momentos con respecto a o:

$$M_{p_{\text{estructura}}} = P_{p_{\text{estructura}}} * \frac{L}{2} = 5,40 * \frac{1,50}{2} = 4,05 \text{ ton/m-m}$$

$$M_{a_{\text{vertical}}} = P_{a_{\text{vertical}}} * \frac{L}{2} = 0,92 * \frac{1,50}{2} = 0,69 \text{ ton/m-m}$$

$$M_{a_{\text{horizontal}}} = P_{a_{\text{horizontal}}} * \frac{L}{2} = 0,80 * \frac{1,50}{2} = 0,60 \text{ ton/m-m}$$

Verificación estabilidad contra volteo:

$$FS_v = \frac{\sum M_p}{\sum M_a} = \frac{4,05}{0,69 + 0,60} = 3,14 > 3; \text{ si cumple}$$

Verificación estabilidad contra deslizamiento:

$$FS_d = \frac{\sum F_p}{\sum F_a} = \frac{0,50 * 5,40}{0,92 + 0,80} = 1,57 > 1,5; \text{ si cumple}$$

Verificación de presiones:

$$a = \frac{\sum M_{o \rightarrow +}}{W} = \frac{4,05 - 0,69 - 0,60}{5,40} = 0,51 \text{ m}$$

$3 * a = 3 * 0,51 = 1,53 \text{ m} > 1,50 \text{ m}$; no existen presiones negativas.

$$e = \frac{1,50}{2} - 0,51 = 0,24 \text{ m}$$

$$q = \frac{W}{L * b} \pm \frac{W * e}{S}$$

donde:

q = Presión última

S = Módulo de sección por metro lineal

$$q = \frac{5,40}{1,50} \pm \frac{5,40 * 0,24}{\frac{1,50^2}{6}}$$

$q_{\text{máx}} = 7,06 \text{ ton/m}^2 < 8,00 \text{ ton/m}^2$; no excede el valor soporte del suelo

$q_{\text{mín}} = 0,14 \text{ ton/m}^2 > 0$; no existen presiones negativas

2.1.8. Sistema de desinfección

Debido a que el agua no es potable desde el punto de vista bacteriológico, debe asegurarse la calidad del agua, por lo que debe someterse a un tratamiento de desinfección a base de cloro o compuestos clorados; según la norma COGUANOR NGO-29001. Este proceso tiene como objetivo garantizar la potabilidad del agua al asegurar la ausencia de microorganismos patógenos; para ello, se utilizará un hipoclorador automático PPG para tabletas de hipoclorito de calcio, con un 65 por ciento de cloro disponible.

Este dispositivo consiste en la disolución de estas pastillas por el flujo de agua que entra al sistema, el cual controla la cloración de la misma. Para determinar el modelo del hipoclorador se necesita calcular el flujo de cloro y referirse a la siguiente tabla.

Tabla VII. Modelos de hipoclorador automático PPG

Hipocloradores		
Modelo	Flujo de cloro [gr/hora]	Capacidad [tabletas]
3015	20 - 200	22
3075	90 - 900	113
3150	450 - 5 400	227
3550	1 400 - 11 000	833

Fuente: Ranal V. Giles. Mecánica de fluidos e hidráulica. p. 61.

Determinación del flujo de cloro:

$$F_c = Q * D_c * 0,06$$

donde:

Q = Caudal a clorar (1,325 l/s = 79,5 l/min)

D_c = Demanda de cloro en partes por millón (por ser un manantial que provee agua clara, se estima una demanda de cloro de 2 ppm)

F_c = Flujo de cloro

Al sustituir los datos en la fórmula se obtiene:

$$F_c = 79,50 * 2 * 0,06 = 9,54 \text{ gr/hora}$$

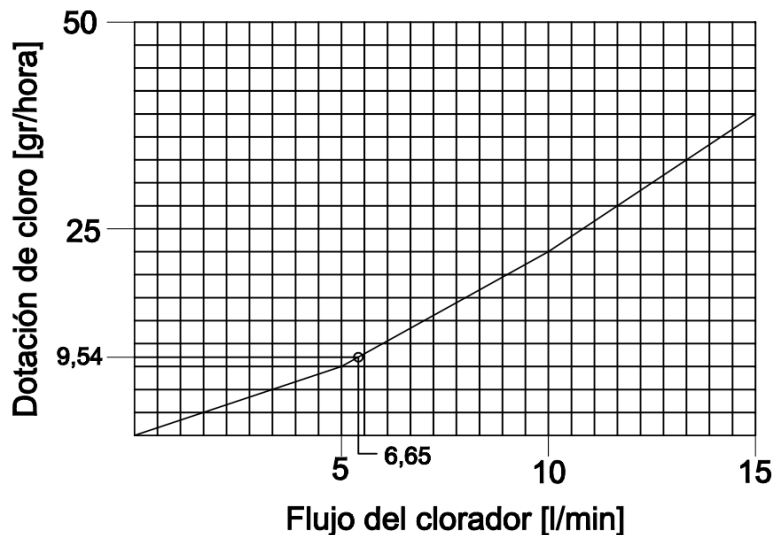
Con este resultado, se determinó el modelo de hipoclorador PPG que se debe utilizar, según la tabla VII, el flujo de cloro calculado corresponde al modelo 3015; con capacidad de 22 tabletas de hipoclorito de calcio (ver apéndice). El punto de aplicación del compuesto clorado deberá seleccionarse en forma tal que se garantice una mezcla efectiva con el agua y aseguren un período de contacto de 20 minutos como mínimo, antes de que llegue al consumidor.

De acuerdo a una de las interrogantes de la encuesta mencionada en el numeral 1.1.1.9.4: ¿Desinfectan el agua que distribuyen a la comunidad?, los representantes de organizaciones comunitarias y autoridades, manifestaron que únicamente en el 15 por ciento de los sistemas se realiza algún tipo de desinfección, como: aplicación de cloro en el tanque de distribución, lavado del tanque con jabón y cloro, y otros, hierven el agua dentro de sus casas antes de consumirla. Justifican, además, que lo hacen para prevenir enfermedades, ya que el agua contiene siempre microbios.

- Flujo de agua que entra en el hipoclorador

Al interpolar el flujo de cloro en la figura 13, se obtiene el flujo de agua que debe entrar al hipoclorador, que es de 6,65 litros por minuto. Con este y el flujo que no es clorado ($79,5 - 6,65 = 72,85$ l/min), se obtuvo la concentración de 2 partes por millón de cloro, disponible en el tanque de distribución.

Figura 13. **Gráfica de hipoclorador automático PPG 3015**



Fuente: Ranal V. Giles. Mecánica de fluidos e hidráulica. p. 63.

- Dosificación del hipoclorador

La desinfección debe ser tal que asegure un residual de cloro de 0,2 a 0,5 miligramos por litro de agua en el punto más lejano de la red. El flujo de cloro del hipoclorador es de 9,54 gramos por hora; entonces, la cantidad de tabletas en un mes se aplicará de la siguiente manera:

$$9,54 \frac{\text{gr}}{\text{hora}} * \frac{24 \text{ horas}}{1 \text{ día}} * \frac{30 \text{ días}}{1 \text{ mes}} = 6\ 868,8 \frac{\text{gr}}{\text{mes}} * \frac{1 \text{ tableta}}{300 \text{ gr}} = 22,9 \approx 23 \text{ tabletas}$$

Este resultado muestra que, al estar el hipoclorador lleno, dará resultados satisfactorios en un mes. Comercialmente, las tabletas de hipoclorito de calcio de 3 pulgadas se adquieren en tambos plásticos de 150 tabletas; por lo tanto, el rendimiento de estos tambos será el siguiente:

$$\frac{150 \text{ tabletas}}{23 \text{ tabletas/mes}} = 6,52 \text{ meses} \approx 7 \text{ meses}$$

2.1.9. Operación y mantenimiento

El funcionamiento de los sistemas de agua no son los óptimos, ni cumplen con los requerimientos de las comunidades, debido a que existen diversos problemas, los cuales limitan que el servicio de agua recibido sea eficiente.

Los problemas que se visualizan en el área rural son los siguientes:

- Existe rompimiento permanente de tubos
- No llega el agua a todas las casas
- Tienen servicio de agua solo en las noches
- Existen derrumbes constantes en la línea de conducción
- Existe escases de agua, principalmente en los meses de marzo a junio
- Existen conflictos con las comunidades que se encuentran aguas arriba

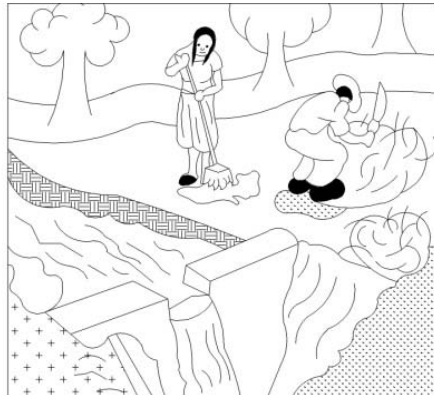
Lo descrito anteriormente, no son más que efectos de causas como: el crecimiento poblacional, el agotamiento de la vida útil de los sistemas de agua, el deterioro que sufren los recursos hídricos, que se encuentran en pleno agotamiento por el poco cuidado y preservación que tiene la población, la poca o casi nula capacidad económica que tienen las familias, ya que una fuente llega a costar hasta Q 200 000,00, las que son compradas por las comunidades y utilizadas para riego; por ello, aunque tengan dinero, ya no hay disponibilidad de las mismas.

A continuación se presentan las actividades que hasta ahora, se deben realizar en este tema (ver tabla VIII):

- Revisión y limpieza de caja de captación (ver figura 14)
- Chapeado y revisión de cercos de las cajas de captación y del tanque
- Limpieza y chapeado de línea de conducción y distribución
- Detección y reparación de fugas en la línea de conducción y distribución
- Lavado de tanque de distribución e hipoclorador (ver figura 15)
- Detección y reparación de fugas en la red (ver figura 16)
- Revisión de pasos de zanjón y pasos aéreos
- Revisión de cajas para válvulas (ver figura 17)

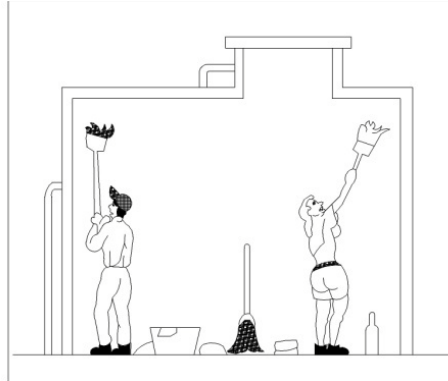
En las siguientes figuras se detallan, de una forma gráfica, las actividades más importantes de la operación y mantenimiento del proyecto de agua potable.

Figura 14. **Revisión y limpieza de caja de captación**



Fuente: Cruz roja Guatemalteca. Módulo educativo: Operación y mantenimiento de sistemas de agua. p. 20.

Figura 15. **Lavado de tanque de distribución**



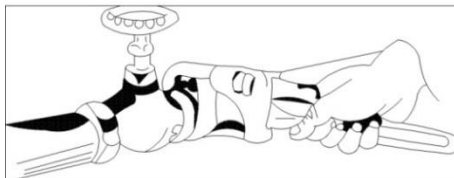
Fuente: Cruz roja Guatemalteca. Módulo educativo: Operación y mantenimiento de sistemas de agua. p. 22.

Figura 16. **Detección y reparación de fugas en la tubería**



Fuente: Cruz roja Guatemalteca. Módulo educativo: Operación y mantenimiento de sistemas de agua. p. 23.

Figura 17. **Revisión y ajuste de válvulas**

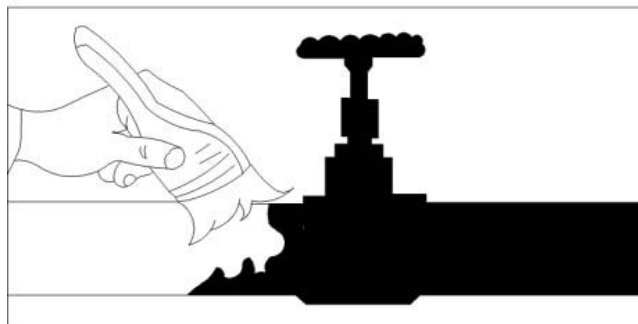


Fuente: Cruz roja Guatemalteca. Módulo educativo: Operación y mantenimiento de sistemas de agua. p. 22.

En relación con la operación y mantenimiento de un sistema de abastecimiento de agua potable, se entiende por operación, el desarrollo de las distintas actividades para poner a funcionar los diversos elementos que tiene el sistema de agua. Por mantenimiento, se percibe: las acciones y cuidados que se deben realizar para garantizar que el sistema funcione óptimamente, al proteger sus distintos componentes; por tanto, hay que desarrollar el mantenimiento preventivo (ver figura 18) y correctivo.

Por mantenimiento preventivo se comprende: las acciones y actividades que se planifican y se realizan para que no aparezcan daños en el equipo e instalaciones del sistema de agua; lo anterior, se realizará con el propósito de disminuir la gravedad de las fallas que puedan presentarse. Para lograr lo antes mencionado, existen una serie de actividades y tareas a desarrollar por parte de las comunidades de Sacapulas (ver tabla VIII); sin embargo, en la práctica se ha constatado que su mayor esfuerzo está en el mantenimiento correctivo, es decir, solo darle importancia a los sistemas en funcionamiento.

Figura 18. **Mantenimiento preventivo**



Fuente: Cruz roja Guatemalteca. Módulo educativo: Operación y mantenimiento de sistemas de agua. p. 19.

Tabla VIII. **Actividades de operación y mantenimiento**

Actividades básicas	Si	No	Temporalidad
Revisión y limpieza de caja de captación	67%	33%	Cada mes 23%
			Dos meses 13%
			Tres meses 17%
Revisión de válvulas y tubería de captación	65%	35%	Cada mes 21%
			Dos meses 15%
Chapeado y revisión de cercos de caja de captación	65%	35%	Cada mes 21%
			Dos meses 13%
			Tres meses 19%
Limpieza y chapeado de línea de conducción	65%	35%	Cada mes 21%
			Dos meses 13%
Detección y reparación de fugas en la línea de conducción	67%	33%	Cada mes 21%
			Dos meses 21%
			Tres meses 15%
Lavado de tanque de distribución	67%	33%	Cada mes 21%
			Dos meses 21%
Chapeado y revisión del cerco del tanque	61%	39%	Cada mes 19%
			Dos meses 19%
			Tres meses 17%
Lavado del hipoclorador	38%	62%	Cada mes 15%
			Dos meses 18%
Detección y reparación de fugas en la red de distribución	65%	35%	Cada mes 19%
			Dos meses 31%
			Cada mes 15%
Revisión de pasos de zanjón y pasos aéreos	60%	40%	Cada mes 19%
			Dos meses 17%
Revisión de cajas y válvulas	60%	40%	Cada mes 21%
			Dos meses 17%

Fuente: Asociación Pro Agua del Pueblo. Informe del estudio situacional del recurso hídrico del municipio de Sacapulas. p. 24.

2.1.10. Propuesta de tarifas

- Tarifa por servicio de agua potable

La falta de fondos económicos tiene mucha relación con las comunidades no cuenten con una tarifa establecida y permanente para costear el servicio de agua, únicamente dan su aporte cuando es necesario; a lo anterior, se suma la poca capacidad y conocimientos que tienen los miembros directivos de los comités de agua y mantenimiento o COCODE's y algunas comunidades que tienen fontaneros para desarrollar la operación y mantenimiento.

Para implementar un programa de operación y mantenimiento adecuado, es necesario contar con un recurso financiero para costearlo y tener una reserva para cualquier eventualidad. Estos recursos, se obtienen a través del pago de una tarifa mensual, por parte de los beneficiarios; el cual debe cubrir los costos de operación, mantenimiento, tratamiento y gastos administrativos.

Únicamente el 21 por ciento de las comunidades que cuentan con servicio de agua pagan una tarifa que va de los Q 12,00 a Q 24,00 mensual por beneficiario, es decir, algunos pagan un quetzal cada mes y otros dos. Esta cantidad es simbólica, porque no cubre todos los gastos anteriormente mencionados, por lo que se calcula la tarifa mensual, de la siguiente manera:

Costo de operación

Al no contar con una tarifa establecida, las comunidades pagan a un fontanero, lo que pueden hacer de dos formas: a) pago por trabajo o según el servicio que prestan (reparación) que puede ser entre Q 10,00 y Q 40,00; y b)

un pago mensual de aproximadamente Q 300,00. Sin embargo, con esta cantidad, el fontanero no realiza su trabajo eficientemente.

El costo de operación contempla el pago mensual a fontaneros para efectuar revisiones constantes en el sistema de agua potable. Este cálculo se realiza al considerar que un fontanero revisa 20 conexiones prediales y 3 kilómetros de tubería al día, con la siguiente fórmula:

$$C_o = \left(\frac{L}{3} + \frac{N_c}{20} \right) * P_j * F_p$$

donde:

C_o = Costo de operación [Q/mes]

F_p = Factor de prestaciones, según la legislación laboral = 1,77

L = Longitud total de tubería = 10,1881 km

N_c = Número de conexiones prediales = 61

P_j = Pago diario o jornal = Q 60,00

$$C_o = \left(\frac{10,1881}{3} + \frac{61}{20} \right) * 60,00 * 1,77 = Q 684,57/mes$$

Costo de mantenimiento

Todos los sistemas que existen en el municipio son por gravedad; entonces, el costo de mantenimiento es bajo y no se necesita gran cantidad de dinero para que estos funcionen adecuadamente, por lo que no requiere controlar exhaustivamente el consumo del agua, como se hacen con los sistemas de bombeo, por el gasto fuerte de energía eléctrica o diesel. Para determinar este costo, se estima el tres por millar de los costos de materiales no locales, presupuestados para el período de diseño que servirá básicamente para la compra de materiales de la línea de conducción y red de distribución,

cuando haya necesidad de cambiar los existentes. El cálculo se presenta a continuación:

$$C_m = \frac{3}{1000} * \frac{M_{nl}}{n}$$

donde:

C_m = Costo de mantenimiento [Q/mes]

M_{nl} = Costo de materiales no locales = Q 159 081,00

n = Período de diseño = 20 años

$$C_m = \frac{3}{1000} * \frac{159\,081,00}{20} = Q\,23,86/\text{mes}$$

Costo de tratamiento

El costo de tratamiento está destinado para la compra de tabletas de hipoclorito. Se calcula con la siguiente fórmula:

$$C_t = Q_d * 2\,592\,000 * D_c * C_h * 4$$

donde:

2 592 000 = Cantidad de segundos en un mes (1 mes = 30 días)

Q_d = Consumo máximo horario o caudal de distribución = 1,325 l/s

C_h = Costo de hipoclorito de calcio = Q 2 175,00 / 100 lb

C_t = Costo de tratamiento [Q/mes]

D_c = Demanda de cloro = 2 ppm

4 = Libras de hipoclorito de calcio al 65% para desinfectar 1000 l de agua en una solución al 10%

$$C_t = 1,325 * 2\,592\,000 * 0,002 * \frac{2\,175,00}{100} * \frac{4}{1000} = Q\,597,58/\text{mes}$$

Gastos administrativos

Sirven para mantener un fondo para gastos que puedan surgir en viáticos, papelería, sellos entre otros. Se realiza estimando un porcentaje sobre la suma de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento, para este proyecto se consideró un porcentaje igual al 15 por ciento del total de costos.

Se determina con la siguiente fórmula:

$$G_a = 0,15 * (C_o + C_m + C_t) = 0,15 * (684,57 + 23,86 + 597,58) = Q 195,90/mes$$

Inflación

El valor de inflación estará dado como un porcentaje aplicado al total de ingresos, esto se tomará como una reserva que tendrá el comité de agua para poder absorber el alza en los precios de todos los materiales, accesorios y otros elementos para brindar una mejor operación, mantenimiento y tratamiento al sistema. Para calcular este valor, se empleó un porcentaje de inflación de 10 por ciento del total de los costos y se calculó con la siguiente fórmula:

$$I = 0,10 * (C_o + C_m + C_t) = 0,10 * (684,57 + 23,86 + 597,58) = Q 130,60/mes$$

Cálculo de tarifa

Con dichos datos, se procede a obtener la tarifa propuesta, la cual se calcula como la razón entre la suma de los costos anteriores y el número de conexiones prediales totales para el proyecto:

Costo de operación	= Q 684,57
Costo de mantenimiento	= Q 23,86
Costo de tratamiento	= Q 597,58
Gastos administrativos	= Q 195,90

Inflación = Q 130,60

Q 1 632,51/mes = Q 19 590,12/año

Tabla IX. **Costos anuales de operación y mantenimiento**

Descripción	Cant.	Unidad	Valor	Frecuencia de uso al año	Costo total
Equipo y materiales					
Hipoclorito en tabletas	257	u	Q3,50	1	Q899,50
Botas de hule	5	pares	Q60,00	1	Q300,00
Carretilla	3	u	Q175,00	1	Q525,00
Detergentes	10	bolsitas	Q0,50	12	Q60,00
Escobón	3	u	Q20,00	1	Q60,00
Guantes de hule	1	u	Q12,00	12	Q144,00
Jabón desinfectante	2	u	Q1,50	12	Q36,00
Machete	1	u	Q14,00	1	Q14,00
Mascarilla	1	u	Q25,00	12	Q300,00
Overoles	5	u	Q200,00	1	Q1 000,00
Pala, piocha y barreta	3	u	Q1 000,00	1	Q3 000,00
Pintura anticorrosiva (negra)	4	galón	Q92,00	1	Q368,00
Pintura de aceite (celeste)	4	galón	Q75,00	1	Q300,00
Empaques, <i>neolait</i> y tuercas	5	u	Q250,00	1	Q1 250,00
Rastrillo	5	u	Q19,00	1	Q95,00
Juego de llaves de tubo y de corona	3	u	Q250,00	1	Q750,00
Total equipo y materiales					Q9 101,50

Continuación tabla IX...

Mano de obra					
Operador permanente	1	u	Q496,00	12	Q5 952,00
Prestaciones (38%)					Q2 261,76
Total mano de obra					Q8 213,76
Sub-total					Q17 315,26
Gastos de administración (15%)					Q1 365,23
Inflación (10%)					Q910,15
Total					Q19 590,64

Fuente: elaboración propia.

En la tabla IX, se presenta la integración de los costos anuales de operación, mantenimiento y tratamiento para los primeros cinco años, lo que resulta Q 1 632,51 mensual. Al dividir este resultado, entre el número total de conexiones domiciliarias, se obtiene el valor para cubrir los gastos mensuales requeridos para el proyecto, por predio, de la siguiente manera:

$$T_p = \frac{1\,632,51}{61} = Q\,26,76/\text{mes} = Q\,321,15/\text{año}$$

La tarifa adoptada por servicio de agua potable será de Q 27,00 por beneficiario. Dicha tarifa está dentro del rango de Q 20,00 a Q 30,00, que la Dirección Integral de Comunidades Rurales (DICOR) recomienda para el área rural del municipio de Sacapulas. Esta tarifa se aplica para los primeros 5 años de servicio, la proyección de la tarifa mensual para los siguientes períodos se presenta en la tabla X.

Tabla X. **Proyección de la tarifa mensual**

Periodo [años]	Costos (Q/mes)					Costo total [Q/mes]	Costo total [Q/año]	No. Conexiones [beneficiarios]	Tarifa mensual [Q/mes]
	Operación	Mantenimiento	Tratamiento	Gastos admin.	Inflación				
1 a 5	Q684,57	Q23,86	Q597,58	Q195,90	Q130,60	Q1 632,51	Q19 590,13	61	Q27,00
6 a 10	Q781,92	Q23,86	Q597,58	Q210,50	Q140,34	Q1 754,20	Q21 050,38	72	Q25,00
11 a 15	Q849,18	Q23,86	Q597,58	Q220,59	Q147,06	Q1 838,27	Q22 059,28	84	Q22,00
15 a 20	Q930,60	Q23,86	Q597,58	Q232,81	Q155,20	Q1 940,05	Q23 280,58	98	Q20,00

Fuente: elaboración propia.

Es importante tomar en cuenta que la tarifa se calculó asumiendo que no existirá una escalada fuera de lo previsto de los factores, que influya en la operación, mantenimiento y tratamiento del sistema.

Tarifa por nueva conexión domiciliar

Una nueva conexión al sistema de agua potable, producirá gastos de instalación en concepto de pago a fontanero y administración. La cuota por la nueva instalación será de Q 300,00, que será recaudado por el comité de agua con la salvedad de que el nuevo beneficiario del sistema desarrollará los trabajos previos a la conexión, es decir, excavación y compra de materiales desde la línea de tubería más cercana a su casa y automáticamente efectuará pagos mensuales de la tarifa establecida.

Tarifa por reinstalación de servicios

Los beneficiarios que no efectúen sus pagos mensuales de la tarifa durante tres meses consecutivos, se les cancelará el servicio de agua potable, con previo aviso verbal y escrito, al segundo mes de no haber efectuado el pago. Al momento de la reinstalación del servicio, se pagará una cuota de Q 100,00 por concepto de corte e instalación, más los meses no pagados.

2.1.11. Integración del presupuesto

- Materiales de construcción

Se realizó la cuantificación de materiales de todo el proyecto y con base en los precios cotizados (precio puesto en obra) en diferentes ferreterías y venta de materiales de construcción de Sacapulas, Santa Cruz del Quiché y

Aguacatán, se obtuvieron los precios unitarios. Seguidamente se integró el costo de tubería y accesorios de la línea de conducción, distribución, pasos aéreos, tanque de distribución, hipoclorador, conexiones prediales y demás obras hidráulicas (ver tabla XI). El resultando es que el costo total de materiales es de Q 306 018,65.

- Mano de obra

La mano de obra calificada, con maestros de obra, se integró por medio del precio unitario de construcción por metro lineal de tubería, por armado y fundición de obras hidráulicas en cada uno de los renglones desglosados, se integran los costos para obtener el costo total, el cual es de Q 207 587,78.

Dirección técnica

El sueldo de la dirección técnica, tanto del técnico en agua rural como del ingeniero supervisor, se integró con base en los seis meses estimados para la construcción del proyecto y los sueldos vigentes proporcionados por la ONG de Agua del Pueblo en Quetzaltenango (ver tabla XII).

- Transporte

Estos gastos están integrados por tres renglones: supervisión al proyecto en vehículo de cuatro ruedas, viáticos del personal y transporte de materiales. Para integrar estos costos se tomó en cuenta los viajes estimados en los seis meses de construcción y la distancia entre Guatemala y esta comunidad; se tomó un 8 por ciento del costo total de materiales y mano de obra, lo cual equivale a Q 41 088,51 (ver tabla XII).

- Costos indirectos

Para los gastos administrativos, fianzas, supervisión e imprevistos, se calculó el 17 por ciento sobre el costo total de los materiales de construcción y mano de obra. En este porcentaje están incluidos los costos de operación y mantenimiento (ver tabla IX) para el primer año de funcionamiento.

- Costo total del proyecto

Tabla XI. Integración de costos por renglón

	Descripción	Cant.	Unidad	Costo unitario	Costo por factor de costo indirecto	Costo total por renglón
1	Captación	4	u	Q5 275,18	Q6 593,97	Q26 375,90
2	Línea de conducción	5 630	m-l	Q18,79	Q23,49	Q132 261,57
3	Caja reunidora de caudales	2	u	Q5 940,74	Q7 425,93	Q14 851,85
4	Caja rompe presión	5	u	Q4 502,64	Q5 628,30	Q28 141,51
5	Caja para válvulas	16	u	Q2 971,28	Q3 714,10	Q59 425,56
6	Paso de zanjón de 6 m	4	u	Q2 348,44	Q2 935,54	Q11 742,18
7	Paso de zanjón de 8 m	2	u	Q4 291,36	Q5 364,21	Q10 728,41
8	Paso de zanjón de 12 m	2	u	Q3 266,12	Q4 082,65	Q8 165,29
9	Paso de zanjón de 15 m	1	u	Q8 941,22	Q11 176,53	Q11 176,53
10	Paso aéreo 50 m	1	u	Q13 432,73	Q16 790,91	Q16 790,91
11	Paso aéreo 100 m	1	u	Q21 350,22	Q26 687,78	Q26 687,78
12	Tanque de distribución 20 m ³	1	u	Q29 561,27	Q36 951,59	Q36 951,59
13	Hipoclorador	1	u	Q5 672,64	Q7 090,80	Q7 090,80
14	Red de distribución	10 188	m-l	Q14,59	Q18,23	Q185 744,40
15	Conexiones domiciliarias	61	casas	Q863,92	Q1 079,90	Q65 873,75
					Costo total	Q642 008,04

Fuente: elaboración propia.

El costo total del proyecto (ver tabla XI), que incluye costos directos más costos indirectos, es de Q 642 008,04 (seiscientos cuarenta y dos mil ocho quetzales con cuatro centavos). Este integró los 10 188,10 metros lineales de construcción. El costo por metro lineal es de Q 63,02/m-l.

Tabla XII. **Resumen del presupuesto**

Costos directos	Total de materiales	Q306 018,65	
	Total de mano de obra	Q207 587,78	Q513 606,43
	Total de fletes (8%)	Q41 088,51	
	Total costos directos		
Costos indirectos	Administración y fianzas (10%)	Q51 360,64	
	Supervisión e imprevistos (7%)	Q35 952,45	
	Total de costos indirectos		
	Total de costos directos + costos indirectos		Q642 008,04
	Costo total del proyecto	Q642 008,04	
	Costo por metro lineal	Q93,85	
Total en letras: seiscientos cuarenta y dos mil ocho quetzales con cuatro centavos			

Fuente: elaboración propia.

2.1.12. Cronograma de ejecución e inversión

Se estimó que las diferentes fases del proyecto, desde las cajas de captación hasta las conexiones prediales, se terminarán después de seis meses de haberse iniciado los trabajos preliminares, según la tabla XIII. En esta se puede observar que para los primeros cuatro meses y medio se prevé el 90% del presupuesto dividido en tres partes y un 10% para el último mes.

Tabla XIII. Cronograma de ejecución e inversión

No.	Descripción	Total	Mes 1		Mes 2		Mes 3		Mes 4		Mes 5		Mes 6	
			x	x										
1	Capitación	Q:26 375,90	x	x										
2	Línea de conducción	Q:132 281,57	x	x	x	x	x	x	x					
3	Caja reunidora de caudales	Q:14 851,85	x											
4	Caja rompe presión	Q:28 141,51	x	x	x									
5	Caja para válvulas	Q:59 425,56		x	x	x								
6	Paso de zanjón de 6 m	Q:11 742,18		x	x									
7	Paso de zanjón de 8 m	Q:10 728,41			x	x								
8	Paso de zanjón de 12 m	Q:8 165,29				x								
9	Paso de zanjón de 15 m	Q:11 176,53												
10	Pasos aéreo de 50 m	Q:16 790,91												
11	Pasos aéreo de 100 m	Q:28 687,78												
12	Tanque de distribución de 20 m³	Q:38 951,59												
13	Hipodrador	Q:7 090,80												
14	Red de distribución	Q:185 744,40												
15	Conexiones domiciliarias	Q:65 873,75												
Total de desembolso		Q:642 008,04	Q:192 602,41		Q:192 602,41		Q:192 602,41		Q:192 602,41		Q:64 200,80			
			30%			30%			30%			10%		

Fuente: elaboración propia.

2.1.13. Evaluación socio-económica

Los proyectos de interés comunitario, como el abastecimiento de agua potable del caserío Segundo Centro Río Blanco, tienen como objetivo principal proveer servicios a la población, buscando el bienestar público y no las ganancias. Los proyectos del sector público no generan renta alguna, por lo que lo más recomendable para evaluar económicamente las alternativas públicas es la realización de un análisis beneficio/costo, considerando como costos, los gastos para la construcción, operación y mantenimiento del proyecto, y como beneficios las ventajas que experimentará la comunidad con la implementación del proyecto.

En el caso de este proyecto, no es posible estimar un monto exacto del impacto económico de los beneficios que brindará la implementación del sistema de agua potable, entre los que pueden mencionarse: el ahorro en el sector salud, los gastos y molestias ocasionados por la falta del vital líquido (compra de toneles de agua y el acarreo de los pozos públicos, entre otros), por lo que el análisis se efectuará mediante el valor presente neto (VPN) y la tasa interna de retorno (TIR).

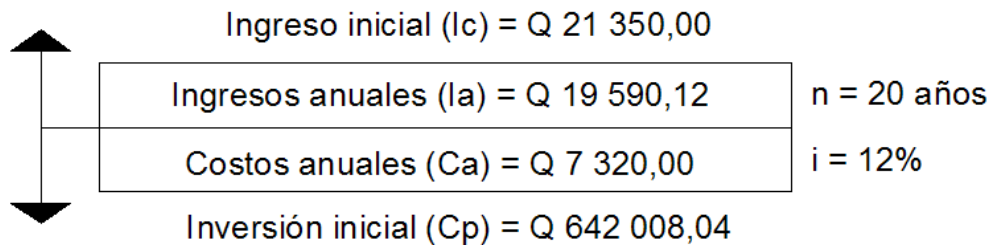
2.1.13.1. Valor presente neto

El valor presente neto (VPN) designa una cantidad actual de dinero, su concepto consiste en transformar todos los movimientos monetarios de un proyecto a través del tiempo, a valores presentes, con el objetivo de determinar la rentabilidad del proyecto al término de cierto período de funcionamiento. Indica la magnitud en que los ingresos superan a los costos en un mismo momento en el tiempo. En este caso, la estimación del VPN se realizó para un período de 20 años (vida útil del proyecto de agua potable).

Se considera que este tipo de proyecto es de beneficio social y no lucrativo. La estimación se basa en ciertos supuestos que a continuación se describen:

- Primero, la municipalidad de Sacapulas y el Consejo Departamental de Desarrollo (CODEDE) deben desembolsar el costo directo, más los costos indirectos de la empresa ejecutora. Se consideró un 17 por ciento, para un costo total del proyecto (C_p) igual a Q 642 008,04.
- Segundo, se estimó una tarifa mensual promedio por vivienda, que a lo largo de la vida útil del proyecto compense exactamente los costos operativos necesarios para que este funcione en perfectas condiciones. Los costos de mantenimiento, operación, tratamiento, gastos de administración e inflación, ascienden a Q 19 590,12 anuales.
- Tercero, se empleó una tasa real de descuento (r), de 12 por ciento, debido a que se utilizaron cifras constantes para costos operativos y una tarifa por vivienda al año.
- Cuarto, los ingresos del proyecto están dados exclusivamente por la tarifa que cada vivienda debe pagar. Los ingresos contemplan el incremento de viviendas en la aldea, dado el crecimiento de la población (3,1 por ciento anual), se asume que todas las viviendas adicionales serán conectadas al servicio de agua potable. Con una población futura de 571 habitantes y para un período de vida útil de 20 años, se proyectan 98 beneficiarios.
- Quinto, el aporte de los vecinos por acometida será de Q 350,00 por conexión domiciliar (I_c) y la tarifa anual de Q 120,00 por nueva conexión domiciliar.
- Sexto, se designará al tesorero del COCODE para administrar los fondos, generar recibos de pago y llevar el control de cada beneficiario, a través de formularios específicos.

Figura 19. **Diagrama de flujo de efectivo del sistema de agua potable**



Fuente: elaboración propia.

Cálculo del VPN

$$VPN = -C_p + I_c - (I_a + C_a) * \left(\frac{P}{A}, 12\%, 20 \right)$$

$$VPN = -(642\,008,04) + 350,00 * 61 - (19\,590,12 + 120,00 * 61) * \frac{(1+r)^N - 1}{r * (1+r)^N}$$

$$= -(642\,008,04) + 350,00 * 61 - (19\,590,1 + 120,00 * 61) * \frac{(1 + 0,12)^{20} - 1}{0,12 * (1 + 0,12)^{20}}$$

$$VPN = -821\,661,51$$

El valor negativo en el anterior resultado indica que el proyecto social no genera utilidad, por lo que los gastos tanto de ejecución y mantenimiento deben ser sufragados por el sector público (gobierno), por medio de la municipalidad, o por alguna otra ONG, según se disponga. El resultado indica que la tarifa media anual, que generaría ingresos suficientes para compensar los costos operativos anuales del proyecto de agua potable es de Q 27,00. Con dicha tarifa, la municipalidad podría pagar los costos de operación desde el primer año.

2.1.13.2. Tasa interna de retorno

La tasa interna de retorno o rendimiento (TIR), se define como la tasa de descuento que hace que el VPN de una inversión sea igual a cero, en donde se igualan los costos y los ingresos. Debido a que un proyecto del sector público es de beneficio social y no lucrativo, este no genera utilidad; en consecuencia no se pueden igualar los costos con los ingresos, por lo tanto no se puede obtener una tasa interna de retorno. La naturaleza social del proyecto hace que este indicador no sea relevante en la evaluación del mismo, ya que con la tarifa propuesta de Q 23,00/mes/vivienda, la TIR es cero por ciento; en cambio se puede realizar un análisis de costo/beneficio, el cual se hace con la inversión inicial y el número de habitantes de la siguiente manera:

$$\text{costo/beneficio} = \frac{(C_p - I_c)}{B_f}$$

donde:

C_p = Costo del proyecto = Q 642 008,04

I_c = Ingresos por conexión = Q 21 350,00

B_f = Número de beneficiarios a los 20 años = 114 beneficiarios

$$\frac{\text{costo}}{\text{beneficio}} = \frac{(642\,008,04 - 21\,350,00)}{114} = Q\,5\,444,37$$

El resultado anterior indica la cantidad de dinero que se invierte por cada beneficiario, por lo que se debe buscar más de una institución benéfica que ayude a absorber el gasto, o fijar una cuota determinada que cada beneficiario este en posibilidades de pagar en el transcurso del período de vida útil del proyecto, para poder en cierta medida minimizar el valor anterior.

2.1.14. Estudio de impacto ambiental

En la construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, todas las actividades realizadas por el ser humano generan un impacto en los componentes ambientales, tales como: ambiente físico, biológico y social. Este impacto puede ser de carácter positivo, negativo irreversible, negativo con posibles mitigaciones o neutros.

De acuerdo con las leyes actuales, se pueden realizar dos tipos de estudios de impacto ambiental: impacto ambiental no significativo (evaluación rápida) e impacto ambiental significativo (evaluación general). El criterio debe basarse en proyectos similares según su tamaño, localización e indicadores que se crean pertinentes. La entidad encargada de elaborar el reglamento de evaluación, control y seguimiento ambiental en Guatemala es el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN), por lo cual se recomienda hacer uso de estos materiales para realizar un análisis más profundo en los proyectos de infraestructura.

Tanto para la construcción del sistema de abastecimiento de agua potable como para la construcción del edificio modelo para auxiliatura municipal (ver numeral 2.2.10), los impactos generados se consideran poco significativos, por lo que se puede realizar una evaluación rápida.

El presente estudio tiene como objetivo principal identificar los posibles impactos ambientales que puedan derivarse del desarrollo de construcción de las cajas de captación, línea de conducción, red de distribución, tanque de distribución, pasos aéreos y demás estructuras; previo a la puesta en marcha del mismo y cuando este entre en operación. Lo anterior, con el fin de planificar las medidas de prevención, control, mitigación y rehabilitación, que permitan

evitar daños a cualquiera de los componentes del medio ambiente y garantizar la preservación de su situación original.

Se identificaron los posibles impactos ambientales que se pueden producir sobre los diferentes factores del medio ambiente físico, biótico y humano, debido a las obras y actividades que implica el proyecto. Además de las medidas de mitigación, para contrarrestar o disminuir los impactos generados en el proyecto y los que se producirán en la operación del mismo.

Lo mencionado anteriormente se describe claramente en la siguiente tabla.

Tabla XIV. **Impactos y medidas de mitigación**

Descripción	Identificación de impactos	Medidas de mitigación
Desechos sólidos, líquidos y otros, generados por las actividades preliminares y obra civil, tales como: excavación de zanjas y fosas para estructuras enterradas; armado del refuerzo, formateado y fundición, para estructuras de concreto reforzado; construcción y prueba de obras hidráulicas, así como de obras complementarias.	Residuos sólidos, de materia orgánica y tierra, por la excavación a cielo abierto de las zanjas.	Los residuos orgánicos e inorgánicos serán recolectados y transportados a botaderos de ripio, situados fuera del área del proyecto. Se considera que por tratarse de partículas del subsuelo no causarán ningún daño, además se prevé que el 90% del volumen de excavación, sea reutilizado para el relleno de las estructuras o zanjas.
	Residuos líquidos, compuestos por la limpieza del equipo y herramienta, preparación del material de relleno de las zanjas y pruebas de las tuberías.	
	Residuos inorgánicos generados por el personal y desechos humanos.	
Atmósfera – calidad del aire	Se generará polvo y emisiones gaseosas por combustibles, en construcción de la obra civil.	Para minimizar la generación de polvo, se humedecerá el suelo con agua.

Continuación tabla XIV...

Ecología – micro fauna, insectos voladores y eutrofización	Los impactos serán positivos, debido al vertido de aguas residuales a las quebradas o al terreno directamente.	No significativo.
Flora – micro flora y vegetación	Se eliminará vegetación herbácea y arbustiva en caminos de acceso y obras complementarias.	Ya que el sitio del proyecto está fuera de las zonas de reserva, solo basta con la reforestación y compostaje.
Agua – hidrología	Disposición inadecuada de los residuos pétreos y derrames de combustible que puedan filtrarse en el subsuelo y/o fluir hacia las quebradas.	Construcción de un sistema recolector o pozos de absorción o de filtración.
	Disminución del nivel de agua subterránea.	Medidas de reforestación y creación de estructuras que permitan la filtración del agua.

Fuente: elaboración propia.

Al observar la tabla anterior, todos los impactos ambientales negativos generados y las medidas de mitigación requeridas para el proyecto se consideran ambientalmente viables. También se prevé que habrá impactos sociales de carácter positivo, al mejorar la salud de los habitantes del caserío Segundo Centro Río Blanco con agua sanitariamente segura para su consumo, además que en la comunidad se generarán fuentes de trabajo, como la venta de comida, hospedaje, transporte y salud de los trabajadores, que en seis meses estarán habitando las diferentes poblaciones que el proyecto abarca.

2.2. Diseño del edificio modelo para auxiliatura municipal, municipio de Sacapulas, departamento del Quiché

2.2.1. Descripción general del proyecto

En la actualidad la municipalidad de Sacapulas utiliza edificaciones de un solo nivel para las alcaldías auxiliares, las cuales no son funcionales para atender a la cantidad de pobladores que llegan a solventar sus problemas. Además, estas auxiliaturas tienen relevantes funciones como la aprobación y modificación del presupuesto de los proyectos de obra civil, de los reglamentos orgánicos y ordenanzas, de la planilla de personal y demás cuestiones laborales; y en general, todas aquellas competencias para las que se requiera una mayoría especial.

Una gran parte de las comunidades del municipio de Sacapulas no cuentan con un espacio para realizar reuniones sociales, por lo que es necesario el diseño de un nuevo edificio de dos niveles para auxiliatura municipal, lo que resuelve el problema y mejora el sistema de atención a la población. Se construirá dicha edificación, en la que se dispondrá el primer nivel para oficinas y sala de juntas y el segundo para salón comunal, el cual contará de un escenario. Este diseño servirá de modelo para las construcciones en las diferentes comunidades donde se requiera este edificio.

Se empleará el sistema estructural de marcos dúctiles y losa tradicional en ambos niveles, contará con piso de concreto alisado, acabados de repello y cernido, ventanas con balcones de metal, servicio eléctrico, cenefa, banquetta perimetral de 1,00 metro de ancho e instalación de bajada de agua pluvial con caja de registro. Los muros de división serán de mampostería de block pómez

de un espesor de 0,15 metros. La construcción se basará en el código ACI 318-05 y normas del UBC 97.

2.2.2. Investigación preliminar

2.2.2.1. Disposición del área del terreno

El terreno destinado al edificio para auxiliatura municipal debe ser mayor a 120 metros cuadrados, ya que por ser modelo, puede ubicarse en el sector que esté disponible en el caserío o aldea en cuestión, de preferencia cerca de la escuela de la localidad. La construcción total ocupará un área de 240 metros cuadrados.

2.2.2.2. Análisis de suelos

2.2.2.2.1. Ensayo triaxial

El valor soporte del suelo, también llamado capacidad de carga o apoyo de los cimientos es una característica de cada sistema de suelo-cimentación, y no solo una cualidad intrínseca del suelo. Los distintos tipos de suelo difieren en capacidad de carga; pero, también ocurre que en un suelo específico, dicha capacidad varía con el tipo, forma, tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión.

Cuando se pretende calcular la capacidad soporte del suelo para cimentaciones, es necesario conocer la distribución de los esfuerzos dentro de los estratos del suelo por medio del ensayo triaxial. Para ello, se obtiene una muestra inalterada de un pie cúbico para dicho ensayo; cuando la naturaleza del suelo no lo permite, es preferible realizar una inspección visual del suelo,

para lograr determinar la capacidad de soporte del mismo. En el numeral 2.2.5.4, se detallará el procedimiento para obtener el valor soporte del suelo, con base en los valores obtenidos del estudio de suelos (ver apéndice), este indica que la característica de la muestra fue de un suelo de arcilla arenosa color café oscuro.

Tabla XV. **Valor soporte permisible, según tipo de suelo**

Material del suelo	Vs [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
	22	Solidez mediana
Suelos limosos	32	Densos
	16	Densidad mediana

Fuente: Carlos Crespo Villalaz. Mecánica de suelos y cimentaciones. p. 193.

La tabla anterior, muestra que el suelo arcilloso se divide en suelo duro y de solidez mediana, para este proyecto se considerará este último ya que el valor soporte del suelo no debe ser elevado por consideraciones estructurales, excepto en donde si lo permita. La resistencia de los suelos a la deformación

depende de su resistencia a la fuerza cortante, que equivale a la suma de dos componentes: fricción (ángulo de fricción interna) y cohesión. El terreno es uniforme en todo el municipio por lo que el valor soporte es constante, por consiguiente el tipo de cimentación también lo es.

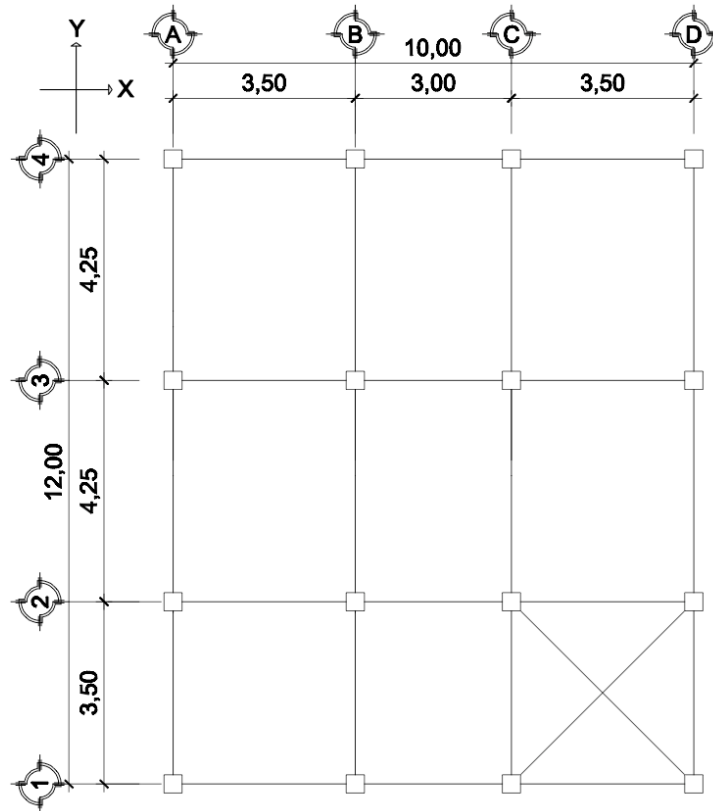
2.2.3. Diseño arquitectónico

Esta fase consiste en proporcionarle al edificio una forma adecuada y distribuir, a conveniencia, los diferentes ambientes destinados a oficinas y espacios abiertos para público que formarán parte del sistema; de acuerdo a las necesidades y requerimientos de cada uno de ellos, según las Normas técnicas complementarias para el diseño arquitectónico y construcción de estructuras de concreto, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, respetando la ley de la UNAM.

Para esta etapa de planificación se tomó en cuenta la coordinación modular y que todo edificio de este tipo debe regirse por una relación dimensional. Además, un buen diseño arquitectónico presenta flexibilidad al buscar versatilidad y adaptabilidad a las distintas condiciones de capacidad de carga, según sea el número de personas que estén en él. Se tomó en cuenta que el edificio será utilizado solamente para reuniones laborales y sociales, por lo que no será muy recurrido la mayor parte del día.

En la figura 20 se puede apreciar la vista en planta del edificio, en donde los marcos literales están en sentido del eje X y los marcos numéricos del eje Y. También muestra la ubicación del módulo de gradas.

Figura 20. **Planta del edificio**



Fuente: elaboración propia.

2.2.3.1. **Distribución de ambientes**

Se optó por diseñar el edificio de dos niveles para optimizar el espacio disponible. En lo que concierne al primer nivel, básicamente se distribuyeron dos ambientes importantes: la oficina del alcalde auxiliar y la sala de reuniones; además se diseñó una bodega debajo del módulo de gradas. En el segundo nivel se planificó un salón comunal con su respectivo escenario. Lo anterior descrito se detalla en los planos (ver apéndice).

2.2.3.2. Altura del edificio

Para brindar comodidad a los usuarios, la altura de piso a cielo será de 3,00 metros en cada nivel. Para efectos del modelo matemático, el cual servirá para el análisis estructural, se consideró una altura total de 7,50 metros, desde la cimentación hasta la losa del segundo nivel.

2.2.3.3. Selección del sistema estructural a utilizar

Para elegir un correcto sistema estructural, no se requiere de operaciones matemáticas, sino que conlleva a muchas consideraciones, las cuales se determinan con objetivos importantes como:

- Ser una estructura segura y económica.
- Cumplir los requisitos de funcionalidad de la edificación, según el artículo 3.1, de la Ley de Ordenación de la Edificación, donde se establece que: con el fin de garantizar la seguridad de las personas, el bienestar de la sociedad y la protección del medio ambiente, los edificios deberán proyectarse, construirse, mantenerse y conservarse, de tal forma que satisfagan la utilización y accesibilidad.

Lo anterior significa que la disposición y las dimensiones de los espacios faciliten la adecuada realización de las funciones previstas y permita a las personas la circulación por el mismo con mayor seguridad.

Existen sistemas que se desempeñan mejor que otros en las eventualidades sísmicas, por lo que se busca un equilibrio que favorezca todos los aspectos mencionados. Para este proyecto se decidió utilizar el sistema de marcos dúctiles, con losas planas de concreto reforzado y muros de mampostería (tabiques), la mayoría perimetrales.

2.2.4. Análisis estructural

El análisis estructural se refiere al uso de las ecuaciones de la resistencia de materiales para la determinación de las fuerzas, momentos, esfuerzos internos y deformaciones que se producen en una estructura, debido a la aplicación de cargas. Para determinar esfuerzos sobre marcos se emplean varios métodos de análisis, uno de ellos es el método matricial de la rigidez, basado en el modelo de barras largas, que modeliza los elementos resistentes como elementos unidimensionales sometidos predominantemente a flexión.

Una estructura correctamente diseñada, además de ser funcional y económica, debe cumplir, obligatoriamente, con dos criterios razonables de seguridad:

- El criterio de resistencia, que consiste en comprobar que en ninguno de sus puntos, el material sobrepase las tensiones admisibles máximas.
- El criterio de rigidez, consistente en comprobar que los desplazamientos y deformaciones de la estructura no sobrepasen un cierto límite; el cual está relacionado con criterios de funcionalidad, pero también de estabilidad o de aplicabilidad de la teoría de la elasticidad lineal.

2.2.4.1. Pre-dimensionamiento estructural

Esta acción, consiste en estimar el espesor de las losas planas y secciones preliminares de las vigas y columnas, para iniciar el análisis estructural. Por lo que se puede basar en la experiencia, ayudas de diseño y a través de tablas y/o gráficas.

- Predimensionamiento de losa

Las losas son elementos estructurales que transmiten las cargas verticales y horizontales, al trabajar como diafragmas. También funcionan como cubiertas que protegen de la intemperie.

Por su espesor, pueden dividirse en:

- cascarones ($t < 0,09$ m)
- planas ($0,09 \text{ m} \leq t \leq 0,15$ m)
- nervuradas ($t > 0,15$ m)

Para losas en dos direcciones, el código ACI 318-05 recomienda:

$$t = \frac{\text{perímetro}}{180} = \frac{4,25 + 3,50 + 4,25 + 3,50}{180} = 0,086 \text{ m} \approx 0,10 \text{ m}$$

Se propone losa tradicional de 0,10 metros de espesor.

- Predimensionamiento de viga

El predimensionamiento de las vigas se puede realizar con los siguientes criterios: primero, por cada metro lineal libre de luz, se aplican ocho centímetros de peralte, el cual es el doble de la base y segundo, al basarse en la tabla 9.5(a) del código ACI 318-05, la cual ofrece diferentes situaciones para el predimensionamiento de vigas. En este caso se tomó cuando una viga es continua en ambos extremos ($h = L/21$), de la siguiente manera:

Criterio 1: $h_v = 8\%$ de luz de viga mayor = $0,08 * 4,25 = 0,34$ m

Criterio 2: $h_v = L / 21 = 4,25 / 21 = 0,20$ m

Se escoge la altura más crítica, la cual es $h = 34$ cm, entonces:

$$b_v = h_v / 2 = 0,34 / 2 = 0,17 \text{ m} \approx 0,20 \text{ m}$$

Según el código ACI 318-05, en la sección 21.3.1.2, la luz libre del elemento (l_n) no debe ser menor que cuatro veces su altura útil:

$$l_{n_{\text{menor}}} = 2,80 \text{ m} > 4 * 0,35 \text{ m} = 1,40 \text{ m}$$

Por lo que se propone una sección de viga de 0,20 metros x 0,35 metros.

- Predimensionamiento de columna

Para predimensionar la columna, se determinó la sección, al basarse en la carga aplicada al área tributaria de la columna crítica (la que soporta mayor carga), como lo considera el ACI 318-05 en el capítulo 10. Por uniformidad, las dimensiones resultantes se aplicaron a todas las demás columnas.

Datos:

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

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

$$Y_{\text{conc}} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$A_t = 13,81 \text{ m}^2$$

$$\text{FCU} = 1,00 \text{ m}$$

Se sustituyen los datos en la fórmula de carga puntual:

$$P = Y_{\text{conc}} * A_t * \text{FCU}$$

$$P = 2400 * 13,81 * 1,00 = 33\ 150 \text{ kg}$$

El resultado multiplicado por los dos niveles que son:

$$P = 33\ 150 * 2 = 66\ 300 \text{ kg}$$

Se sustituyen los valores de la ecuación de la carga puntual y se obtiene el área gruesa:

$$P = 0,80 * [0,85 * f'_c * (A_g - A_s) + f_y * A_s]$$

$$A_g = \frac{P}{0,8 * [0,85 * f'_c * (1 - r) + f_y * r]}$$

donde:

$$A_s = r * A_g$$

r = Cuantía de acero = 1,00%

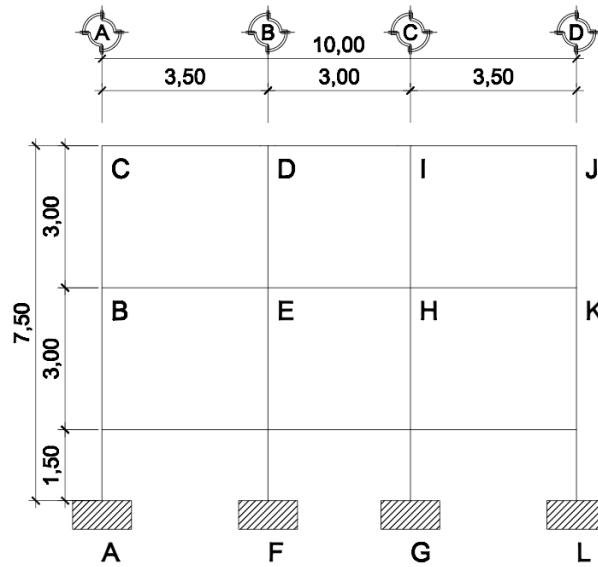
$$A_g = \frac{66\ 300}{0,8 * [0,85 * 210 * (1 - 0,01) + 2810 * 0,01]} = 404,63 \text{ cm}^2$$

Inicialmente se propuso una sección de 0,30 metros x 0,30 metros, para ambos niveles, lo que resulta un área de 900 centímetros cuadrados, mayor a 404,63 centímetros cuadrados. Por medio de revisiones posteriores y debido a que el edificio será un espacio cambiante de cargas vivas, se cambió el primer nivel a una sección de 0,35 metros x 0,35 metros, con un área de 1225 centímetros cuadrados.

2.2.4.2. Modelos matemáticos de marcos rígidos

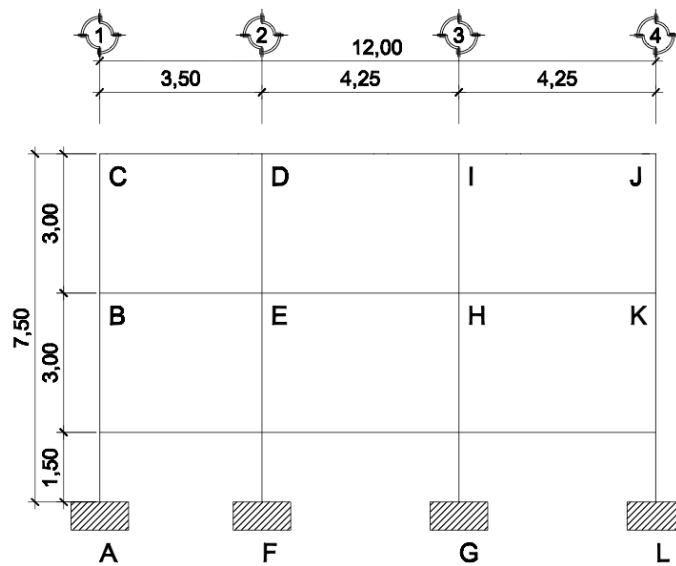
El modelo matemático de un marco dúctil, es la gráfica que representa tanto la forma, como las cargas que soporta el marco y es indispensable para realizar el análisis estructural. Por su similitud en cargas y la geometría de la edificación, se analizan únicamente los aspectos críticos; solamente se realizó el análisis para el marco 3 (sentido X) y marco B (sentido Y). Los marcos interiores y perimetrales, en cada sentido, son iguales entre sí. Las figuras 21 y 22 muestran los marcos dúctiles en el eje X y en el eje Y, respectivamente. La integración de cargas muertas y vivas se realizó junto con el modelo matemático de los marcos ya mencionados.

Figura 21. Elevación para el eje X (marco 3)



Fuente: elaboración propia.

Figura 22. Elevación para el eje Y (marco B)



Fuente: elaboración propia.

2.2.4.3. Cargas horizontales y verticales aplicadas a los marcos rígidos

- Cargas verticales

Son las cargas que, como su nombre lo indica, actúan en dirección de la fuerza de gravedad, es decir, verticalmente o perpendicular al plano horizontal. Conocidas también como cargas por gravedad, analizadas como cargas distribuidas sobre elementos horizontales (vigas y losas). Se dividen en carga viva y carga muerta, según sea el caso.

Cargas vivas (CV)

Son aquellas cargas ocasionales, producidas por el uso y destino de la edificación u otra estructura, tales como el peso de personas, muebles, equipo móvil, etc. Pueden estar total o parcialmente en su sitio, o no estar presentes, y pueden cambiar su ubicación. La magnitud y distribución son inciertas en un momento dado.

Por la funcionalidad del edificio, se tomó en cuenta que, en la mayor parte del año, presentará una gran afluencia de personas. Para el primer nivel se tomó, de la tabla XVI, el valor de carga viva para salones de reunión sin sillas fijas, el cual tiene un valor de 500 kilogramos por metro cuadrado. Para el segundo, se tomó un promedio de las cargas vivas entre azoteas con y sin acceso, el cual fue de 150 kilogramos por metro cuadrado.

En la tabla XVI se presentan diferentes valores de las cargas vivas mínimas para diferentes ambientes en varios tipos de edificios.

Tabla XVI. **Cargas vivas mínimas, distribuidas uniformemente**

Descripción	Carga viva [kg/m²]
Escaleras privadas	300
Escaleras públicas o de escape	500
Balcones, cornisas y marquesinas	300
Áreas de salida y/o escape	500
Vestíbulos públicos	500
Plazas y áreas públicas a nivel de calle	500
Salones de reunión	
Con asientos fijos	300
Sin asientos fijos	500
Escenarios y circulaciones	500
Instalaciones deportivas públicas	
Zonas de circulación	500
Zonas de asientos	400
Canchas deportivas	Depende del tipo
Aulas y escuelas	200
Bibliotecas	
Áreas de lectura	200
Depósito de libros	600
Almacenes	
Minoristas	350
Mayoristas	500
Estacionamientos y garajes	
Automóviles	250
Vehículos pesados	Según el vehículo
Rampas de uso colectivo	750
Corredores de circulación	500
Servicio y reparación	500

Continuación tabla XVI...

Bodegas	
Cargas livianas	400
Cargas pesadas	1200
Fábricas	
Cargas livianas	400
Cargas pesadas	600
Azoteas de concreto con acceso	200
Azoteas sin acceso, horizontales o inclinadas	100
Azoteas inclinadas a más de 20 grados sobre la proyección horizontal	75
Cubiertas livianas	50
Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, etc. (aplica a la estructura que soporta la cubierta final)	

Fuente: Arthur H Nilson. Diseño de estructuras de concreto. p. 10.

Cargas muertas (CM)

Son aquellas cargas que permanecen constantes, inamovibles y permanentes dentro de una estructura, generalmente están constituidas por el peso propio de los elementos que integran la estructura, tales como losas, vigas, columnas, instalaciones (hidráulicas, eléctricas, entre otras), equipos fijos incorporados a la edificación, etc.

A continuación se presentan las respectivas fórmulas y datos para el cálculo del peso total de cada uno de los elementos constructivos de dicho proyecto.

$$\begin{aligned}
W_{\text{total}} &= W_{\text{nivel1}} + W_{\text{nivel2}} \\
W_{\text{nivel}} &= W_{\text{losa}} + W_{\text{vigas}} + W_{\text{columnas}} + W_{\text{acabados}} + W_{\text{mezclón}} + W_{\text{sc}} + W_{\text{muros}} \\
W_{\text{losa}} &= \text{área de construcción} * t * \gamma_{\text{conc}} \\
W_{\text{vigas}} &= b_v * h_v * L_{\text{total}} * \gamma_{\text{conc}} \\
W_{\text{columnas}} &= b_c * h_c * L_{\text{col}} * \gamma_{\text{conc}} \\
W_{\text{muros}} &= \text{área de muros} * \gamma_{\text{muros}} \\
W_{\text{acabados}} &= \text{área de muros} * \gamma_{\text{acabados}} \\
W_{\text{mezclón}} &= \text{área de construcción} * \gamma_{\text{mezclón}} \\
W_{\text{sc}} &= \text{área de construcción} * \gamma_{\text{sc}}
\end{aligned}$$

Cálculo del peso de la estructura

Datos:

$$\begin{aligned}
\gamma_{\text{acabados}} &= 60 \text{ kg/m}^2 \\
\gamma_{\text{mezclón2}} &= 25 \text{ kg/m}^2 \\
\gamma_{\text{mezclón1}} &= 75 \text{ kg/m}^2 \\
\gamma_{\text{muros}} &= 100 \text{ kg/m}^2 \\
\gamma_{\text{sc}} &= 100 \text{ kg/m}^2 \\
L_{\text{c2}} &= 3,00 \text{ m} \\
L_{\text{c1}} &= 4,50 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\text{Área de construcción} = 10,00 * 12,00 = 120 \text{ m}^2$$

$$\Sigma \text{ longitud de vigas} = 5 * 10,00 + 4 * 12,00 = 88,00 \text{ m}$$

$$\text{Área de muros} = \text{perímetro de construcción} * h_{\text{nivel}}$$

$$\text{Área de muros segundo nivel} = (2 * 10,00 + 2 * 12,00) * 3,00 / 2 = 66 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de muros primer nivel} = 66,00 + (2 * 10,00 + 2 * 12,00) * 3,00 / 2 = 165 \text{ m}^2$$

Segundo nivel:

$$W_{\text{losa}} = 120 * 0,10 * 2400 = 28\ 800 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = 0,20 * 0,35 * 88,00 * 2400 = 14\ 787 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = 0,30 * 0,30 * 3,00 * 16 * 2400 = 10\ 368 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros}} = 66 * 100 = 6600 \text{ kg}$$

$$W_{\text{acabados}} = 66 * 60 = 3960 \text{ kg}$$

$$W_{\text{mezclón2}} = 120 * 25 = 3000 \text{ kg}$$

$$W_{\text{sc}} = 120 * 100 = 12\ 000 \text{ kg}$$

$$\text{Total de carga muerta } (W_{\text{CM}}) = 79\ 512 \text{ kg}$$

$$\text{Carga viva } (W_{\text{CV}}) = CV * \text{área de construcción} = 150 * 120 = 18\ 000 \text{ kg}$$

$$W_{\text{nivel2}} = W_{\text{CM}} + 0,25 * W_{\text{CV}} = 79\ 512 + 0,25 * 18\ 000 = 84\ 012 \text{ kg}$$

Primer nivel:

$$W_{\text{losa}} = 120 * 0,10 * 2400 = 28\ 800 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = 0,25 * 0,40 * 88,00 * 2400 = 21\ 120 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = 0,35 * 0,35 * 4,50 * 16 * 2400 = 21\ 168 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros}} = 165 * 100 = 16\ 500 \text{ kg}$$

$$W_{\text{acabados}} = 165 * 60 = 9900 \text{ kg}$$

$$W_{\text{mezclón1}} = 120 * 75 = 9000 \text{ kg}$$

$$W_{\text{sc}} = 120 * 100 = 12\ 000 \text{ kg}$$

$$\text{Total de carga muerta } (W_{\text{CM}}) = 118\ 488 \text{ kg}$$

$$\text{Carga viva } (W_{\text{CV}}) = CV * \text{área de construcción} = 500 * 120 = 60\ 000 \text{ kg}$$

$$W_{\text{nivel1}} = W_{\text{CM}} + 0,25 * W_{\text{CV}} = 118\ 488 + 0,25 * 60\ 000 = 133\ 488 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{nivel1}} + W_{\text{nivel2}} = 133\ 488 + 84\ 012 = 217\ 500 \text{ kg}$$

Integración de cargas para vigas

Segundo nivel:

Datos:

$$Y_{\text{acabados}} = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$Y_{\text{mezclón2}} = 25 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{muros}} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$Y_{\text{sc}} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$H_{\text{muros2}} = \frac{L_{c2}}{2} = \frac{3,00}{2} = 1,50 \text{ m}$$

$$CM = W_{\text{losa}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{acabados}} + W_{\text{mezclón2}} + W_{\text{sc}} + W_{\text{muros(perimetales)}}$$

$$CM = (A_t * t + b_v * h_v * L_v) * Y_{\text{conc}} + A_t * Y_{\text{acabados}} + A_t * Y_{\text{mezclón2}} + A_t * Y_{\text{sc}} +$$

$$H_{\text{muros2}} * L_v * Y_{\text{muros}}$$

$$CV = A_t * CV$$

Eje X:

Para vigas de 3,50 m:

$$\text{Perimetales, } A_t = 2,92 \text{ m}^2$$

$$CM = (2,92 * 0,10 + 0,20 * 0,35 * 3,50) * 2400 + 2,92 * 60 + 2,92 * 25 +$$

$$2,92 * 100 + 3,50 * 1,50 * 100 = 2354 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{dist}} = 2354 / 3,50 = 672,57 \text{ kg/m}$$

$$CV = 2,92 * 150 = 438 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{dist}} = 438 \text{ kg} / 3,50 = 125,14 \text{ kg/m}$$

$$\text{Interiores, } A_t = 5,82 \text{ m}^2$$

$$CM = (5,82 * 0,10 + 0,20 * 0,35 * 3,50) * 2400 + 5,82 * 60 + 5,82 * 25 + 5,82 * 100 = 3 061,5 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{dist}} = 3 061,5 / 3,50 = 874,71 \text{ kg/m}$$

$$CV = 5,82 * 150 = 873 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{dist}} = 873 / 3,50 = 249,43 \text{ kg/m}$$

Para vigas de 3,00 m:

$$\text{Perimetrales, } A_t = 2,14 \text{ m}^2$$

$$CM = (2,14 * 0,10 + 0,20 * 0,35 * 3,00) * 2400 + 2,14 * 60 + 2,14 * 25 + 2,14 * 100 + 3,00 * 1,50 * 100 = 1 863,5 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{dist}} = 1 863,5 / 3,00 = 621,17 \text{ kg/m}$$

$$CV = 2,14 * 150 = 321 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{dist}} = 321 / 3,00 = 107 \text{ kg/m}$$

$$\text{Interiores, } A_t = 4,27 \text{ m}^2$$

$$CM = (4,27 * 0,10 + 0,20 * 0,35 * 3,00) * 2400 + 4,27 * 60 + 4,27 * 25 + 4,27 * 100 = 2 318,75 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{dist}} = 2 318,75 / 3,00 = 772,92 \text{ kg/m}$$

$$CV = 4,27 * 150 = 640,5 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{dist}} = 640,5 / 3,00 = 213,5 \text{ kg/m}$$

Eje Y:

Para vigas de 4,25 m:

$$\text{Perimetrales, } A_t = 4,54 \text{ m}^2$$

$$CM = (4,54 * 0,10 + 0,20 * 0,35 * 4,25) * 2400 + 4,54 * 60 + 4,54 * 25 +$$

$$4,54 * 100 + 4,25 * 1,50 * 100 = 3,281 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{dist}} = 3281 / 4,25 = 772 \text{ kg/m}$$

$$CV = 4,54 * 150 = 681 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{dist}} = 681 \text{ kg} / 4,25 \text{ m} = 160,24 \text{ kg/m}$$

$$\text{Interiores, } A_t = 8,77 \text{ m}^2$$

$$CM = (8,77 * 0,10 + 0,20 * 0,35 * 4,25) * 2400 + 8,77 * 60 + 8,77 * 25 + 8,77 * 100 = 4\,441,25 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{dist}} = 4\,441,25 / 4,25 = 1\,045 \text{ kg/m}$$

$$CV = 8,77 * 150 = 1\,315,5 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{dist}} = 1\,315,5 / 4,25 = 309,53 \text{ kg/m}$$

Para vigas de 3,50 m:

$$\text{Perimetrales, } A_t = 3,06 \text{ m}^2$$

$$CM = (3,06 * 0,10 + 0,20 * 0,35 * 3,50) * 2400 + 3,06 * 60 + 3,06 * 25 + 3,06 * 100 + 3,50 * 1,50 * 100 = 2\,413,5 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{dist}} = 2\,413,5 / 3,50 = 689,57 \text{ kg/m}$$

$$CV = 3,06 * 150 = 459 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{dist}} = 459 / 3,50 = 131,14 \text{ kg/m}$$

$$\text{Interiores, } A_t = 6,06 \text{ m}^2$$

$$CM = (6,06 * 0,10 + 0,20 * 0,35 * 3,50) * 2400 + 6,06 * 60 + 6,06 * 25 + 6,06 * 100 = 3\,163,5 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{dist}} = 3\,163,5 / 3,50 = 903,86 \text{ kg/m}$$

$$CV = 6,06 * 150 = 909 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{dist}} = 909 / 3,50 = 259,71 \text{ kg/m}$$

Primer nivel:

Datos:

$$Y_{\text{acabados}} = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$Y_{\text{mezclón1}} = 75 \text{ kg/m}^2 \text{ (piso)}$$

$$Y_{\text{muros}} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$Y_{\text{sc}} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$H_{\text{muros1}} = \frac{L_{c2}}{2} + \frac{L_{c1}}{2} = \frac{3,00}{2} + \frac{4,50}{2} = 3,75 \text{ m}$$

$$CV = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = W_{\text{losa}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{acabados}} + W_{\text{mezclón1}} + W_{\text{sc}} + W_{\text{muros(perimetales)}}$$

$$CM = (A_t * t + b * h * L) * Y_{\text{conc}} + A_t * Y_{\text{acabados}} + A_t * Y_{\text{mezclón1}} + A_t * Y_{\text{sc}} +$$

$$H_{\text{muros1}} * L_{\text{viga}} * Y_{\text{muros}}$$

$$CV = A_t * CV$$

Eje X:

Para vigas de 3,50 m:

$$\text{Perimetrales, } A_t = 2,91 \text{ m}^2$$

$$CM = (2,91 * 0,10 + 0,20 * 0,35 * 3,50) * 2400 + 2,91 * 60 + 2,91 * 75 + 2,91 * 100 + 3,50 * 3,75 * 100 = 3,534,75 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{dist}} = 3,534,75 / 3,50 = 1\ 009,93 \text{ kg/m}$$

$$CV = 2,91 * 500 = 1\ 455 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{dist}} = 1\ 455 / 3,50 = 415,71 \text{ kg/m}$$

$$\text{Interiores, } A_t = 5,82 \text{ m}^2$$

$$CM = (5,82 * 0,10 + 0,20 * 0,35 * 3,50) * 2400 + 5,82 * 60 + 5,82 * 75 +$$

$$5,82 * 100 = 3\ 604,5 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{dist}} = 3\ 604,5 / 3,50 = 1\ 029,83 \text{ kg/m}$$

$$CV = 5,82 * 500 = 2\ 910 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{dist}} = 2\ 910 / 3,50 = 831,43 \text{ kg/m}$$

Para vigas de 3,00 m:

$$\text{Perimetrales, } A_t = 2,14 \text{ m}^2$$

$$CM = (2,14 * 0,10 + 0,20 * 0,35 * 3,00) * 2400 + 2,14 * 60 + 2,14 * 75 + 2,14 * 100 + 3,00 * 3,75 * 100 = 2\ 861,5 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{dist}} = 2\ 861,5 / 3,00 = 953,83 \text{ kg/m}$$

$$CV = 2,14 * 500 = 1070 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{dist}} = 1\ 070 / 3,00 = 356,67 \text{ kg/m}$$

$$\text{Interiores, } A_t = 4,27 \text{ m}^2$$

$$CM = (4,27 * 0,10 + 0,20 * 0,35 * 3,00) * 2400 + 4,27 * 60 + 4,27 * 75 + 4,27 * 100 = 2\ 748,25 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{dist}} = 2\ 748,25 / 3,00 = 916,08 \text{ kg/m}$$

$$CV = 4,27 \text{ m}^2 * 500 = 2135 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{dist}} = 2135 / 3,00 = 711,67 \text{ kg/m}$$

Eje Y:

Para vigas de 4,25 m:

$$\text{Perimetrales, } A_t = 4,54 \text{ m}^2$$

$$CM = (4,54 * 0,10 + 0,20 * 0,35 * 4,25) * 2400 + 4,54 * 60 + 4,54 * 75 + 4,25 * 3,75 * 100 + 4,54 * 100 = 4\ 770,25 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{dist}} = 4\ 770,25 / 4,25 = 1\ 122,41 \text{ kg/m}$$

$$CV = 4,54 * 500 = 2270 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{dist}} = 2270 / 4,25 = 534,12 \text{ kg/m}$$

$$\text{Interiores, } A_t = 8,77 \text{ m}^2$$

$$CM = (8,77 * 0,10 + 0,20 * 0,35 * 4,25) * 2400 + 8,77 * 60 + 8,77 * 75 + 8,77 * 100 = 5 185,75 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{dist}} = 5 185,75 / 4,25 = 1 220,18 \text{ kg/m}$$

$$CV = 8,77 * 500 = 4 385 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{dist}} = 4 385 / 4,25 = 1 031,76 \text{ kg/m}$$

Para vigas de 3,50 m:

$$\text{Perimetrales, } A_t = 3,06 \text{ m}^2$$

$$CM = (3,06 * 0,10 + 0,20 * 0,35 * 3,50) * 2400 + 3,06 * 60 + 3,06 * 75 + 3,50 * 3,75 * 100 + 3,06 * 100 = 3606 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{dist}} = 3606 / 3,50 = 1 030,29 \text{ kg/m}$$

$$CV = 3,06 * 500 = 1530 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{dist}} = 1530 / 3,50 = 437,14 \text{ kg/m}$$

$$\text{Interiores, } A_t = 6,06 \text{ m}^2$$

$$CM = (6,06 * 0,10 + 0,20 * 0,35 * 3,50) * 2400 + 6,06 * 60 + 6,06 * 75 + 6,06 * 100 = 3 718,5 \text{ kg}$$

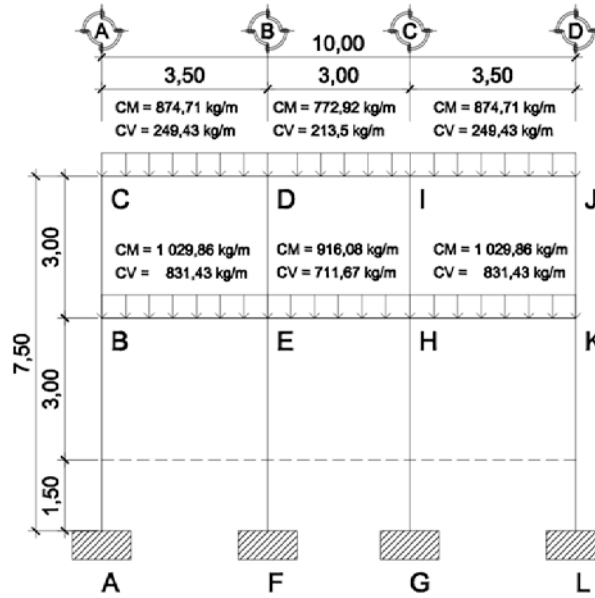
$$CM_{\text{dist}} = 3 718,5 / 3,50 = 1 062,43 \text{ kg/m}$$

$$CV = 6,06 * 500 = 3030 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{dist}} = 3030 / 3,50 = 865,71 \text{ kg/m}$$

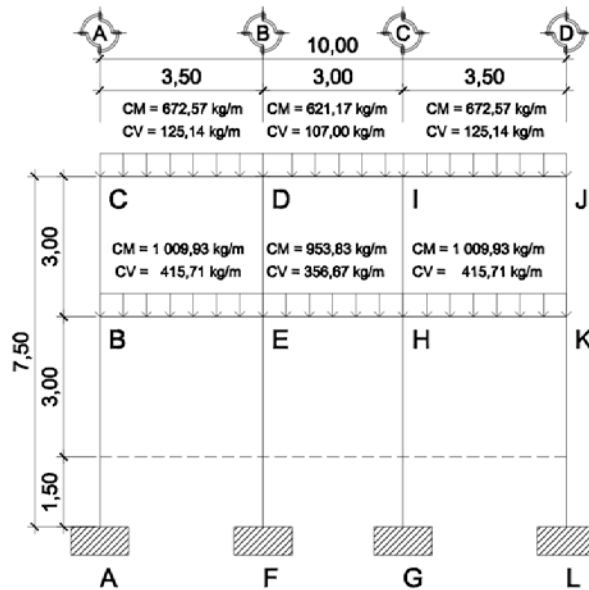
En las siguientes figuras se muestra el resumen de las cargas distribuidas (carga muerta y carga viva), en kilogramos por metro, para ambos niveles y todos los marcos.

Figura 23. **Cargas distribuidas para marcos 2 y 3**



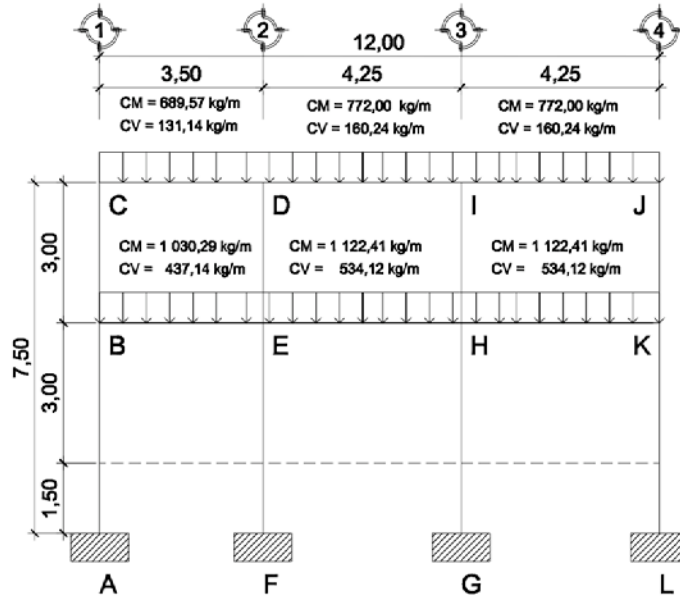
Fuente: elaboración propia.

Figura 24. **Cargas distribuidas para marcos 1 y 4**



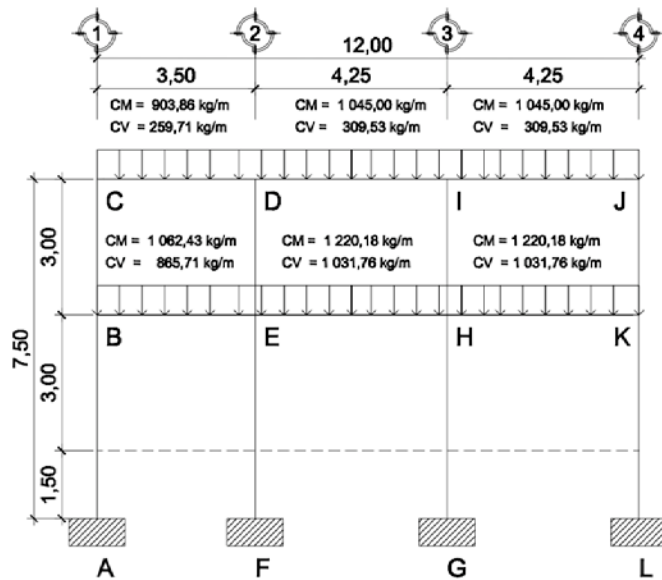
Fuente: elaboración propia.

Figura 25. **Cargas distribuidas para marcos A y D**



Fuente: elaboración propia.

Figura 26. **Cargas distribuidas para marcos B y C**



Fuente: elaboración propia.

- Cargas horizontales

De este tipo de cargas, existen dos fuerzas horizontales a las que está expuesto el edificio: viento y sismo. Generalmente, se considera en el análisis estructural únicamente una de las dos, ya que los fenómenos naturales que las provocan no se presentan simultáneamente. Guatemala es un país con riesgo sísmico, por tal razón, para diseñar los edificios se toma en cuenta este fenómeno.

Para encontrar el corte basal se realizó una comparación de resultados entre el método SEAOC del reglamento UBC 85 y la sección 1630 del código UBC 1997 y se tomó el más crítico, para determinar las fuerzas horizontales, de la siguiente manera:

Cálculo del corte basal

Primer método:

El corte basal (V) es la fuerza sísmica que el suelo transmite en la base del edificio, el cual está dado por la siguiente fórmula:

$$V = Z * I * K * C * S * W$$

donde:

Z = Coeficiente de riesgo sísmico que depende de la zona = 1,00 para zona 3

I = Coeficiente que depende de la importancia de la estructura, después de un evento sísmico = 1,25

S = Coeficiente que depende del suelo de cimentación = 1,50

C = Coeficiente ligado al período de vibración de la estructura

K = Coeficiente para marco espacial dúctil 100% resistente a carga sísmica = 0,67

$$W = \text{Peso propio de la estructura} + 0,25 \cdot W_{CV}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{nivel2}} + W_{\text{nivel1}} = 84\,012 + 133\,488 = 217\,500 \text{ kg}$$

El sismo no actúa en una dirección determinada con respecto al edificio, por tal razón, se necesita evaluar el corte basal en las direcciones X y Y, longitudinal y transversal respectivamente. Con los valores resultantes, se puede diseñar el edificio contra un sismo en cualquier dirección.

El valor del coeficiente ligado al período de vibración de la estructura (C) depende del período natural fundamental de vibración de la estructura (T) y debe ser menor o igual que 0,12. Se determinó en el sentido X y en el sentido Y, de la siguiente manera:

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

$$T = \frac{0,0906 \cdot h_n}{\sqrt{b_{\text{eje}}}}$$

donde:

h_n = Altura del edificio

b_{eje} = Base del eje que se está analizando

Sentido X

$$h_n = 7,50 \text{ m}; \quad b_{\text{eje}} = 10,00 \text{ m}$$

$$T_x = \frac{0,0906 \cdot 7,50}{\sqrt{10,00}} = 0,2149 \text{ s}$$

$$C_x = \frac{1}{15\sqrt{0,2149}} = 0,14$$

Sentido Y

$$h_n = 7,50 \text{ m}; \quad b_{\text{eje}} = 12,00 \text{ m}$$

$$T_y = \frac{0,0906 * 7,50}{\sqrt{12,00}} = 0,1962 \text{ s}$$

$$C_y = \frac{1}{15\sqrt{0,1962}} = 0,15$$

Ya que $C_x > 0,12$ y $C_y > 0,12$, se tomará el valor $C = 0,12$, asimismo el producto de C y S no puede ser mayor a $0,14$; por lo que se utilizó este último en ambos sentidos.

Cálculo del corte basal:

$$V_x = V_y = Z * I * K * C * S * W = 1,00 * 1,25 * 0,67 * 0,14 * 217\ 500 = 25\ 501,88 \text{ kg}$$

Segundo método:

Caso 1:

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

Caso 2:

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

Caso 3:

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

Caso 4:

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

donde:

R = Coeficiente numérico representativo de la sobre resistencia inherente y capacidad de ductilidad global de los sistemas resistentes a fuerzas laterales = 8,50

C_a = Coeficiente sísmico con tipo de perfil de suelo $S_D = 0,44 * N_a$

C_v = Coeficiente sísmico con tipo de perfil de suelo $S_D = 0,64 * N_v$

N_a = Factor de cercanía a la fuente de origen, ≥ 10 km = 1,00

N_v = Factor de cercanía de la fuente, relativo a la proximidad de la edificación o estructura a fallas con magnitudes y tasas de deslizamiento, ≥ 15 km = 1,00

I = Factor de importancia de estructuras para destinos estándares = 1,00

Z = Factor de zona sísmica, Guatemala se considera en la zona 4 = 0,40

W = Peso total de la estructura = 217 500 kg

El período de la estructura se determina con la siguiente fórmula:

$$T = C_t * h_n^{\frac{3}{4}}$$

donde:

h_n = Altura del edificio = 7,50 m

C_t = Coeficiente numérico para el cálculo del período, en pórticos de concreto armado resistentes a momentos usar 0,0731

$$T = 0,0731 * 7,50^{\frac{3}{4}} = 0,33 \text{ s}$$

Cálculo de corte basal para todos los casos:

$$V_1 = \frac{0,64 * 1,00 * 217\ 500}{8,50 * 0,33} = 49\ 431,86 \text{ kg}$$

$$V_2 = \frac{2,5 * 0,44 * 1,00 * 1,00 * 217\ 500}{8,50} = 28\ 147,06 \text{ kg}$$

$$V_3 = 0,11 * 0,44 * 1,00 * 217\ 500 = 10\ 527 \text{ kg}$$

$$V_4 = \frac{0,8 * 0,40 * 1,00 * 1,00 * 217\ 500}{8,50} = 8\ 188,24 \text{ kg}$$

Se debe recordar que el caso 1 no debe exceder el caso 2 y no debe ser menor que el caso 3, además, no debe ser menor que el caso 4. Finalmente el corte basal es 28 147,06 kilogramos.

Repartición de fuerzas por niveles

El corte basal más crítico se obtuvo del segundo método, este es el que se utilizará para encontrar las fuerzas por marco; se distribuirá uniformemente en cada piso y en ambos sentidos, con las siguientes fórmulas:

$$F_t = 0,07 * T * V$$

$$F_{n_i} = \frac{(V - F_t) * W_i * h_i}{\sum(W_i * h_i)}$$

donde:

h_i = Altura de cada nivel

V = Corte basal

F_t = Fuerza en la cúspide, si el período natural de vibración (T) es menor que 0,25 s, entonces, $F_t = 0$, de lo contrario se lo debe calcular

F_{n_i} = Fuerza por nivel

W_i = Peso de cada nivel

Según lo que se calculó anteriormente con el período (T), se sabe que $F_t = 0$, ya que T_x y $T_y < 0,25$ con el primer método, por lo que se calcula solo la fuerza por nivel.

Fuerza por nivel

$$W_{total} = W_{nivel2} + W_{nivel1} = 84\ 012 + 133\ 488 = 217\ 500\ \text{kg}$$

Segundo nivel:

$$Fn_{2x} = Fn_{2y} = \frac{28\,147,06 * 84\,012 * 7,50}{84\,012 * 7,50 + 133\,488 * 4,50} = 14\,409,64 \text{ kg}$$

Primer nivel:

$$Fn_{1x} = Fn_{1y} = \frac{28\,147,06 * 133\,488 * 4,50}{84\,012 * 7,50 + 133\,488 * 4,50} = 13\,733,42 \text{ kg}$$

Como comprobación:

$$V = F_t + F_2 + F_1 = 0 + 14\,409,64 + 13\,733,42 = 28\,143,06 \text{ kg}$$

Determinación del centro de rigidez

Segundo nivel:

Rigidez para columna cuadrada:

$$K_c = \frac{1}{\frac{F * h_c^3}{3 * E_c * I} + \frac{1,2 * F * h_c}{A * G}}$$

donde:

h_c = Altura de la columna [cm]

A = Área de la sección

F = Fuerza de nivel = F_{ni}

I = Inercia de la sección = $\frac{1}{12} * h_c^4$

G = Módulo de cortante, $G = 0,40 * E_c$

E_c = Módulo de elasticidad del concreto = $15\,100 * \sqrt{f_c}$

$$K_c = \frac{1}{\frac{14\,409,64 * 300^3}{3 * 15\,100 * \sqrt{210} * \frac{30 * 30^3}{12}} + \frac{1,2 * 14\,409,64 * 300}{30 * 30 * 0,4 * 15\,100 * \sqrt{210}}} = 0,113$$

Para determinar el centro de rigidez se empleó la siguiente fórmula:

$$C_r = \frac{\sum K_m * L}{\sum K_m}$$

donde:

L = Distancia del origen hacia el eje del marco en cuestión

K_m = Rigidez del marco en cuestión = No. columnas cuadradas * K_c

Tabla XVII. Centro de rigidez en el sentido X, nivel 2

Marco	No. Col.	K _c	K _m	L [m]	K _m * L
A	4	0,0793	0,3172	0,00	0,00
B	4	0,0793	0,3172	3,50	1,1102
C	4	0,0793	0,3172	6,50	2,0618
D	4	0,0793	0,3172	10,00	3,1720
Σ			1,2688		6,3440

Fuente: elaboración propia.

$$C_{r_x} = \frac{6,3440}{1,2688} = 5,00 \text{ m}$$

Tabla XVIII. Centro de rigidez en el sentido Y, nivel 2

Marco	No. Col.	K _c	K _m	L [m]	K _m * L
1	4	0,0793	0,3172	0,00	0,0000
2	4	0,0793	0,3172	3,50	1,1102
3	4	0,0793	0,3172	7,75	2,4583
4	4	0,0793	0,3172	12,00	3,8064
Σ			1,2688		7,3749

Fuente: elaboración propia.

$$C_{ry} = \frac{7,3749}{1,2688} = 5,81 \text{ m}$$

Primer nivel:

Este nivel se supondrá empotrado, por lo tanto, para determinar la rigidez de las columnas se utiliza la siguiente expresión:

$$K_c = \frac{1}{\frac{F * h_c^3}{12 * E_c * I} + \frac{1,2 * F * h_c}{A * G}}$$

$$K_c = \frac{1}{\frac{13\,737,42 * 450^3}{12 * 15\,100 * \sqrt{210} * \frac{35 * 35^3}{12}} + \frac{1,2 * 13\,737,42 * 450}{35 * 35 * 0,4 * 15\,100 * \sqrt{210}}} = 0,2576$$

Tabla XIX. **Centro de rigidez en el sentido X, nivel 1**

Marco	No. Col.	K_c	K_m	L [m]	K_m * L
A	4	0,1813	0,7252	0,00	0,0000
B	4	0,1813	0,7252	3,50	2,5382
C	4	0,1813	0,7252	6,50	4,7138
D	4	0,1813	0,7252	10,00	7,2520
			∑	2,9008	14,5040

Fuente: elaboración propia.

$$Cr_x = \frac{14,5040}{2,9008} = 5,00 \text{ m}$$

Tabla XX. **Centro de rigidez en sentido Y, nivel 1**

Marco	No. Col.	K_c	K_m	L [m]	K_m * L
1	4	0,1813	0,7252	0,00	0,0000
2	4	0,1813	0,7252	3,50	2,5382
3	4	0,1813	0,7252	7,75	5,6203
4	4	0,1813	0,7252	12,00	8,7024
			∑	2,9008	16,8609

Fuente: elaboración propia.

$$Cr_y = \frac{16,8609}{2,9008} = 5,81 \text{ m}$$

En las tablas anteriores, se presentan los cálculos tabulados de cada marco para determinar los centros de rigidez en cada nivel, los cuales son:

$$Cr_2 = (5,81 \text{ m} ; 5,00 \text{ m})$$

$$Cr_1 = (5,81 \text{ m} ; 5,00 \text{ m})$$

Determinación del centro de masa

$$C_m = \frac{b_{eje}}{2}$$

La planta es simétrica en el eje X, por lo tanto:

$$C_{m_x} = \frac{10,00}{2} = 5,00 \text{ m} \quad C_{m_y} = \frac{12,00}{2} = 6,00 \text{ m}$$

Para el eje Y, no es simétrica, por lo tanto, se tomaron las excentricidades mínimas para ambos ejes.

Torsión

Considerar excentricidades mínimas del 5 por ciento respecto a cada eje.

Excentricidad de diseño:

$$e_1 = |C_m - C_r| + 0,05 * b_{eje}$$

$$e_2 = |C_m - C_r| - 0,05 * b_{eje}$$

$$e_{x1} = |5,00 - 5,00| + 0,05 * 10,00 = 0,50 \text{ m}$$

$$e_{x2} = |5,00 - 5,00| - 0,05 * 10,00 = -0,50 \text{ m}$$

$$e_{y1} = |6,00 - 5,81| + 0,05 * 12,00 = 0,79 \text{ m}$$

$$e_{y2} = |6,00 - 5,81| - 0,05 * 12,00 = -0,41 \text{ m}$$

Por consideraciones de diseño, se tomaron los valores positivos.

Fuerza por marcos

En las siguientes tablas se presentan los cálculos tabulados para determinar la fuerza horizontal, en kilogramos, para cada marco en ambos niveles.

Tabla XXI. **Fuerzas de marcos literales, nivel 2**

Marco	K_m	d_i	$K_m * d_i$	$K_m * d_i^2$	E_i	F'_i	F''_i	F_m
A	0,32	-5,00	-1,59	7,93	-10,90	3 602,41	-660,99	4 263,40
B	0,32	-1,50	-0,48	0,71	-36,33	3 602,41	-198,30	3 800,71
C	0,32	1,50	0,48	0,71	36,33	3 602,41	198,30	3 800,71
D	0,32	5,00	1,59	7,93	10,90	3 602,41	660,99	4 263,40
Σ	1,27			17,29				

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXII. **Fuerzas de marcos numéricos, nivel 2**

Marco	K_m	d_i	$K_m * d_i$	$K_m * d_i^2$	E_i	F'_i	F''_i	F_m
1	0,32	-5,81	-1,84	10,71	-13,97	3 602,41	-814,80	4 417,21
2	0,32	-2,31	-0,73	1,69	-35,14	3 602,41	-323,96	3 926,37
3	0,32	1,94	0,62	1,19	41,84	3 602,41	272,07	3 874,48
4	0,32	6,19	1,96	12,15	13,11	3 602,41	868,09	4 470,50
Σ	1,27			25,75				

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIII. **Fuerzas de marcos literales, nivel 1**

Marco	K_m	d_i	$K_m * d_i$	$K_m * d_i^2$	E_i	F'_i	F''_i	F_m
A	1,28	-5,00	-6,40	31,98	-10,90	3 434,36	-630,16	4 064,51
B	1,28	-1,50	-1,92	2,88	-36,33	3 434,36	-189,05	3 623,40
C	1,28	1,50	1,92	2,88	36,33	3 434,36	189,05	3 623,40
D	1,28	5,00	6,40	31,98	10,90	3 434,36	630,16	4 064,51
Σ	5,12			69,72				

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIV. **Fuerzas de marcos numéricos, nivel 1**

Marco	K_m	d_i	$K_m * d_i$	$K_m * d_i^2$	E_i	F'_i	F''_i	F_m
1	1,28	-5,81	-7,43	43,18	-13,97	3 434,36	-776,79	4 211,14
2	1,28	-2,31	-2,96	6,83	-35,14	3 434,36	-308,84	3 743,20
3	1,28	1,94	2,48	4,81	41,84	3 434,36	259,38	3 693,73
4	1,28	6,19	7,92	49,01	13,11	3 434,36	827,59	4 261,95
Σ	5,12			103,84				

Fuente: elaboración propia.

Las ecuaciones utilizadas para calcular las fuerzas por marcos fueron:

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

$$F'_i = \frac{K_m * F}{\sum K_m}$$

$$F''_i = \frac{e * F}{E_i}$$

$$F_m = F'_i \pm F''_i$$

donde:

d_i = Distancia del centro de rigidez al eje [m]

e = Excentricidad [m]

F''_i = Fuerza o corte inducido por sismo

F'_i = Fuerza o corte traslacional

F_m = Fuerza por marco

F = Fuerza por nivel

K_m = Rigidez del marco o nivel que se está analizando

E_i = Relación entre rigideces y brazo de cada marco

Si el valor de $F_m < F'_i$, se debe de tomar F'_i como la fuerza del marco. Si el valor de $F_m > F'_i$, F_m será el valor del marco analizado. Lo anterior es posible, si existe una excentricidad directa distinta de cero, en este caso, para el eje X se tiene una excentricidad directa igual a cero. Entonces, solo se tomará la excentricidad mínima y además F_m será la sumatoria de los valores absolutos de $F'_i + F''_i$.

Desplazamientos relativos de piso

El código UBC 1997, en la sección 1630.10.1, recomienda que los desplazamientos relativos de los pisos se calculen utilizando el desplazamiento de respuesta inelástica máxima y el mismo debe calcularse como sigue:

$$\Delta_m = 0,70 * R * \Delta_s$$

donde:

R = Coeficiente numérico representativo de la sobre resistencia inherente y capacidad de ductilidad global de los sistemas resistentes a fuerzas laterales, como se estable en las tablas 16-N o 16-P del UBC 1997, en este caso utilizar 8,50

Δ_s = Deriva provocada por flexión y corte

Para el cálculo de esta última, se recordará que las secciones de las columnas son de 30 centímetros x 30 centímetros en el segundo nivel y 35 centímetros x 35 centímetros en el primero (ver numeral 2.2.4.1), por lo que se debe calcular el ancho de núcleo (t) y el peralte efectivo (d) de la columna correctamente para la siguiente fórmula:

$$\Delta_s = \left[\frac{3 * N * H}{d} + \left(\frac{H}{d} \right)^3 \right] * \frac{F_m}{t * E_c}$$

donde:

H = Altura del nivel en cuestión

t = Ancho de núcleo de columna

N = Número de marcos por nivel analizado

d = Peralte efectivo de columna

En la sección 1630.10.2 del código UBC 1997, se requiere que el desplazamiento relativo del piso calculado, utilizando el desplazamiento de respuesta inelástica máxima (Δ_m), no debe exceder 0,025 veces la altura del piso, para estructuras que tengan un período fundamental menor de 0,70 segundos. Para estructuras que tengan un período fundamental de 0,70 segundos o mayor, no debe exceder de 0,020 veces la altura del piso.

En las tablas XXV y XXVI se muestra el desplazamiento máximo de piso por nivel y en ambos sentidos.

Tabla XXV. **Desplazamiento máximo por nivel, marco 3**

Nivel	d [cm]	t [cm]	H [cm]	E_c [kg/cm²]	F_m [kg]	N	Δ_s [cm]	Δ_m [cm]	0,025 * H [cm]
2	25,00	30,00	300,00	218 819,79	3 874,48	4,00	1,10	6,57	7,50
1	30,00	35,00	450,00	218 819,79	3 693,73	4,00	1,71	10,20	11,25

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVI. **Desplazamiento máximo por nivel, marco B**

Nivel	d [cm]	t [cm]	H [cm]	E_c [kg/cm²]	F_m [kg]	N	Δ_s [cm]	Δ_m [cm]	0,025 * H [cm]
2	25,00	30,00	300,00	218 819,79	3 800,71	4,00	1,08	6,45	7,50
1	30,00	35,00	450,00	218 819,79	3 623,40	4,00	1,68	10,01	11,25

Fuente: elaboración propia.

Como se puede apreciar en las tablas anteriores, para cada marco la deriva máxima es menor que 0,025 veces la altura del piso, por lo que las secciones de las columnas son las adecuadas.

Con la deriva, se puede decidir si las secciones de columna son las correctas o si es necesario cambiarlas. Si se aumentan las secciones, se tendrá una deriva más pequeña y las columnas serán robustas (más rígidas) y, probablemente, para el cálculo se tomarán como cortas; pero, si al contrario, se disminuyen las secciones, se obtendrán columnas esbeltas y la deriva será mayor. Estas variaciones pueden ocurrir, siempre que no se exceda la deriva máxima; en este caso, se dan por aceptadas las secciones de las columnas.

Determinación de la naturaleza de los marcos

El código ACI 318-05, en la sección 10.11.4.2, permite suponer que un piso sea arriostrado (sin desplazamiento lateral) si se cumple con la siguiente ecuación, de lo contrario se supone no arriostrado (con desplazamiento lateral).

$$Q = \frac{\sum P_u * \Delta_o}{V_u * L_c} \leq 0,05$$

donde:

ΣP_u = Carga vertical total mayorada en el piso correspondiente

V_u = Corte total mayorado en el piso correspondiente

Δ_o = Desplazamiento relativo de primer orden

Q = Índice de estabilidad

L_c = Longitud de columna, medida entre los ejes de los nudos del pórtico

En las tablas XXVII y XXVIII se presenta el cálculo del índice de estabilidad por nivel y en ambos sentidos.

Tabla XXVII. Índice de estabilidad, marco 3

Nivel	P_u [kg]	V_u [kg]	Δ_o [cm]	L [cm]	Q	Piso
2	75 600,00	3 874,48	6,57	300,00	0,43	No arriostrado
1	178 500,00	7 568,21	10,20	450,00	0,53	No arriostrado

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVIII. Índice de estabilidad, marco B

Nivel	P_u [kg]	V_u [kg]	Δ_o [cm]	L [cm]	Q	Piso
2	75 600,00	3 800,71	6,45	300,00	0,43	No arriostrado
1	178 500,00	7 424,11	10,01	450,00	0,53	No arriostrado

Fuente: elaboración propia.

Como se puede apreciar en las tablas anteriores, para cada marco, el índice de estabilidad es mayor que 0,05; entonces, los marcos se consideran no arriostrados (con desplazamiento lateral).

El resumen de las cargas horizontales y verticales, con las cuales se inicia el diseño estructural, se muestra en la siguiente tabla.

Tabla XXIX. Cargas de diseño

Viga	L_u [m]	CM_{dist} [kg/m]	CV_{dist} [kg/m]	FM [kg]
Ejes 1 y 4 (perimetrales sentido X)				
V_{BE}	3,50	1 009,93	415,71	4 261,95
V_{EH}	3,00	953,83	356,67	4 261,95
V_{HK}	3,50	1 009,93	415,71	4 261,95
V_{CD}	3,50	672,57	125,14	4 470,50
V_{DI}	3,00	621,17	107,00	4 470,50
V_{IJ}	3,50	672,57	125,14	4 470,50
Ejes 2 y 3 (interiores sentido X)				
V_{BE}	3,50	1 029,86	831,43	3 743,20
V_{EH}	3,00	916,08	711,67	3 743,20

Continuación tabla XXIX...

V_{HK}	3,50	1 029,86	831,43	3 743,20
V_{CD}	3,50	874,71	249,43	3 926,37
V_{DI}	3,00	772,92	213,50	3 926,37
V_{IJ}	3,50	874,71	249,43	3 926,37
Ejes A y D (perimetrales sentido Y)				
V_{BE}	3,50	1 030,29	437,14	4 064,51
V_{EH}	4,25	1 122,41	534,12	4 064,51
V_{HK}	4,25	1 122,41	534,12	4 064,51
V_{CD}	3,50	689,57	131,14	4 263,40
V_{DI}	4,25	772,00	160,24	4 263,40
V_{IJ}	4,25	772,00	160,24	4 263,40
Ejes B y C (interiores sentido Y)				
V_{BE}	3,50	1 062,43	865,71	3 623,40
V_{EH}	4,25	1 220,18	1 031,76	3 623,40
V_{HK}	4,25	1 220,18	1 031,76	3 623,40
V_{CD}	3,50	903,86	259,71	3 800,71
V_{DI}	4,25	1 045,00	309,53	3 800,71
V_{IJ}	4,25	1 045,00	309,53	3 800,71

Fuente: elaboración propia.

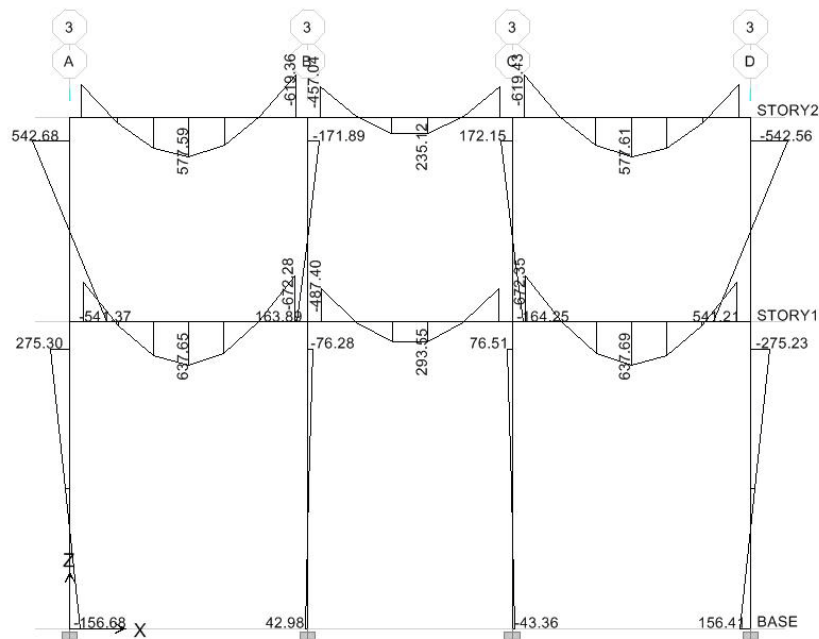
2.2.4.4. Análisis de marcos rígidos a través del uso de un *software* y comprobación por medio de un método numérico

Después de predimensionar las secciones de todos los elementos de la estructura (vigas y columnas), se determinan los momentos que actuarán en los

extremos de los mismos, pues éstos producen esfuerzos de corte, flexión y torsión. El *software* que se escogió como método de análisis, fue ETABS V9; este programa crea un modelo de los sistemas de piso, pórtico vertical y pórtico lateral para analizar y diseñar toda la edificación. Por otro lado, se realizó el análisis con el método de *Kani* y al comparar los resultados entre ellos, estos variaron en un rango de ± 8 por ciento en promedio, por lo que se considera que si están en un rango aceptable.

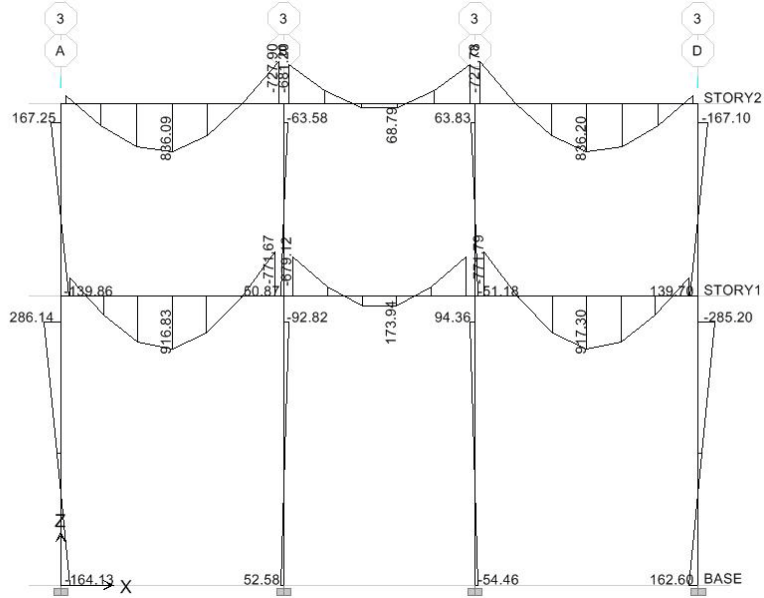
El resumen de los resultados se presenta en las siguientes figuras, los momentos están en kilogramos-metro.

Figura 27. **Diagrama de momentos por carga muerta, marco 3**



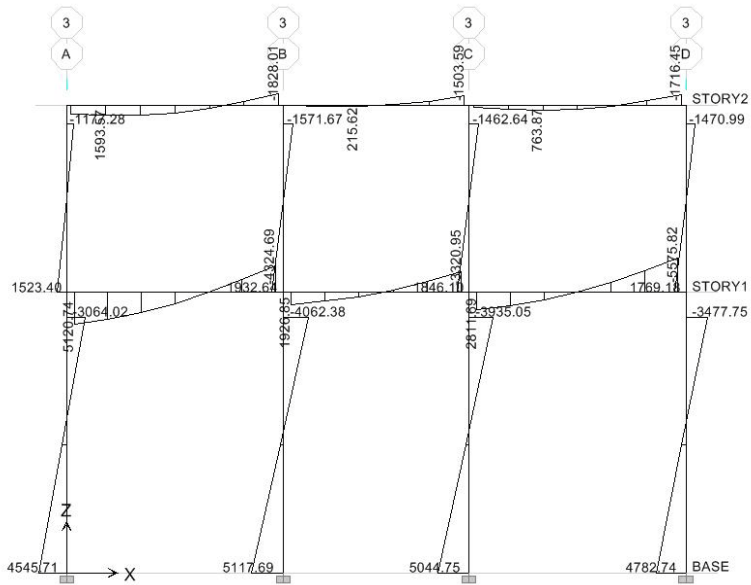
Fuente: E-TABS V9.

Figura 28. Diagrama de momentos por carga viva, marco 3



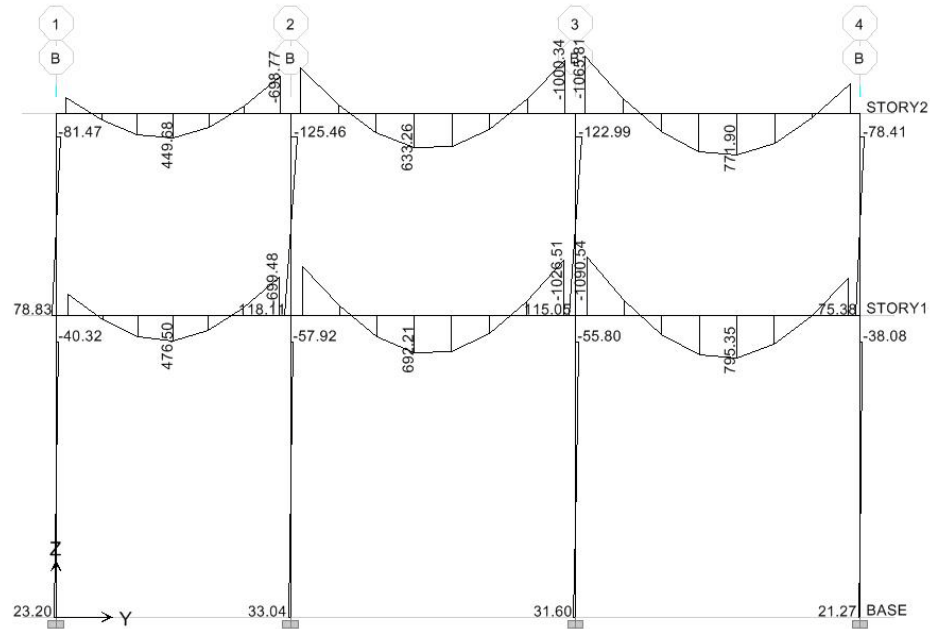
Fuente: E-TABS V9.

Figura 29. Diagrama de momentos por sismo en X, marco 3



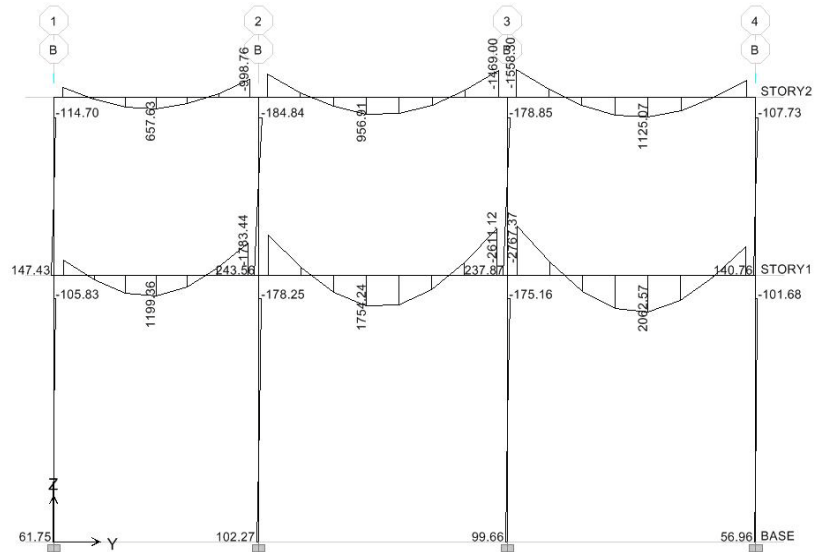
Fuente: E-TABS V9.

Figura 30. Diagrama de momentos por carga muerta, marco B



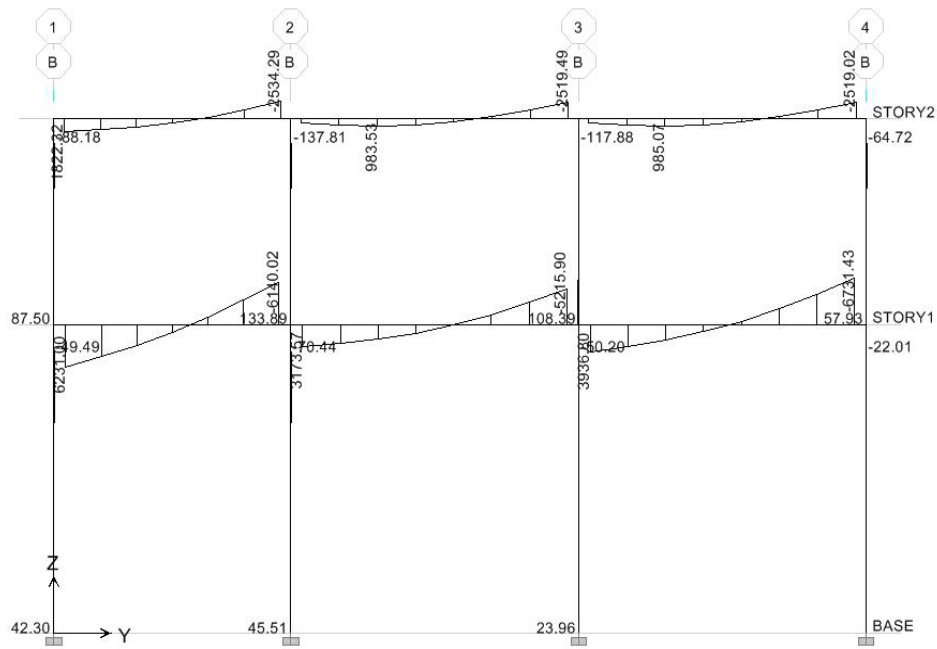
Fuente: E-TABS V9.

Figura 31. Diagrama de momentos por carga viva, marco B



Fuente: E-TABS V9.

Figura 32. Diagrama de momentos por sismo en Y, marco B



Fuente: E-TABS V9.

- Comprobación con el método de *Kani*

El análisis estructural se realizó con el método de *Kani*, el cual es uno de los más prácticos en lo que concierne a métodos iterativos aproximados. A continuación se presenta un resumen del procedimiento para el análisis en ambos ejes.

Dado a que la distribución, tanto de cargas verticales como sísmicas, depende de la simetría estructural del edificio, y debido a que se tiene un edificio asimétrico, se procedió al cálculo de las rigideces de los marcos rígidos.

Rigideces

Las cortantes de entrepiso que se originan de la respuesta torsional y traslacional, se distribuyen sobre la altura del edificio, proporcionalmente a las rigideces de los diversos elementos del edificio, actuando como un elemento distribuidor. Un método simplificado de analizar la torsión en las estructuras consiste en considerar separadamente los desplazamientos relativos del edificio, ocasionados por la traslación y los debidos a la rotación en cada piso. Al tomar en cuenta la rigidez del nivel, con las rigideces determinadas por las fuerzas correspondientes a un desplazamiento unitario, se distribuyen los cortantes por torsión en proporción a esas rigideces.

Para fines de este análisis, se calcularon las rigideces de los marcos con la siguiente fórmula:

$$K = \frac{4 * E_c * I}{L}$$

donde:

L = Longitud del elemento

E_c = Módulo de elasticidad del concreto, se considerará como una constante

I = Módulo de Inercia de la sección

Según el predimensionamiento presentado anteriormente (ver numeral 2.2.4.1), las secciones de las vigas son de 0,20 metros x 0,35 metros para el segundo nivel, y 0,25 metros x 0,40 metros para el primero, con longitudes de 3,00 metros, 3,50 metros y 4,25 metros, respectivamente distribuidas para ambos niveles. Las columnas tienen una sección de 0,30 metros x 0,30 metros y 3,00 metros de longitud en el segundo nivel; y una sección de 0,35 metros x 0,35 metros con una longitud de 4,50 metros en el primero. Los momentos de entrepiso se distribuyen en los diversos marcos y muros del sistema resistente

a fuerzas laterales, de manera congruente con la distribución de los cortantes de entresuelo, por lo que se procede al cálculo de las rigideces.

Rigidez en columnas:

$$K_{AB} = K_{FE} = K_{GH} = K_{LK} = \frac{1}{12} * 35 * 35^3 * 4 * E_c = 277,89 * 4 * E_c$$

$$K_{BC} = K_{ED} = K_{HI} = K_{KJ} = \frac{1}{12} * 30 * 30^3 * 4 * E_c = 225 * 4 * E_c$$

Rigidez en vigas:

Sentido X:

$$K_{CD} = K_{IJ} = \frac{1}{12} * 20 * 35^3 * 4 * E_c = 204,17 * 4 * E_c$$

$$K_{DI} = \frac{1}{12} * 20 * 35^3 * 4 * E_c = 238,19 * 4 * E_c$$

$$K_{BE} = K_{HK} = \frac{1}{12} * 25 * 40^3 * 4 * E_c = 380,95 * 4 * E_c$$

$$K_{EH} = \frac{1}{12} * 25 * 40^3 * 4 * E_c = 444,44 * 4 * E_c$$

Sentido Y:

$$K_{CD} = \frac{1}{12} * 20 * 35^3 * 4 * E_c = 204,17 * 4 * E_c$$

$$K_{DI} = K_{IJ} = \frac{1}{12} * 20 * 35^3 * 4 * E_c = 238,19 * 4 * E_c$$

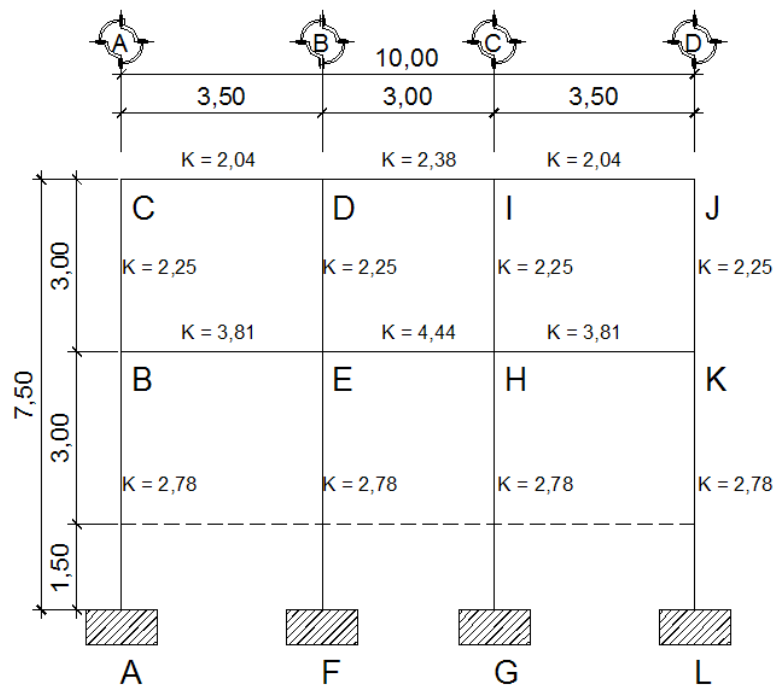
$$K_{BE} = \frac{1}{12} * 25 * 40^3 / 350 * 4 * E_c = 380,95 * 4 * E_c$$

$$K_{EH} = K_{HK} = \frac{1}{12} * 25 * 40^3 / 300 * 4 * E_c = 444,44 * 4 * E_c$$

Por facilidad, se tomó el valor del módulo de elasticidad del concreto (E_c) como 0,0025 para trabajar con valores más pequeños, pues este, no incidirá en los resultados.

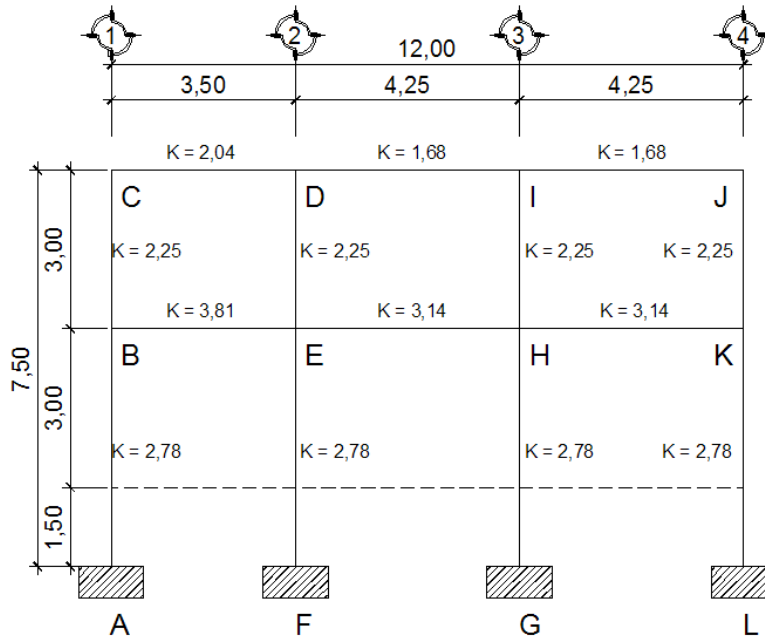
A continuación, se presentan los diagramas de las rigideces, para ambos sentidos.

Figura 33. Rigideces en el sentido X



Fuente: elaboración propia.

Figura 34. Rigideces en el sentido Y



Fuente: elaboración propia.

- Método de *Kani* – sentido X (marco 3)

Análisis para carga muerta

Factores de giro:

Los factores de giro también son llamados coeficientes de reparto, estos se calculan con la siguiente fórmula:

$$\mu_{ik} = -0,5 * \frac{K_{ik}}{\sum K_{ik}}$$

donde:

μ_{ik} = Factor de giro del elemento analizado

K_{ik} = Rigidez del elemento analizado

$\sum K_{ik}$ = Sumatoria de todas las rigideces que llegan al nodo i

Nodo B = Nodo K

$$\mu_{BA} = -0,5 * \frac{2,78}{2,25 + 3,81 + 2,78} = -0,16$$

$$\mu_{BC} = -0,5 * \frac{2,25}{2,25 + 3,81 + 2,78} = -0,13$$

$$\mu_{BE} = -0,5 * \frac{3,81}{2,25 + 3,81 + 2,78} = -0,22$$

$$\Sigma = -0,50$$

Nodo C = Nodo J

$$\mu_{CB} = -0,5 * \frac{2,25}{2,25 + 2,04} = -0,26$$

$$\mu_{CD} = -0,5 * \frac{2,04}{2,25 + 2,04} = -0,24$$

$$\Sigma = -0,50$$

Nodo D = Nodo I

$$\mu_{DE} = -0,5 * \frac{2,25}{2,25 + 2,04 + 2,38} = -0,17$$

$$\mu_{DC} = -0,5 * \frac{2,04}{2,25 + 2,04 + 2,38} = -0,15$$

$$\mu_{DI} = -0,5 * \frac{2,38}{2,25 + 2,04 + 2,38} = -0,18$$

$$\Sigma = -0,50$$

Nodo E = Nodo H

$$\mu_{EF} = -0,5 * \frac{2,78}{2,78 + 2,25 + 3,81 + 4,44} = -0,10$$

$$\mu_{ED} = -0,5 * \frac{2,25}{2,78 + 2,25 + 3,81 + 4,44} = -0,08$$

$$\mu_{EB} = -0,5 * \frac{3,81}{2,78 + 2,25 + 3,81 + 4,44} = -0,14$$

$$\mu_{EH} = -0,5 * \frac{4,44}{2,78 + 2,25 + 3,81 + 4,44} = -0,17$$

$$\Sigma = -0,50$$

Momentos fijos:

Estos se calculan cuando existen cargas verticales, por consiguiente, solamente se analizan para las vigas y no se toman en cuenta para sismo, la fórmula es la siguiente:

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

donde:

W = Carga distribuida sobre el elemento analizado

L = Longitud del elemento analizado

MF_{ik} = Momento fijo del elemento analizado

$$MF_{BE} = MF_{HK} = -MF_{EB} = -MF_{KH} = \frac{1\,029,86 * 3,50^2}{12} = -1\,051,32 \text{ kg-m}$$

$$MF_{CD} = MF_{IJ} = -MF_{DC} = -MF_{JI} = \frac{874,71 * 3,50^2}{12} = -892,93 \text{ kg-m}$$

$$MF_{DI} = -MF_{ID} = \frac{772,92 * 3,00^2}{12} = -579,69 \text{ kg-m}$$

$$MF_{EH} = -MF_{HE} = \frac{916,08 * 3,00^2}{12} = -687,06 \text{ kg-m}$$

Momentos de sujeción:

Se calculan también cuando existen cargas verticales. Para el análisis de sismo son iguales a cero.

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

donde:

MS = Momento de sujeción del nodo i

$\sum MF_{ik}$ = Sumatoria de los momentos fijos que llegan al nodo i

$$M_C = -M_J = -892,93 \text{ kg-m}$$

$$M_B = -M_K = -1\,051,32 \text{ kg-m}$$

$$M_D = -M_I = 892,93 + (-579,69) = 313,25 \text{ kg-m}$$

$$M_E = -M_H = (-687,06) + 1\,051,32 = 364,26 \text{ kg-m}$$

Para empezar las iteraciones, se tomó la siguiente trayectoria:

B-C → C-D → D-E → E-H → H-I → I-J → J-K

Primera iteración:

Influencias de giro:

$$M'_{ik} = \mu_{ik} * (MS + \sum M'_{ni})$$

donde:

μ_{ik} = Factor de giro del elemento

M'_{ik} = Influencia de giro del elemento analizado

MS = Momento de sujeción del nodo i

$\sum M'_{ni}$ = Sumatoria de las influencias de giro que llegan al nodo i

Nodo B:

$$M'_{BA} = -0,16 * 1\,051,32 = -165,27 \text{ kg-m}$$

$$M'_{BC} = -133,82 \text{ kg-m} \quad M'_{BE} = -226,57 \text{ kg-m}$$

Nodo C:

$$M'_{CB} = -0,26 * [892,93 + (-133,82)] = -198,99 \text{ kg-m}$$

$$M'_{CD} = -180,57 \text{ kg-m}$$

Nodo D:

$$M'_{DE} = -0,17 * [(-313,25) + (-180,57)] = 83,25 \text{ kg-m}$$

$$M'_{DC} = 75,54 \text{ kg-m} \quad M'_{DI} = 88,13 \text{ kg-m}$$

Nodo E:

$$M'_{EF} = -0,10 * [364,25 + 83,25 + (-226,57)] = -53,09 \text{ kg-m}$$

$$M'_{ED} = -42,99 \text{ kg-m} \quad M'_{EB} = -72,79 \text{ kg-m} \quad M'_{EH} = -84,92 \text{ kg-m}$$

Nodo H:

$$M'_{HG} = -0,10 * [(-364,25) + (-84,92)] = 46,99 \text{ kg-m}$$

$$M'_{HI} = 38,04 \text{ kg-m} \quad M'_{HK} = 64,41 \text{ kg-m} \quad M'_{HE} = 75,15 \text{ kg-m}$$

Nodo I:

$$M'_{IH} = -0,17 * [(-313,25) + 88,13 + 38,04] = 61,25 \text{ kg-m}$$

$$M'_{IJ} = 55,58 \text{ kg-m} \quad M'_{ID} = 64,84 \text{ kg-m}$$

Nodo J:

$$M'_{JK} = -0,26 * (892,94 + 55,58) = -248,64 \text{ kg-m}$$

$$M'_{JI} = -225,62 \text{ kg-m}$$

Nodo K:

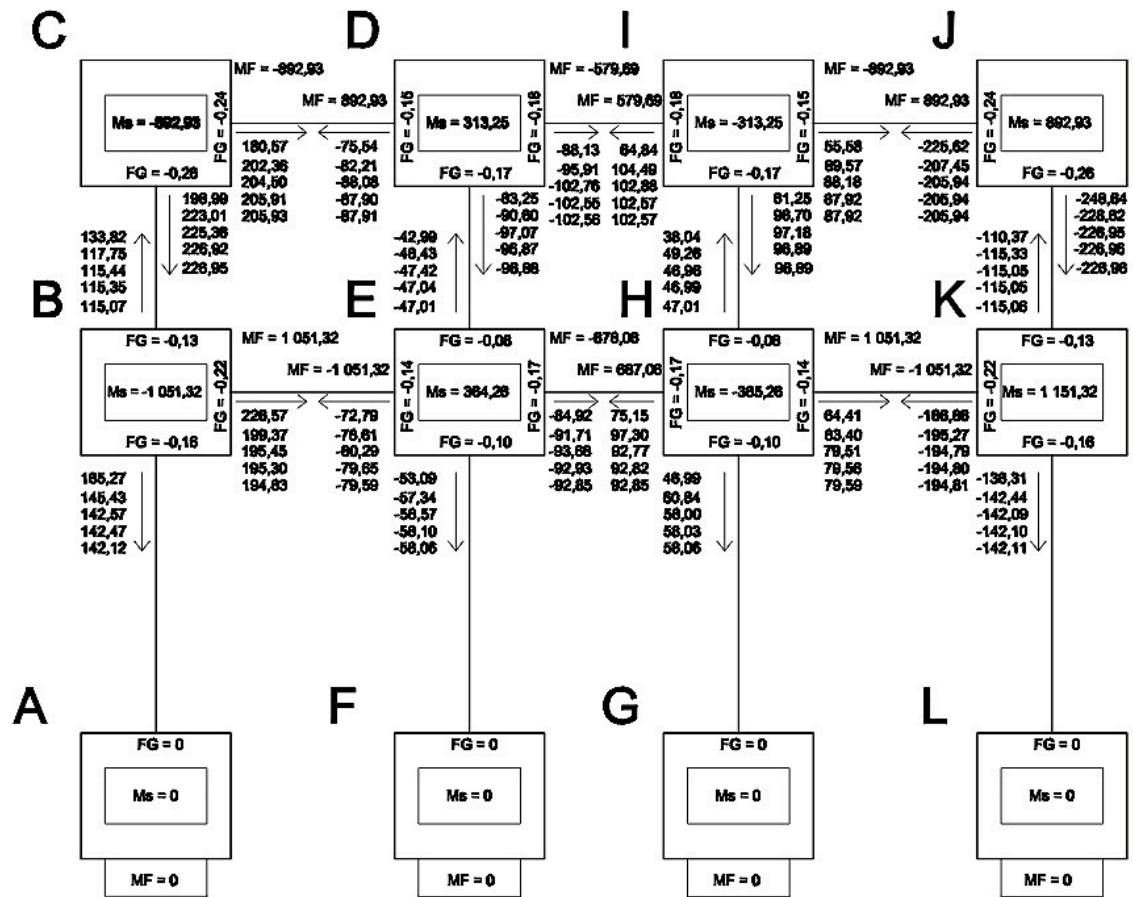
$$M'_{KL} = -0,16 * [1\ 051,31 + (-248,64) + 64,84] = -136,31 \text{ kg-m}$$

$$M'_{KJ} = -110,37 \text{ kg-m}$$

$$M'_{KH} = -186,86 \text{ kg-m}$$

Se efectúan varias iteraciones hasta que los valores converjan. Como se puede apreciar en el diagrama de iteraciones (ver la siguiente figura), los valores de las últimas dos iteraciones difieren por decimales, en su mayoría; por lo que en este caso solo bastó con realizar 5 iteraciones.

Figura 35. Diagrama de iteraciones por carga muerta, marco 3



Fuente: elaboración propia.

Momentos finales:

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

donde:

$$M'_{ik} = \text{Influencia de giro del elemento analizado}$$

$$M'_{ki} = \text{Influencia de giro del elemento opuesto analizado}$$

$$MF_{ik} = \text{Momento fijo del elemento analizado}$$

$$M_{ik} = \text{Momento final en el extremo del elemento analizado}$$

Columnas ($MF_{ik} = 0$)

$$M_{AB} = -M_{LK} = 2 * 0 + 142,12 = 142,12 \text{ kg-m}$$

$$M_{BA} = -M_{KL} = 2 * 142,12 + 0 = 284,24 \text{ kg-m}$$

$$M_{BC} = -M_{KJ} = 2 * 115,07 + 226,95 = 457,09 \text{ kg-m}$$

$$M_{CB} = -M_{JK} = 2 * 226,95 + 115,07 = 568,97 \text{ kg-m}$$

$$M_{FE} = -M_{GH} = 2 * 0 + (-58,06) = -58,06 \text{ kg-m}$$

$$M_{EF} = -M_{HG} = 2 * (-58,06) + 0 = -116,12 \text{ kg-m}$$

$$M_{ED} = -M_{HI} = 2 * (-47,01) + (-96,88) = -190,9 \text{ kg-m}$$

$$M_{DE} = -M_{IH} = 2 * (-96,88) + (-47,01) = -240,77 \text{ kg-m}$$

Vigas

Momentos negativos:

$$M_{BE(-)} = -M_{KH} = -1,051,32 + 2 * 194,83 + (-79,59) = -741,94 \text{ kg-m}$$

$$M_{EB(-)} = -M_{HK} = 1,051,32 + 2 * (-79,59) + 194,83 = 1,086,96 \text{ kg-m}$$

$$M_{CD(-)} = -M_{JI} = -892,94 + 2 * 205,93 + (-87,91) = -568,98 \text{ kg-m}$$

$$M_{DC(-)} = -M_{IJ} = 892,94 + 2 * (-87,91) + 205,93 = 923,05 \text{ kg-m}$$

$$M_{EH(-)} = -M_{HE} = -687,06 + 2 * (-92,85) + 92,85 = -779,92 \text{ kg-m}$$

$$M_{DI(-)} = -M_{ID} = -579,69 + 2 * (-102,56) + 102,57 = -682,24 \text{ kg-m}$$

Momentos positivos:

$$M_{ik(+)} = \frac{W * L^2}{8} - \frac{|M_{i(-)}| + |M_{k(-)}|}{2}$$

donde:

W = Carga distribuida sobre el elemento analizado

L = Longitud del elemento analizado

$M_{i(-)}$ = Momento final negativo en el extremo i

$M_{k(-)}$ = Momento final negativo en el extremo k

$M_{ik(+)}$ = Momento final positivo para las vigas

$$M_{BE(+)} = \frac{1\,029,86 * 3,50^2}{8} - \frac{|-741,24| + |1\,086,96|}{2} = 662,86 \text{ kg-m}$$

$$M_{CD(+)} = \frac{874,71 * 3,50^2}{8} - \frac{|-568,98| + |923,05|}{2} = 593,39 \text{ kg-m}$$

$$M_{EH(+)} = \frac{916,08 * 3,00^2}{8} - \frac{|-779,92| + |779,92|}{2} = 250,68 \text{ kg-m}$$

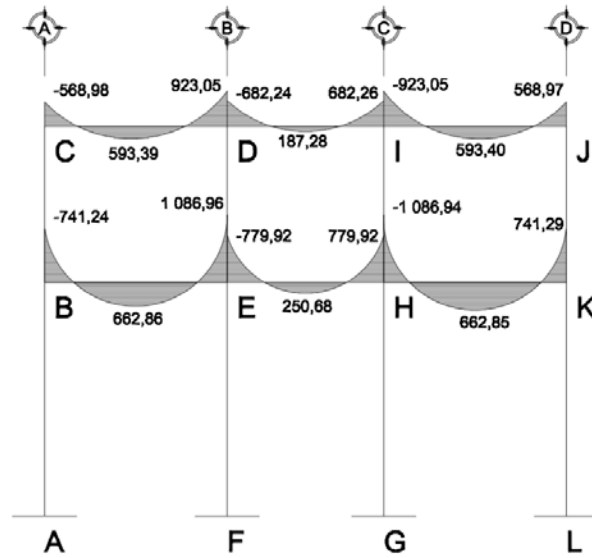
$$M_{DI(+)} = \frac{772,92 * 3,00^2}{8} - \frac{|-682,24| + |682,26|}{2} = 187,28 \text{ kg-m}$$

$$M_{HK(+)} = \frac{1\,029,86 * 3,50^2}{8} - \frac{|-1\,086,94| + |741,29|}{2} = 662,85 \text{ kg-m}$$

$$M_{IJ(+)} = \frac{874,71 * 3,50^2}{8} - \frac{|-923,05| + |568,97|}{2} = 593,40 \text{ kg-m}$$

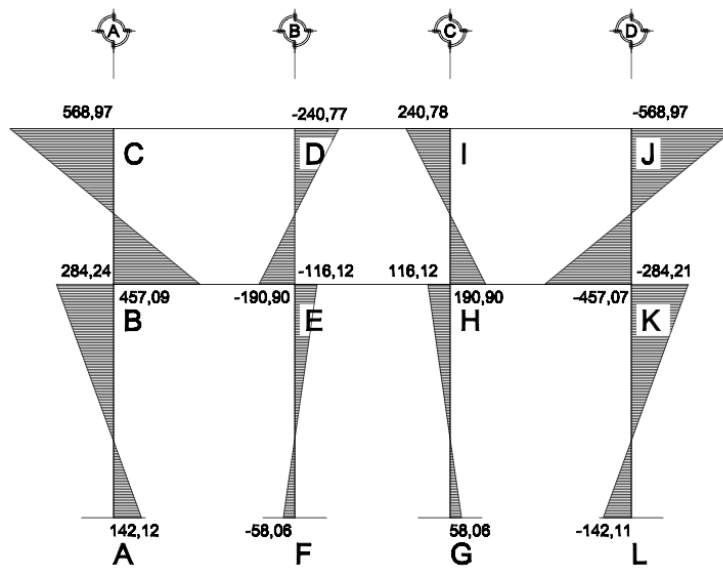
En las siguientes figuras, se presentan los diagramas de momentos, en kilogramos-metro, generados por la influencia de la carga muerta; en ambos sentidos.

Figura 36. Diagrama de momentos por CM - vigas, marco 3



Fuente: elaboración propia.

Figura 37. Diagrama de momentos por CM - columnas, marco 3



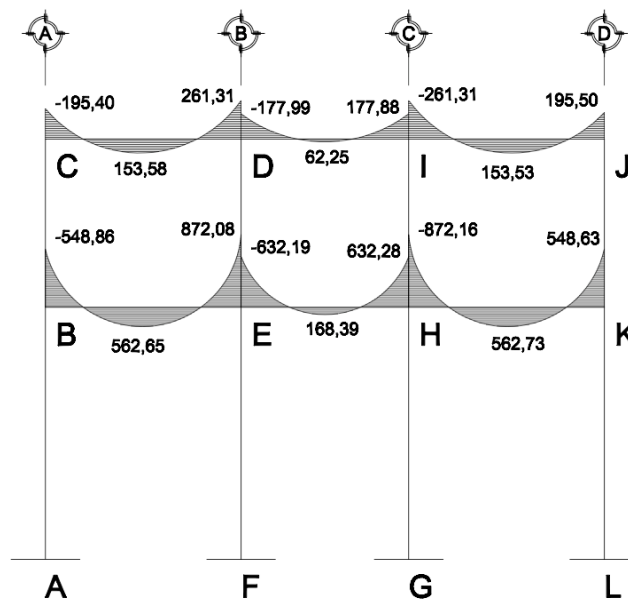
Fuente: elaboración propia.

Análisis para carga viva

El procedimiento mostrado anteriormente es el mismo que se aplica para *Kani* con carga muerta; la diferencia es que se utilizan las cargas distribuidas para carga viva.

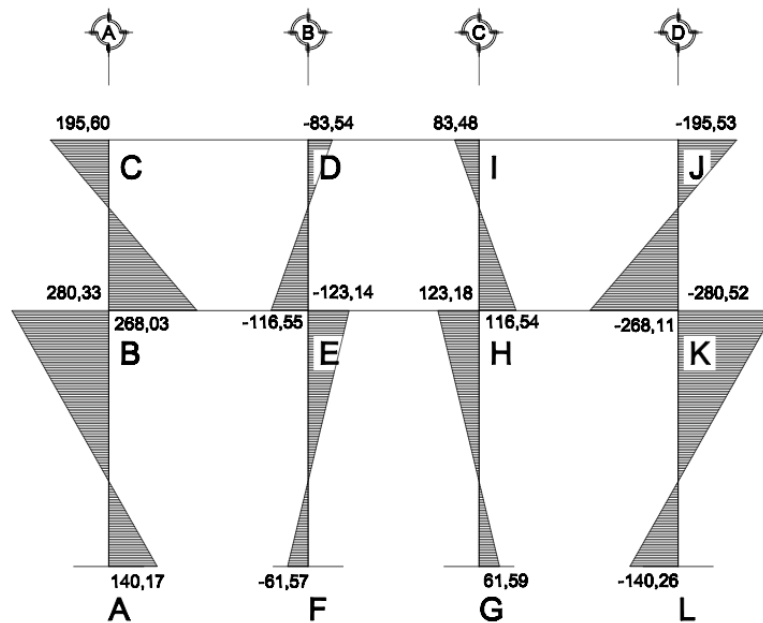
Los momentos resultantes de este análisis se muestran en las siguientes figuras, en kilogramos-metro.

Figura 38. Diagrama de momentos por CV - vigas, marco 3



Fuente: elaboración propia.

Figura 39. Diagrama de momentos por CV - columnas, marco 3



Fuente: elaboración propia.

Análisis para cargas horizontales (E)

El procedimiento que se presenta a continuación es similar al que se aplica para cargas verticales; la diferencia es que se utilizan las fuerzas horizontales para el marco en cuestión y además se determinan factores de corrimiento, fuerzas de sujeción, fuerzas cortantes de piso y momentos de piso.

Factores de corrimiento (solo columnas):

$$\ddot{U}_{ik} = -1,5 * \frac{K_{ik}}{\sum K_{ik}}$$

donde:

K_{ik} = Rigidez del elemento analizado

$\sum K_{ik}$ = Sumatoria de todas las rigideces que llegan al nodo i

$$\ddot{U}_{AB} = \ddot{U}_{FE} = \ddot{U}_{GH} = \ddot{U}_{LK} = -1,5 * \frac{2,78}{2,78 + 2,78 + 2,78 + 2,78} = -0,38$$

$$\ddot{U}_{BC} = \ddot{U}_{ED} = \ddot{U}_{HI} = \ddot{U}_{KJ} = -1,5 * \frac{2,25}{2,25 + 2,25 + 2,25 + 2,25} = -0,38$$

Fuerzas de sujeción:

$$H_n = Fm_n$$

donde:

Fm_n = Fuerza horizontal del marco en el nivel n

$$H_2 = 3\,926,37 \text{ kg}$$

$$H_1 = 3\,743,20 \text{ kg}$$

Fuerza cortante de piso:

$$Q_n = \sum H_n$$

donde:

$\sum H_n$ = Sumatoria de las fuerzas de sujeción acumuladas por nivel

$$Q_2 = 3\,926,37 \text{ kg}$$

$$Q_1 = 7\,669,56 \text{ kg}$$

Momentos de piso:

$$M_n = \frac{(Q_n * h_n)}{3}$$

donde:

h_n = Altura del nivel en cuestión

$$M_{n2} = \frac{3\,926,37 * 3,00}{3} = 3\,926,37 \text{ kg-m}$$

$$M_{n1} = \frac{7\,669,56 * 4,50}{3} = 11\,504,35 \text{ kg-m}$$

Los valores de las rigideces y factores de giro son los mismos que se calcularon en el análisis de la carga muerta y la carga viva.

Para empezar las iteraciones se tomó la misma trayectoria:

B-C → C-D → D-E → E-H → H-I → I-J → J-K

Primera iteración:

Influencias de desplazamiento:

$$M'_{ik} = \ddot{U}_{ik} * \sum[M_n + (M'_{ik} + M'_{ki})]$$

$$M''_{ik} = \ddot{U}_{ik} * M_n$$

$$M''_{n2} = M''_{BC} = M''_{ED} = M''_{HI} = M''_{KJ} = -0,38 * 3\,926,37 = -1\,472,39 \text{ kg-m}$$

$$M''_{n1} = M''_{AB} = M''_{FE} = M''_{GH} = M''_{LK} = -0,38 * 11\,504,35 = -4\,314,13 \text{ kg-m}$$

Influencias de giro:

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

Nodo B:

$$M'_{BA} = -0,16 * [(-4\,314,13) + (-1\,472,39)] = 925,84 \text{ kg-m}$$

$$M'_{BC} = 736,53 \text{ kg-m} \quad M'_{BE} = 1\,247,04 \text{ kg-m}$$

Nodo C:

$$M'_{CB} = -0,26 * [(-1\ 472,39) + 736,53] = 192,89 \text{ kg-m}$$

$$M'_{CD} = 175,03 \text{ kg-m}$$

Nodo D:

$$M'_{DE} = -0,17 * [(-1\ 472,39) + 175,03] = 218,7 \text{ kg-m}$$

$$M'_{DC} = 198,45 \text{ kg-m} \quad M'_{DI} = 231,53 \text{ kg-m}$$

Nodo E:

$$M'_{EF} = -0,10 * [(-4\ 314,13) + (-1\ 472,39) + 218,7 + 1\ 247,04] = 451,98 \text{ kg-m}$$

$$M'_{ED} = 365,95 \text{ kg-m} \quad M'_{EB} = 619,6 \text{ kg-m} \quad M'_{EH} = 722,86 \text{ kg-m}$$

Nodo H:

$$M'_{HG} = -0,10 * [(-4\ 314,13) + (-1\ 472,39) + 722,86] = 529,69 \text{ kg-m}$$

$$M'_{HI} = 428,87 \text{ kg-m} \quad M'_{HK} = 726,13 \text{ kg-m} \quad M'_{HE} = 847,15 \text{ kg-m}$$

Nodo I:

$$M'_{IH} = -0,17 * [(-1\ 472,39) + 231,53 + 428,87] = 136,88 \text{ kg-m}$$

$$M'_{IJ} = 124,21 \text{ kg-m} \quad M'_{ID} = 144,91 \text{ kg-m}$$

Nodo J:

$$M'_{JK} = -0,26 * [(-1\ 472,39) + 124,21] = 353,41 \text{ kg-m}$$

$$M'_{JI} = 320,68 \text{ kg-m}$$

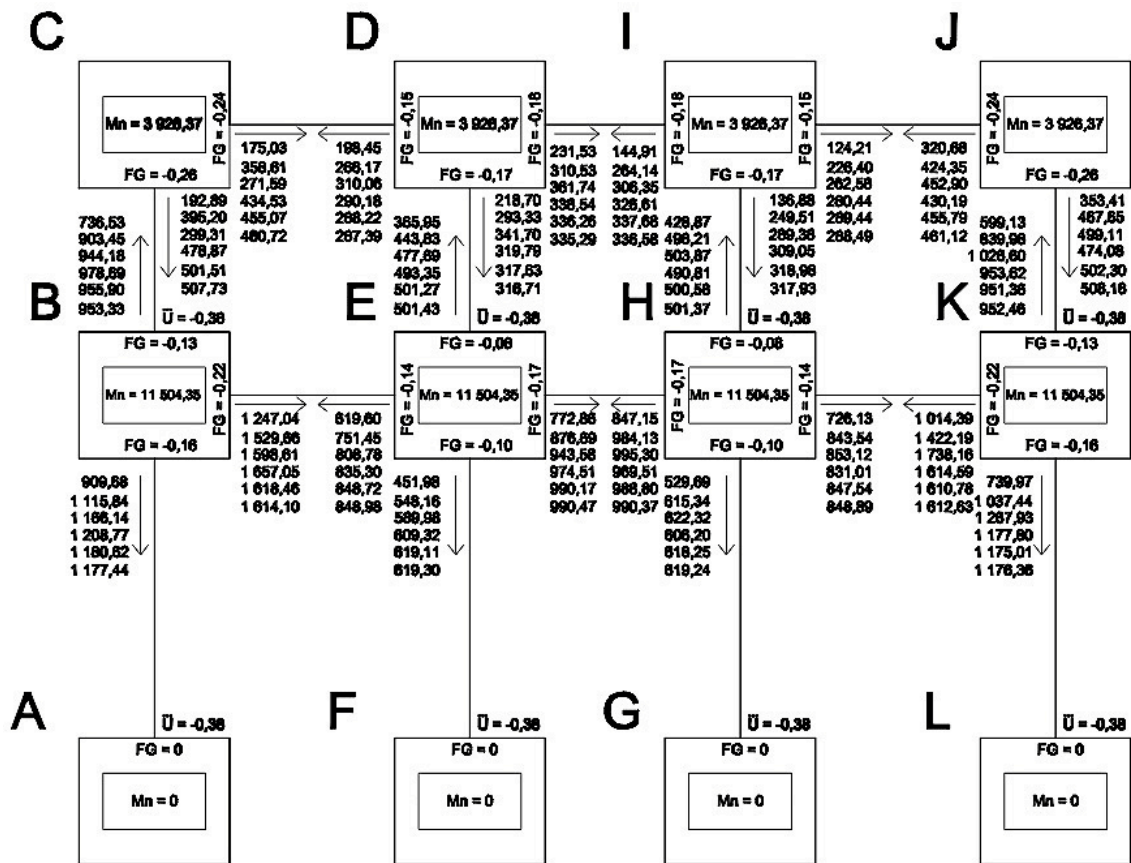
Nodo K:

$$M'_{KL} = -0,16 * [(-4\ 314,13) + (-1\ 472,39) + 353,41 + 726,13] = 739,97 \text{ kg-m}$$

$$M'_{KJ} = 599,13 \text{ kg-m} \quad M'_{KH} = 1\ 014,39 \text{ kg-m}$$

Se efectúan varias iteraciones hasta que los valores converjan. Como se puede apreciar en el diagrama de iteraciones (ver la siguiente figura), los valores de las últimas dos iteraciones difieren por decimales, en su mayoría; por lo que en este caso solo bastó con realizar 6 iteraciones.

Figura 40. Diagrama de iteraciones por fuerza sísmica, marco 3



Fuente: elaboración propia.

Momentos finales

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

donde:

M''_{ik} = Influencia de desplazamiento

M'_{ik} = Influencia de giro del elemento analizado

M'_{ki} = Influencia de giro del elemento opuesto analizado

MF_{ik} = Momento fijo del elemento analizado

M_{ik} = Momento final en el extremo del elemento analizado

Columnas ($MF_{ik}=0$)

$$M_{AB} = -M_{LK} = 2 * 0 + 117,44 + (-5 661,51) = -4 484, 07 \text{ kg-m}$$

$$M_{BA} = -M_{KL} = 2 * 1 117,44 + 0 + (-5 661,51) = -3 306,63 \text{ kg-m}$$

$$M_{BC} = -M_{KJ} = 2 * 953,33 + 507,73 + (-3 178,46) = -764,07 \text{ kg-m}$$

$$M_{CB} = -M_{JK} = 2 * 507,73 + 953,33 + (-3 178,46) = -1 209,66 \text{ kg-m}$$

$$M_{FE} = -M_{GH} = 2 * 0 + 619,3 + (-5 661,51) = -5 042,20 \text{ kg-m}$$

$$M_{EF} = -M_{HG} = 2 * 619,3 + 0 + (-5 661,51) = -4 422, 9 \text{ kg-m}$$

$$M_{ED} = -M_{HI} = 2 * 501,43 + 316,71 + (-3 178,46) = -1 858,89 \text{ kg-m}$$

$$M_{DE} = -M_{IH} = 2 * 316,71 + 501,43 + (-3 178,46) = -2 043,61 \text{ kg-m}$$

Vigas (momentos negativos)

$$M_{BE(-)} = -M_{KH} = 2 * 1,614,1 + 848,98 + (-5 661,51) = -1 584,32 \text{ kg-m}$$

$$M_{EB(-)} = -M_{HK} = 2 * 848,98 + 1,614,1 + (-5 661,51) = -2 349,45 \text{ kg-m}$$

$$M_{CD(-)} = -M_{JI} = 2 * 460,72 + 287,39 + (-3 178,46) = -1 969,63 \text{ kg-m}$$

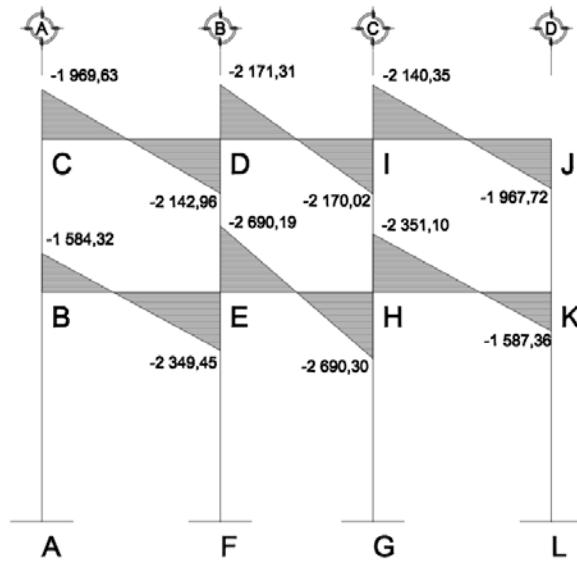
$$M_{DC(-)} = -M_{IJ} = 2 * 287,39 + 460,72 + (-3 178,46) = -2 142,96 \text{ kg-m}$$

$$M_{EH(-)} = -M_{HE} = 2 * 990,87 + 990,37 + (-5 661,51) = -2 690, 19 \text{ kg-m}$$

$$M_{DI(-)} = -M_{ID} = 2 * 990,37 + 990,87 + (-5 661,51) = -2 171,31 \text{ kg-m}$$

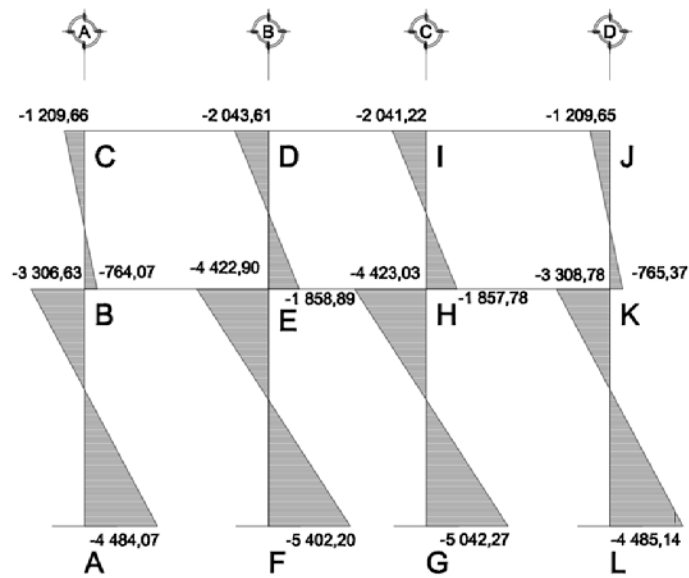
Los resultados de este análisis se muestran en las figuras 41 y 42.

Figura 41. Diagrama de momentos por E - vigas, marco 3



Fuente: elaboración propia.

Figura 42. Diagrama de momentos por E - columnas, marco 3

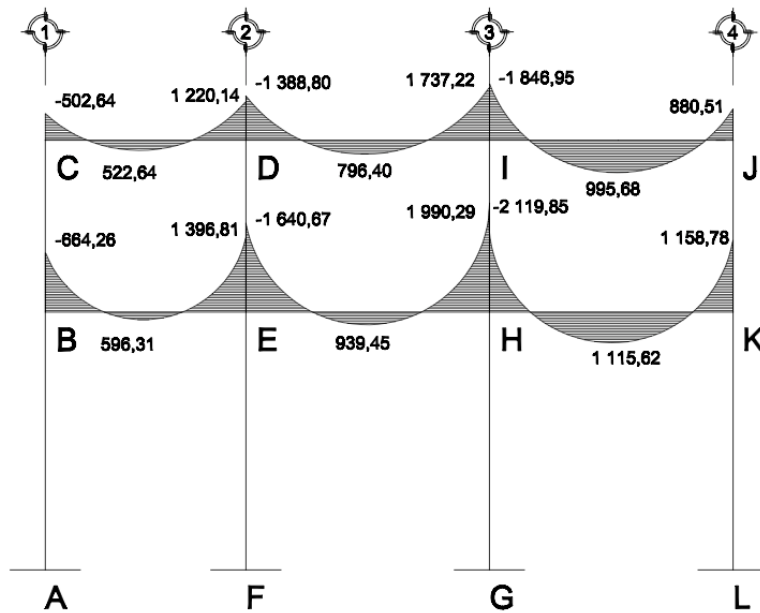


Fuente: elaboración propia.

Método de *Kani* – sentido Y (marco B)

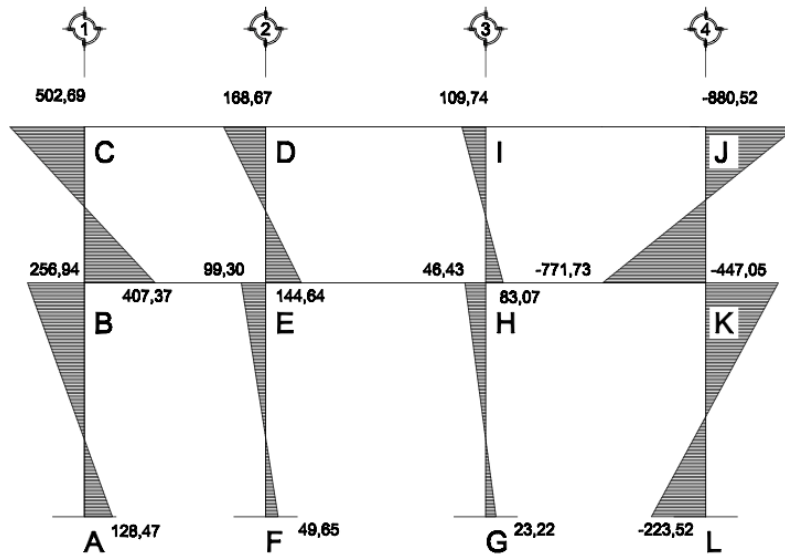
Para el análisis en el sentido Y, se aplicaron los mismos parámetros utilizados en el sentido X, por lo que los resultados para el marco B se muestran en las siguientes figuras, los momentos están en kilogramos-metro.

Figura 43. Diagrama de momentos por CM - vigas, marco B



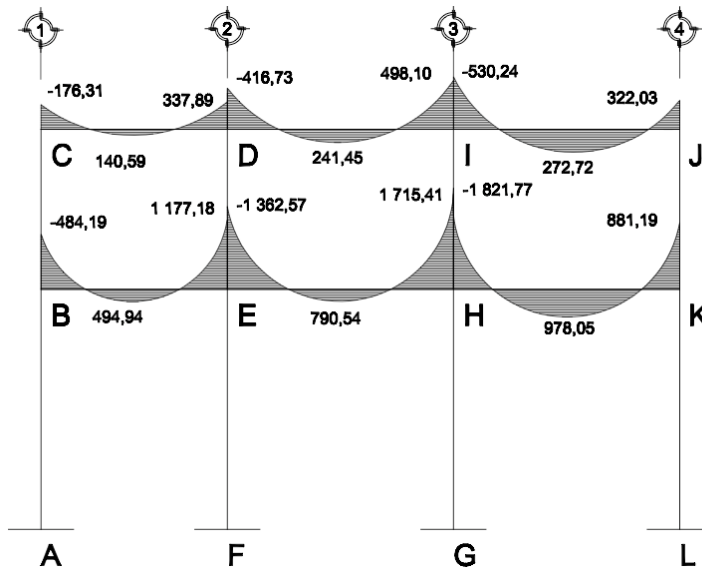
Fuente: elaboración propia.

Figura 44. Diagrama de momentos por CM - columnas, marco B



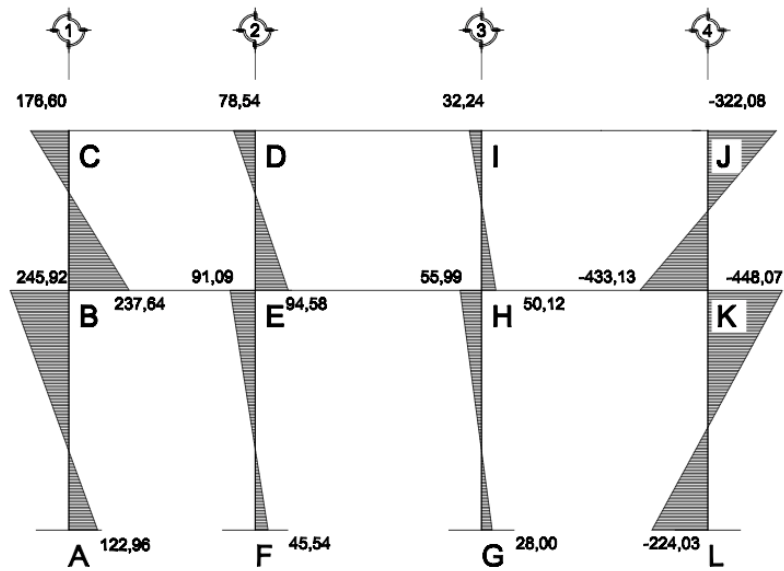
Fuente: elaboración propia.

Figura 45. Diagrama de momentos por CV - vigas, marco B



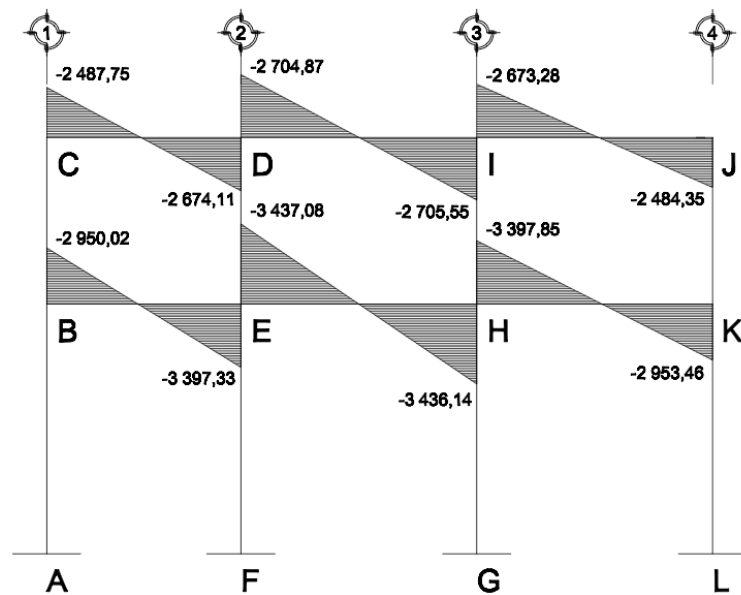
Fuente: elaboración propia.

Figura 46. Diagrama de momentos por CV - columnas, marco B



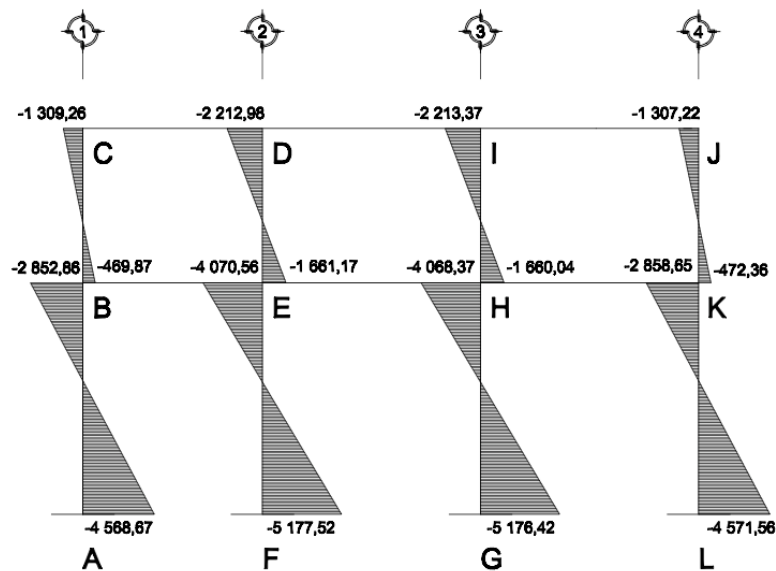
Fuente: elaboración propia.

Figura 47. Diagrama de momentos por E - vigas, marco B



Fuente: elaboración propia.

Figura 48. Diagrama de momentos por E - columnas, marco B



Fuente: elaboración propia.

2.2.4.5. Momentos últimos por la envolvente de momentos

La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos que pueden ocurrir al superponer los efectos de las cargas muerta, viva y sismo, tanto en vigas como en columnas. El código ACI 318-05, en la sección 9.2.1, propone las siguientes combinaciones (que en esta sección se les llamará *combo*).

$$\text{combo 1} = 1,4 * CM + 1,7 * CV$$

$$\text{combo 2} = 1,05 * CM + 1,275 * CV + 1,4025 * E$$

$$\text{combo 3} = 1,05 * CM + 1,275 * CV - 1,4025 * E$$

$$\text{combo 4} = 0,9 * CM + 1,43 * E$$

$$\text{combo 5} = 0,9 * CM - 1,43 * E$$

De las combinaciones presentadas anteriormente, se tomarán aquellas cuyos valores sean los máximos, para todos los momentos nominales (por carga muerta, carga viva y sismo) en los extremos de los elementos, tanto para vigas como columnas.

Se comprobó que los valores críticos para las columnas se encuentran en los *combos* 2 y 3 para el eje X; para el eje Y, en los *combos* 2,3 y 5. Para el momento positivo en las vigas, solo influyen dos cargas, las cuales son carga muerta y carga viva. El *combo* 1 se utiliza para encontrar el momento mayor en ambos ejes; ahora, para los momentos de empotramiento, influyen las tres cargas analizadas: carga viva, carga muerta y carga de sismo, por lo que se utilizan los *combos* 2 y 3 en ambos ejes. Estas combinaciones generan los mayores momentos en los marcos.

Se realizó la envolvente de momentos para ambos sentidos (marco 3 y marco B), el procedimiento se presenta a continuación.

- Envolvente de momentos, sentido X

Se realizó una tabulación de los momentos para cada *combo* en todos los elementos del marco 3, para obtener los momentos últimos. En la tabla XXX se presentan los resultados de la envolvente de momentos, en kilogramos-metro.

Tabla XXX. **Envolvente de momentos - vigas, marco 3**

Viga	Combo 1		Combo 2		Combo 3		Combo 4		Combo 5						
	M(-)	M(+)	M(-)	M(+)	M(-)	M(+)	M(-)	M(+)	M(-)	M(+)					
V _{BE}	-1 970,81	1 884,52	3 004,29	-3 700,12	1 413,39	-1 041,89	743,91	1 413,39	5 548,32	-2 932,70	596,58	-2 381,45	1 598,46	596,58	4 337,98
V _{EH}	-2 166,61	637,20	2 166,77	-5 397,96	477,90	-2 149,06	2 149,04	477,90	5 398,21	-4 548,90	225,61	-3 145,20	3 145,06	225,61	4 549,05
V _{HK}	-3 004,39	1 884,64	1 970,47	-5 560,72	1 413,49	-748,42	1 044,12	1 413,48	3 704,13	-4 340,32	596,57	-1 602,77	2 383,83	596,57	2 937,08
V _{CD}	-1 128,75	1 091,84	1 736,50	-3 608,96	818,88	-1 703,13	1 916,85	818,88	4 307,88	-3 328,65	534,05	-2 233,69	2 304,49	534,05	3 896,18
V _{EH}	-1 257,73	368,01	1 257,67	-3 988,56	276,01	-2 100,28	2 101,96	276,01	3 986,63	-3 718,99	168,55	-2 489,09	2 490,96	168,55	3 717,17
V _U	-1 736,49	1 091,76	1 128,91	-4 304,21	818,82	-1 913,06	1 699,47	818,82	3 606,41	-3 891,44	534,06	-2 301,77	2 229,96	534,06	3 326,91

Fuente: elaboración propia.

Momentos últimos positivos en vigas:

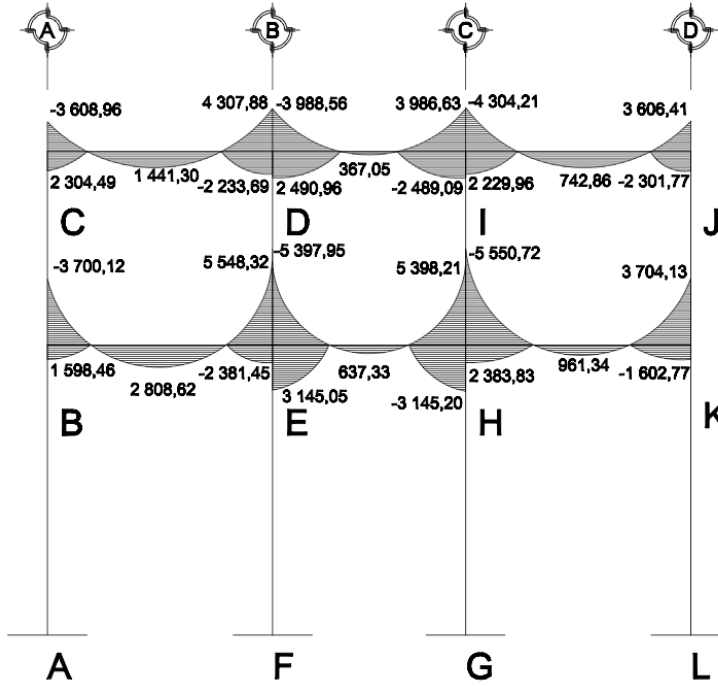
$$M_{(+)} = CU + \frac{\sum M_{(-)}}{2} = (1,4 * M_{CM} + 1,7 * M_{CV}) + \frac{\sum M_{(-)}}{2}$$

Tabla XXXI. **Momentos últimos - vigas, marco 3**

Viga	Momentos últimos		
	M ₍₋₎	M ₍₊₎	M ₍₋₎
V _{BE}	-3 700,12	2 808,62	5 548,32
	1 598,46		-2 381,45
V _{EH}	-5 397,95	637,33	5 398,21
	3 145,05		-3 145,20
V _{HK}	-5 550,72	961,34	3 704,13
	2 383,83		-1 602,77
V _{CD}	-3 608,96	1 441,30	4 307,88
	2 304,49		-2 233,69
V _{DI}	-3 988,56	367,05	3 986,63
	2 490,96		-2 489,09
V _{IJ}	-4 304,21	742,86	3 606,41
	2 229,96		-2 301,77

Fuente: elaboración propia.

Figura 49. Diagrama de momentos últimos - vigas, marco 3



Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXII. Envoltente de momentos - columnas, marco 3

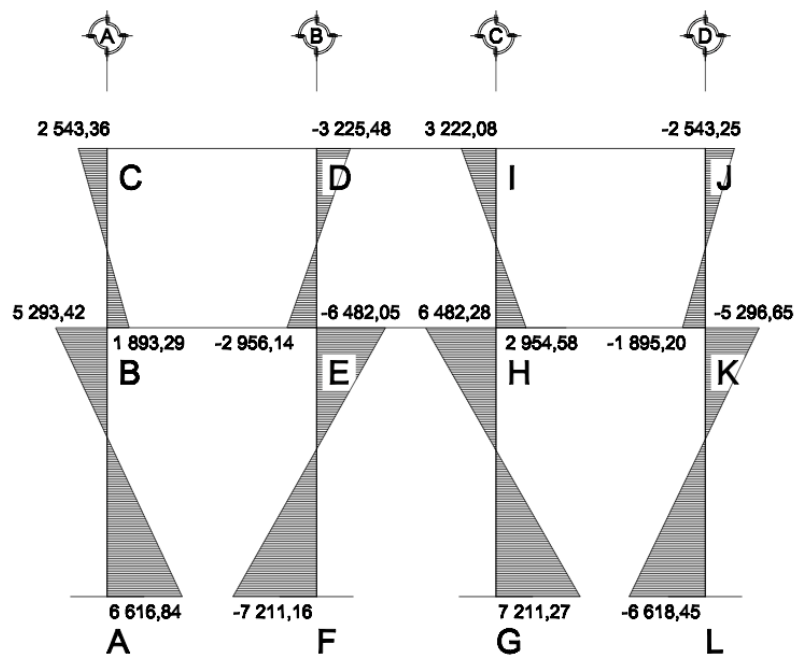
Col.	Combo 1	Combo 2	Combo 3	Combo 4	Combo 5	M_u
C_{AB}	437,25	-5 960,96	6 616,84	-6 284,30	6 540,12	6 616,84
C_{BA}	874,50	-3 981,66	5 293,42	-4 472,66	4 984,29	5 293,42
C_{BC}	1 095,58	-249,92	1 893,29	-681,24	1 504,00	1 893,29
C_{CB}	1 129,08	-849,74	2 543,36	-1 217,75	2 241,89	2 543,36
C_{FE}	-185,95	-7 211,16	6 932,23	-7 262,60	7 158,10	-7 211,16
C_{EF}	-371,91	-6 482,05	5 924,19	-6 429,25	6 220,24	-6 482,05
C_{ED}	-465,39	-2 956,14	2 258,06	-2 830,03	2 486,41	-2 956,14
C_{DE}	-479,10	-3 225,48	2 506,84	-3 139,05	2 705,67	-3 225,48

Continuación tabla XXXII...

C_{GH}	185,99	-6 932,29	7 211,27	-7 158,19	7 262,69	7 211,27
C_{HG}	371,97	-5 924,32	6 482,28	-6 220,43	6 429,44	6 482,28
C_{HI}	465,39	-2 256,50	2 954,58	-2 484,81	2 828,44	2 954,58
C_{IH}	479,02	-2 503,55	3 222,08	-2 702,24	3 135,65	3 222,08
C_{LK}	-437,39	-6 618,45	5 962,37	-6 541,65	6 285,86	-6 618,45
C_{KL}	-874,78	-5 296,65	3 984,47	-4 987,34	4 475,76	-5 296,65
C_{KJ}	-1 095,69	-1 895,20	251,66	-1 505,84	683,11	-1 895,20
C_{JK}	-1 128,96	-2 543,25	849,81	-2 241,87	1 217,72	-2 543,25

Fuente: elaboración propia.

Figura 50. Diagrama de momentos últimos - columnas, marco 3



Fuente: elaboración propia.

- Envolvente de momentos, sentido Y

Tabla XXXIII. **Envolvente de momentos - vigas, marco B**

Viga	Combo 1		Combo 2		Combo 3		Combo 4		Combo 5						
	M(-)	M(+)	M(-)	M(+)	M(-)	M(+)	M(-)	M(+)	M(-)	M(+)					
V _{AB}	-1 753,10	4 676,23	3 956,74	-5 452,22	1 257,17	-1 797,21	2 822,68	1 257,17	7 732,32	-4 816,36	538,68	-3 601,06	3 620,69	538,68	6 115,32
V _{BC}	-4 613,30	2 659,15	5 702,61	-8 280,47	1 994,36	-542,23	1 350,63	1 994,36	9 096,14	-8 391,62	845,50	-3 122,42	3 438,42	845,50	6 704,94
V _{DE}	-9 064,80	3 224,55	3 120,31	-9 314,09	2 418,41	-1 802,00	216,89	2 418,41	6 482,47	-6 766,79	1 004,05	-3 180,56	2 951,07	1 004,05	5 266,35
V _{CD}	-1 003,42	970,70	2 282,61	-4 241,63	728,02	-2 038,49	2 736,60	728,02	5 462,40	-4 009,88	470,38	-2 725,85	3 105,10	470,38	4 922,11
V _{FE}	-2 862,76	4 525,42	3 276,87	-5 783,16	1 144,07	-1 355,38	1 694,01	1 144,07	6 253,68	-5 117,69	716,76	-2 305,43	2 618,05	716,76	5 432,43
V _{EF}	-3 487,14	4 857,58	1 780,18	-6 364,63	1 393,19	-2 149,17	1 133,92	1 393,19	4 819,44	-5 465,05	896,11	-2 760,16	2 160,54	896,11	4 345,09

Fuente: elaboración propia.

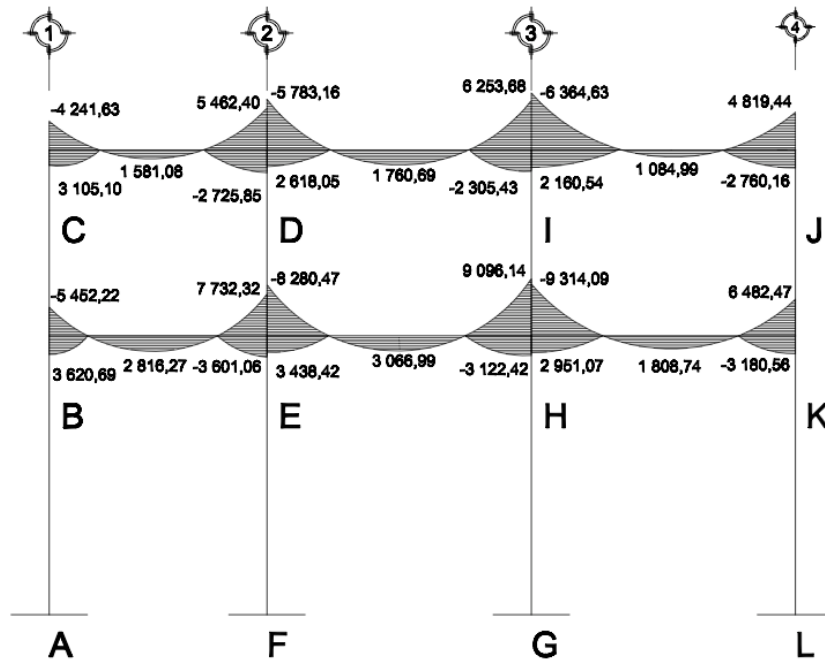
Se realizó el mismo procedimiento de tabulación de los momentos en cada elemento para todos los combos. En la tabla XXXIII se presentan los resultados de la envolvente de momentos para el marco B, en kilogramos-metro.

Tabla XXXIV. **Momentos últimos - vigas, marco B**

Viga	M₍₋₎	M₍₊₎	M₍₋₎
V_{BE}	-5 452,22	2 816,27	7 732,32
	3 620,69		-3 601,06
V_{EH}	-8 280,47	3 066,99	9 096,14
	3 438,42		-3 122,42
V_{HK}	-9 314,09	1 808,74	6 482,47
	2 951,07		-3 180,56
V_{CD}	-4 241,63	1 581,08	5 462,40
	3 105,10		-2 725,85
V_{DI}	-5 783,16	1 760,69	6 253,68
	2 618,05		-2 305,43
V_{IJ}	-6 364,63	1 084,99	4 819,44
	2 160,54		-2 760,16

Fuente: elaboración propia.

Figura 51. Diagrama de momentos últimos - vigas, marco B



Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXV. Envoltente de momentos - columnas, marco B

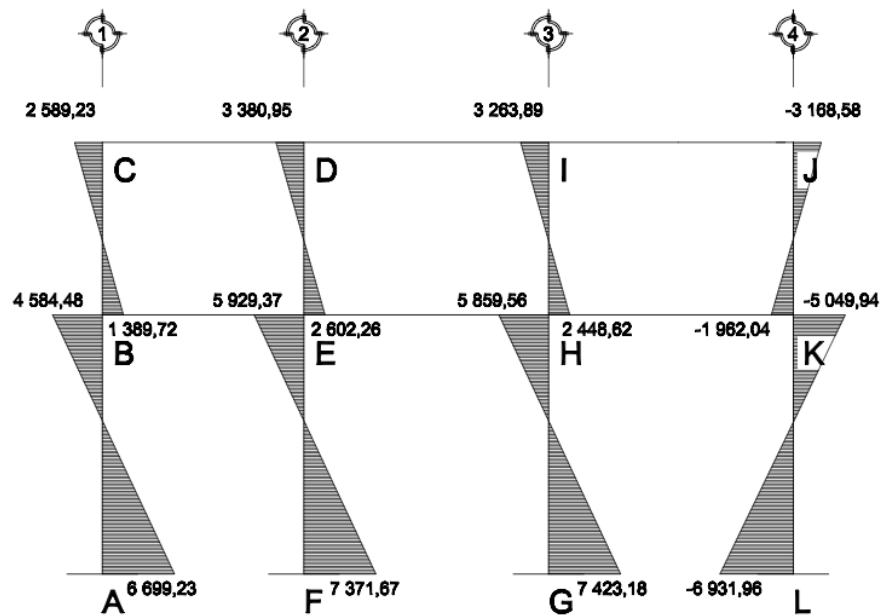
Col.	Combo 1	Combo 2	Combo 3	Combo 4	Combo 5	M _u
C _{AB}	388,89	-6 115,89	6 699,23	-6 417,57	6 648,82	6 699,23
C _{BA}	777,79	-3 417,80	4 584,48	-3 848,35	4 310,84	4 584,48
C _{BC}	974,31	71,74	1 389,72	-305,27	1 038,54	1 389,72
C _{CB}	1 003,99	-1 083,24	2 589,23	-1 419,82	2 324,66	2 589,23
C _{FE}	146,94	-7 151,27	7 371,67	-7 359,16	7 448,54	7 371,67
C _{EF}	293,87	-5 488,56	5 929,37	-5 731,53	5 910,28	5 929,37
C _{ED}	363,28	-2 057,33	2 602,26	-2 245,30	2 505,65	2 602,26
C _{DE}	369,66	-2 826,47	3 380,95	-3 012,76	3 316,37	3 380,95

Continuación tabla XXXV...

C_{GH}	80,10	-7 199,86	7 320,01	-7 381,39	7 423,18	7 423,18
C_{HG}	160,19	-5 585,75	5 826,04	-5 775,98	5 859,56	5 859,56
C_{HI}	201,50	-2 177,08	2 479,33	-2 299,09	2 448,62	2 448,62
C_{IH}	208,45	-2 947,92	3 260,59	-3 066,36	3 263,89	3 263,89
C_{LK}	-693,79	-6 931,96	5 891,27	-6 738,50	6 336,16	-6 931,96
C_{KL}	-1 387,58	-5 049,94	2 968,57	-4 490,21	3 685,53	-5 049,94
C_{KJ}	-1 732,74	-1 962,04	-637,06	-1 316,03	34,92	-1 962,04
C_{JK}	-1 780,27	-3 168,58	498,18	-2 661,80	1 076,86	-3 168,58

Fuente: elaboración propia.

Figura 52. Diagrama de momentos últimos - columnas, marco B



Fuente: elaboración propia.

2.2.4.6. Diagramas de cortes últimos

Los cortes en los marcos se calculan con las fórmulas siguientes:

- Corte en columnas

$$V_c = \frac{\sum M_{col}}{L_c}$$

donde:

L_c = Longitud de la columna en cuestión

$\sum M_{col}$ = Suma de los momentos últimos en los extremos de las columnas

Ejemplo de corte en la columna AB para el marco 3, primer nivel:

$$V_{AB} = -V_{BA} = \frac{6\,616,84 + 5\,293,42}{4,50} = 2\,646,72 \text{ kg}$$

- Corte en vigas

$$V_v = 0,75 * \left[\frac{1,4 * W_{CM} * L_v}{2} + \frac{1,7 * W_{CV} * L_v}{2} + \frac{1,87 * \sum M}{L_v} \right]$$

donde:

W_{CM} = Carga distribuida, por carga muerta, sobre la viga analizada

W_{CV} = Carga distribuida, por carga viva, sobre la viga analizada

L_v = Longitud de la viga

$\sum M$ = Suma algebraica de los momentos en los extremos de la viga obtenidos del análisis de *Kani* por sismo

Ejemplo de corte en la viga EH para el marco 3, primer nivel:

$$V_{EH} = -V_{HE} = 0,75 * \left[\frac{1,4 * 916,08 * 3,00}{2} + \frac{1,7 * 711,67 * 3,00}{2} + \frac{1,87 * [-2\ 690,19 - (-2\ 690,30)]}{3,00} \right]$$

$$V_{EH} = -V_{HE} = 2\ 803,94 \text{ kg}$$

Se realiza el mismo procedimiento para todas las vigas y columnas de todos los marcos.

- Cortes últimos, sentido X

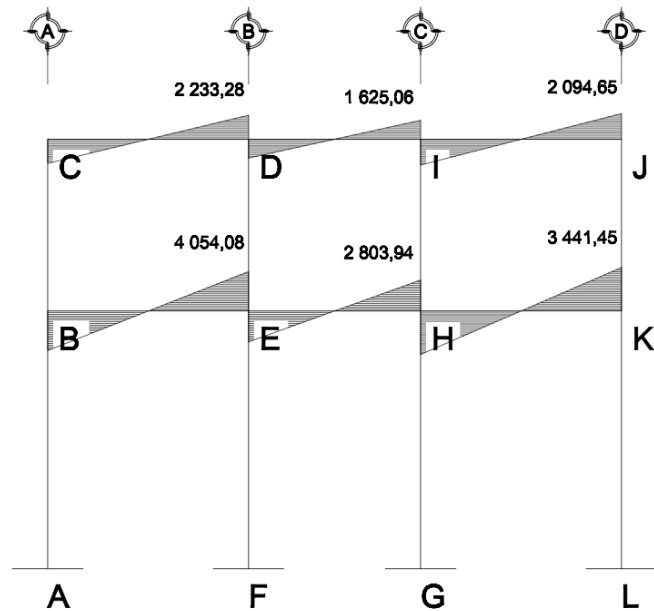
En las siguientes tablas y figuras se presentan los resultados de los cortes últimos y diagramas de corte en vigas y columnas para el marco 3, en kilogramos.

Tabla XXXVI. **Cortes últimos - vigas, marco 3**

Viga	L [m]	1,05 * W _{CM} [kg/m]	1,275 * W _{CV} [kg/m]	1,4025 * ΣM _s [kg-m]	V _v [kg]
V_{BE}	3,50	1 081,35	1 060,07	1 073,09	4 054,08
V_{EH}	3,00	961,89	907,38	0,14	2 803,94
V_{HK}	3,50	1 081,35	1 060,07	-1 071,15	3 441,45
V_{CD}	3,50	918,45	318,02	243,10	2 233,28
V_{DI}	3,00	811,56	272,21	-1,81	1 625,06
V_{IJ}	3,50	918,45	318,02	-242,11	2 094,65

Fuente: elaboración propia.

Figura 53. Diagrama de cortes últimos - vigas, marco 3



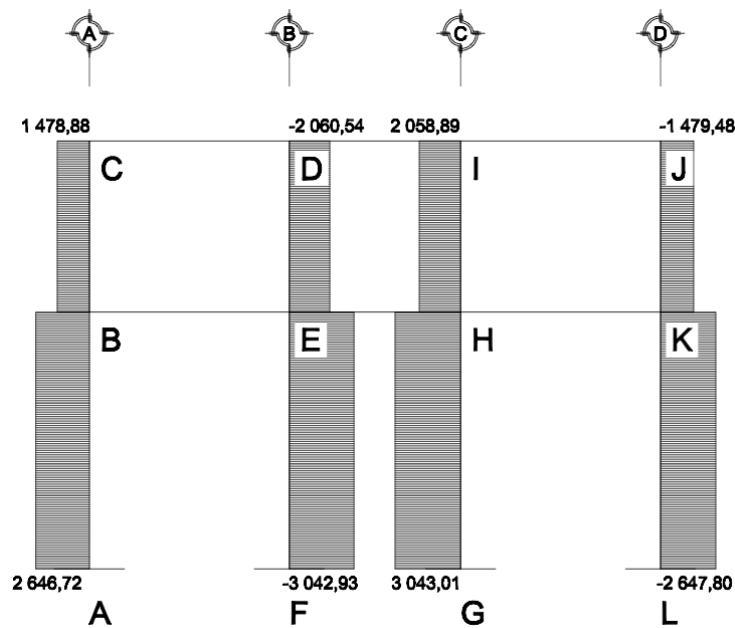
Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXVII. Cortes últimos - columnas, marco 3

Col.	L [m]	V _c [kg]	Combinación
C _{AB}	4,50	2 646,72	1,05 * CM + 1,275 * CV - 1,4025 * E (combo 3)
C _{BC}	3,00	1 478,88	
C _{FE}	4,50	-3 042,93	1,05 * CM + 1,275 * CV + 1,4025 * E (combo 2)
C _{ED}	3,00	-2 060,54	
C _{GH}	4,50	3 043,01	1,05 * CM + 1,275 * CV - 1,4025 * E (combo 3)
C _{HI}	3,00	2 058,89	
C _{LK}	4,50	-2 647,80	1,05 * CM + 1,275 * CV + 1,4025 * E (combo 2)
C _{KJ}	3,00	-1 479,48	

Fuente: elaboración propia.

Figura 54. Diagrama de cortes últimos - columnas, marco 3



Fuente: elaboración propia.

- Cortes últimos, sentido Y

En las siguientes tablas y figuras se presentan los resultados de los cortes últimos y los diagramas de corte en vigas y columnas para el marco B.

Tabla XXXVIII. Cortes últimos - vigas, marco B

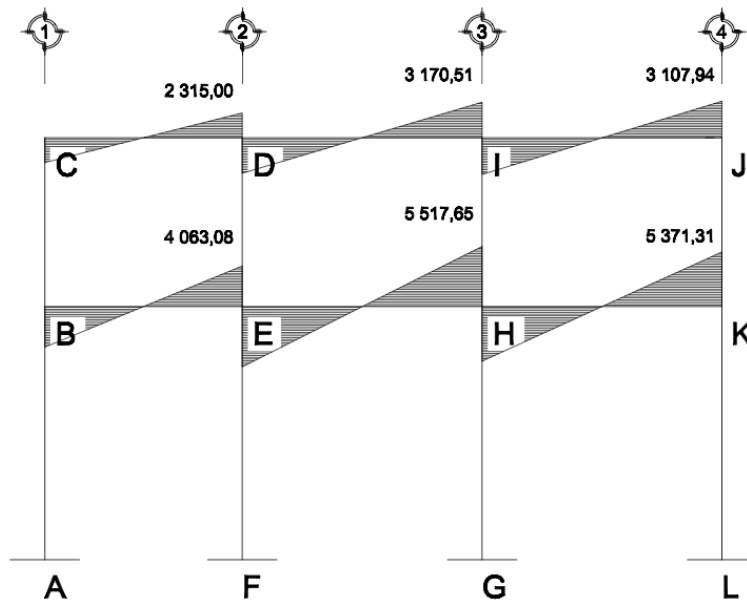
Viga	L [m]	$1,05 * W_{CM}$ [kg/m]	$1,275 * W_{CV}$ [kg/m]	$1,4025 * \sum M_s$ [kg-m]	V_v [kg]
V_{BE}	3,50	1 115,55	1 103,79	627,36	4 063,08
V_{EH}	4,25	1 281,19	1 315,50	-1,31	5 517,65
V_{HK}	4,25	1 281,19	1 315,50	-623,26	5 371,31

Continuación tabla XXXVIII...

V_{CD}	3,50	949,05	331,14	261,38	2 315,00
V_{DI}	4,25	1 097,25	394,65	0,95	3 170,51
V_{IJ}	4,25	1 097,25	394,65	-264,97	3 107,94

Fuente: elaboración propia.

Figura 55. **Diagrama de cortes últimos - vigas, marco B**



Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIX. **Cortes últimos - columnas, marco B**

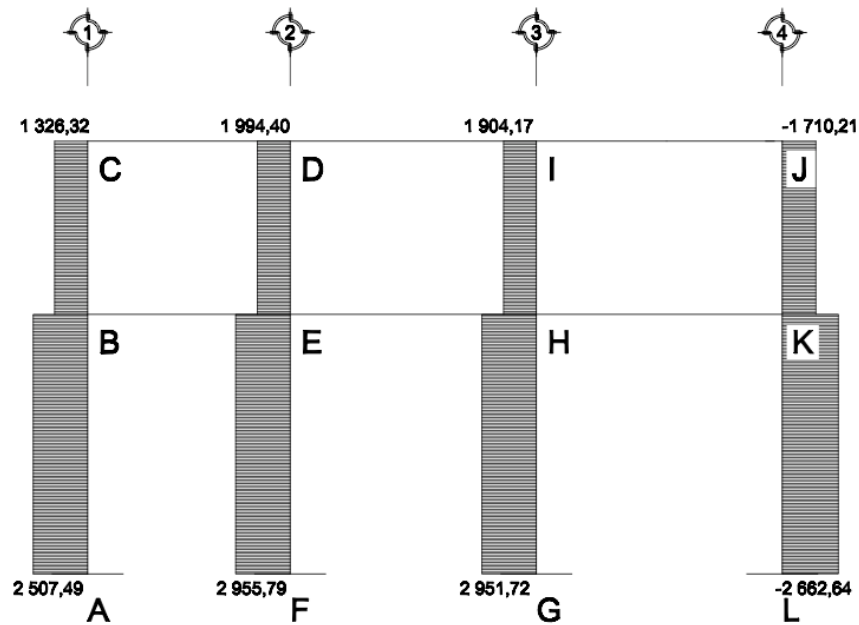
Col.	L [m]	V_c [kg]	Combinación
C_{AB}	4,50	2 507,49	1,05 * CM + 1,275 * CV - 1,4025 * E (combo 3)
C_{BC}	3,00	1 326,32	

Continuación tabla XXXVIII...

C_{FE}	4,50	2 955,79	$1,05 * CM + 1,275 * CV - 1,4025 * E$ (combo 3)
C_{ED}	3,00	1 994,40	
C_{GH}	4,50	2 951,72	$0,9 * CM - 1,43 * E$ (combo 5)
C_{HI}	3,00	1 904,17	
C_{LK}	4,50	-2 662,64	$1,05 * CM + 1,275 * CV + 1,4025 * E$ (combo 2)
C_{KJ}	3,00	-1 710,21	

Fuente: elaboración propia.

Figura 56. Diagrama de cortes últimos - columnas, marco B



Fuente: elaboración propia.

2.2.5. Diseño estructural

Ya obtenidos todos los resultados del análisis estructural, se procede a realizar el diseño estructural y las soluciones pueden variar según el criterio o los reglamentos que se usen. Es así, como procede a realizar los cálculos necesarios para armados de losas, vigas, columnas y zapatas de la estructura. El diseño de los elementos de concreto reforzado se realizó con base en el código ACI 318-05.

2.2.5.1. Losas

La losa es una superficie plana útil para su uso, que traslada las cargas vivas al resto de los elementos y trabaja como diafragmas. Las losas serán apoyadas en los cuatro lados, para obtener una acción de losas en dos direcciones. El acero de refuerzo se colocará en dirección paralela a la superficie. A menudo, se utilizan barras de refuerzo rectas aunque para losas continuas las barras inferiores se doblan hacia arriba, lo que proporciona el refuerzo para cubrir los esfuerzos negativos sobre los apoyos. Para el diseño de las losas se aplicó el Método 3 del ACI 318-05 y se utilizaron las siguientes especificaciones.

Datos:

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

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

$$Y_{\text{conc}} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$Y_{\text{mezclón2}} = 25 \text{ kg/m}^2$$

$$Y_{\text{mezclón1}} = 75 \text{ kg/m}^2$$

$$Y_{\text{sc}} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$CV_2 = 150 \text{ kg/m}^2$$

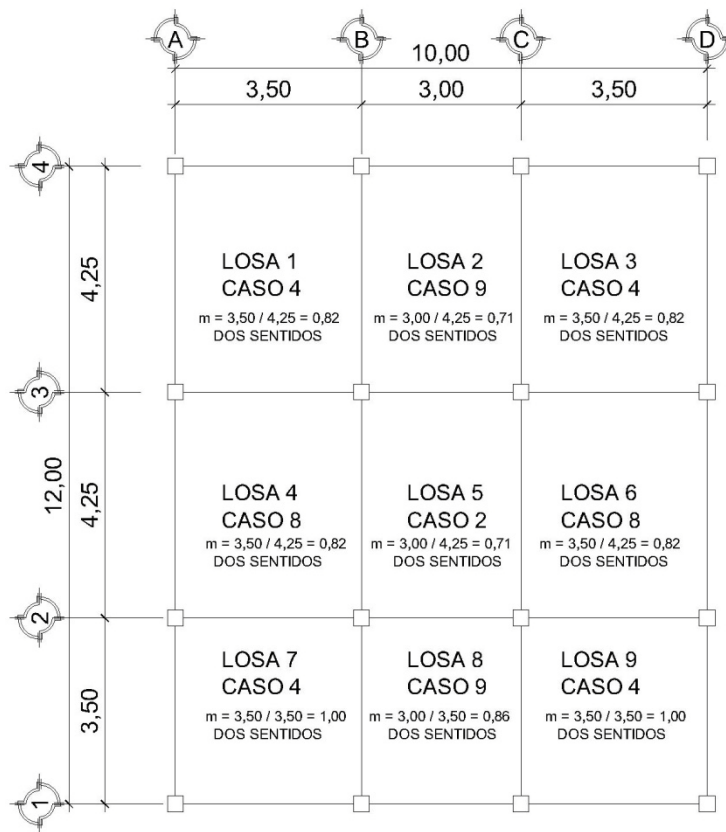
$$CV_1 = 500 \text{ kg/m}^2$$

El cálculo del espesor de la losa se realizó en la numeral 2.2.4.1, y se determinó un espesor de losa de 0,10 metros para ambos niveles.

- Segundo nivel

En la siguiente figura se presenta la distribución de losas en el segundo nivel.

Figura 57. **Distribución de losas, segundo nivel**



Fuente: elaboración propia.

Cálculo de la carga última o carga de diseño

$$CM = t * \gamma_{conc} + \gamma_{sc} + \gamma_{mezclón2}$$

$$CM = 0,10 * 2400 + 100 + 25 = 365 \text{ kg/m}^2$$

$$CMU = 1,4 * 365 = 511 \text{ kg/m}^2$$

$$CVU = 1,7 * CV = 1,7 * 150 = 255 \text{ kg/m}^2$$

$$CU = CMU + CVU = 511 + 255 = 766 \text{ kg/m}^2$$

Se diseñó con base en una franja unitaria de 1,00 metro de ancho, así:

$$CUT = 766 \text{ kg/m}^2 * 1,00 \text{ m} = 766 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de momentos

$$M_a^- = C_a^- * CUT * a^2$$

$$M_b^- = C_b^- * CUT * b^2$$

$$M_a^+ = C_{a_{CM}}^+ * CMU * a^2 + C_{a_{CV}}^+ * CVU * a^2$$

$$M_b^+ = C_{b_{CM}}^+ * CMU * b^2 + C_{b_{CV}}^+ * CVU * b^2$$

donde:

CMU = Carga muerta última

CUT = Carga última total

CVU = Carga viva última

C_a^- y C_b^- = Coeficientes para momentos negativa

$C_{a_{CM}}^+$ y $C_{b_{CM}}^+$ = Coeficientes para momentos positivos por carga muerta

$C_{a_{CV}}^+$ y $C_{b_{CV}}^+$ = Coeficientes para momentos positivos por carga viva

a = Lado corto de la losa

b = Lado largo de la losa

En losas sin continuidad, el momento negativo es un tercio del momento positivo (ver figura 7):

$$M_a^- = \frac{1}{3} * M_a^+$$

$$M_b^- = \frac{1}{3} * M_b^+$$

Para obtener los coeficientes para las losas, tanto para momentos positivos y momentos negativos, se utilizan las tablas de coeficientes de losas, apoyadas en dos sentidos (ver anexos). En la figura 57 se muestra la distribución de las losas para el segundo nivel y el caso al que pertenecen.

Coeficientes para las losas

Losas 1 y 3: m = 0,82; Caso 4; a = 3,50 m; b = 4,25 m;

$$C_a^- = 0,0690 \quad C_a^+_{CM} = 0,0378 \quad C_a^+_{CV} = 0,0460$$

$$C_b^- = 0,0310 \quad C_b^+_{CM} = 0,0172 \quad C_b^+_{CV} = 0,0212$$

Losa 2: m = 0,71; Caso 9; a = 3,00 m; b = 4,25 m;

$$C_a^- = 0,0804 \quad C_a^+_{CM} = 0,0326 \quad C_a^+_{CV} = 0,0492$$

$$C_b^- = 0,0116 \quad C_b^+_{CM} = 0,0062 \quad C_b^+_{CV} = 0,0114$$

Losas 4 y 6: m = 0,82; Caso 8; a = 3,50 m; b = 4,25 m;

$$C_a^- = 0,0526 \quad C_a^+_{CM} = 0,0308 \quad C_a^+_{CV} = 0,0424$$

$$C_b^- = 0,0430 \quad C_b^+_{CM} = 0,0158 \quad C_b^+_{CV} = 0,0202$$

Losa 5:	$m = 0,71;$	Caso 2;	$a = 3,00 \text{ m};$	$b = 4,25 \text{ m};$
$C_a^- = 0,073$	$C_{a \text{ CM}}^+ = 0,0296$		$C_{a \text{ CV}}^+ = 0,0482$	
$C_b^- = 0,0180$	$C_{b \text{ CM}}^+ = 0,0074$		$C_{b \text{ CV}}^+ = 0,0124$	
Losas 7 y 9:	$m = 1,00;$	Caso 4;	$a = 3,50 \text{ m};$	$b = 3,50 \text{ m};$
$C_a^- = 0,0050$	$C_{a \text{ CM}}^+ = 0,0270$		$C_{a \text{ CV}}^+ = 0,0320$	
$C_b^- = 0,0050$	$C_{b \text{ CM}}^+ = 0,0270$		$C_{b \text{ CV}}^+ = 0,0320$	
Losa 8:	$m = 0,86;$	Caso 9;	$a = 3,00 \text{ m};$	$b = 3,50 \text{ m};$
$C_a^- = 0,0712$	$C_{a \text{ CM}}^+ = 0,0276$		$C_{a \text{ CV}}^+ = 0,0384$	
$C_b^- = 0,0218$	$C_{b \text{ CM}}^+ = 0,0134$		$C_{b \text{ CV}}^+ = 0,0204$	

Ejemplo para las losas 1 y 3:

Sentido a

$$M_a^- = 0,0690 * 766 * 3,50^2 = 647,46 \text{ kg-m}$$

$$M_a^+ = 0,0378 * 511 * 3,50^2 + 0,0460 * 255 * 3,50^2 = 380,31 \text{ kg-m}$$

Sentido b

$$M_b^- = 0,0310 * 766 * 4,25^2 = 428,91 \text{ kg-m}$$

$$M_b^+ = 0,0172 * 511 * 4,25^2 + 0,0212 * 255 * 4,25^2 = 256,4 \text{ kg-m}$$

Al seguir el procedimiento anterior se calcularon los momentos, en kilogramos-metro, de todas las losas del segundo nivel, lo que da como resultado, los datos de la tabla XL.

Tabla XL. **Determinación de momentos para losas, segundo nivel**

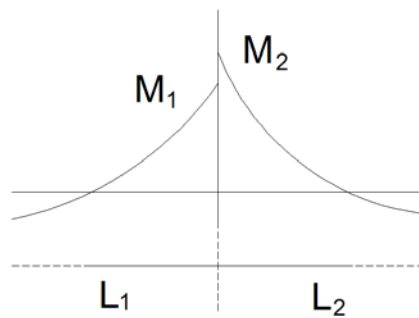
Losa	Lado		n=a/b	CASO	Momento negativo		Momento positivo (CM)		Momento positivo (CV)		Momentos (-) [kg-m]		Momentos (+) [kg-m]	
	a	b			Ca-	Cb-	Ca+	Cb+	Ca+	Cb+	Ma=-Ca(-)* CUT * a²	Mb=-Cb(-)* CUT * b²	Ma=-Ca(+)+CM* CMU * a² + Ca(+)+CV * CVU * a²	Mb=-Cb(+)+CM* CMU * b² + Cb(+)+CV * CVU * b²
1	3,50	4,25	0,82	4	0,069	0,031	0,038	0,017	0,046	0,021	647,46	428,91	380,31	256,40
2	3,00	4,25	0,71	9	0,080	0,012	0,033	0,006	0,049	0,011	554,28	160,50	262,84	109,73
3	3,50	4,25	0,82	4	0,069	0,031	0,038	0,017	0,046	0,021	647,46	428,91	380,31	256,40
4	3,50	4,25	0,82	8	0,053	0,043	0,031	0,016	0,042	0,020	493,57	594,94	325,25	238,87
5	3,00	4,25	0,71	2	0,073	0,018	0,030	0,007	0,048	0,012	503,26	249,05	246,75	125,42
6	3,50	4,25	0,82	8	0,053	0,043	0,031	0,016	0,042	0,020	493,57	594,94	325,25	238,87
7	3,50	3,50	1,00	4	0,050	0,050	0,027	0,027	0,032	0,032	469,18	469,18	268,97	268,97
8	3,00	3,50	0,86	9	0,071	0,022	0,028	0,013	0,038	0,020	490,85	204,56	215,06	147,61
9	3,50	3,50	1,00	4	0,050	0,050	0,027	0,027	0,032	0,032	469,18	469,18	268,97	268,97

Fuente: elaboración propia.

Balance de momentos

Cuando el momento negativo en un lado de un apoyo es menor que el del otro lado, su diferencia se distribuye en proporción a su rigidez; ello, se hace para determinar el valor del momento balanceado (M_b), para el cual el código ACI 318-05 recomienda el procedimiento siguiente:

Figura 58. **Balance de momentos**



Fuente: elaboración propia.

Como se puede apreciar en la figura anterior, para el balanceo de momentos, el momento mayor será M_2 y el momento menor M_1 , con la misma denominación para las longitudes respectivas.

Si $M_2 > M_1$:

Si $M_1 > 0,80 * M_2$, entonces:

$$M_b = \frac{M_1 + M_2}{2}$$

Si $M_1 < 0,80 * M_2$; esto implica que se toma una distribución proporcional de los momentos, según la rigidez de las losas como:

$$K_1 = \frac{1}{L_1}$$

$$K_2 = \frac{1}{L_2}$$

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

$$M_b = (M_2 - M_1) * D_1 + M_1$$

donde:

D_1, D_2 = Factores de distribución de las losas 1 y 2

L_1, L_2 = Longitudes de losa consideradas

M_b = Momento balanceado

K_1, K_2 = Rigideces de las losas a y b

Sentido X:

Losa 1-2 = Losa 2-3

$$M_1 = 554,28 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 647,46 \text{ kg-m}$$

$$0,8 * 647,46 = 517,97 \text{ kg-m}$$

554,28 kg-m > 517,97 kg-m, entonces:

$$M_b = \frac{554,28 + 647,46}{2} = 600,87 \text{ kg-m}$$

Losa 4-5 = Losa 5-6

$$M_1 = 493,57 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 503,26 \text{ kg-m}$$

$$0,8 * 503,26 = 402,61 \text{ kg-m}$$

493,57 kg-m > 402,61 kg-m, entonces:

$$M_b = \frac{493,57 + 503,26}{2} = 498,42 \text{ kg-m}$$

Losa 7-8 = Losa 8-9

$$M_1 = 469,18 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 490,85 \text{ kg-m}$$

$$0,8 * 490,85 = 392,68 \text{ kg-m}$$

469,18 kg-m > 392,68 kg-m, entonces:

$$M_b = \frac{469,18 + 490,85}{2} = 480,01 \text{ kg-m}$$

Sentido Y:

Losa 3-6 = Losa 1-4

$$M_1 = 428,91 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 594,94 \text{ kg-m}$$

$$0,8 * 594,94 = 475,95 \text{ kg-m}$$

428,91 kg-m < 475,95 kg-m, entonces:

$$K_1 = K_2 = \frac{1}{4,25} = 0,235$$

$$D_1 = D_2 = \frac{0,235}{0,235 + 0,235} = 0,50$$

$$M_b = (594,94 - 428,91) * 0,50 + 428,91 = 511,93 \text{ kg-m}$$

Losa 6-9 = Losa 4-7

$$M_1 = 469,18 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 594,94 \text{ kg-m}$$

$$0,8 * 594,94 = 475,95 \text{ kg-m}$$

469,18 kg-m < 475,95 kg-m, entonces:

$$K_1 = \frac{1}{3,50} = 0,286$$

$$K_2 = \frac{1}{4,25} = 0,235$$

$$D_1 = \frac{0,286}{0,286 + 0,235} = 0,549$$

$$D_2 = \frac{0,235}{0,235 + 0,286} = 0,451$$

$$M_b = (594,94 - 469,18) * 0,549 + 469,18 = 538,14 \text{ kg-m}$$

Losa 2-5

$$M_1 = 160,5 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 249,05 \text{ kg-m}$$

$$0,8 * 249,05 = 199,24 \text{ kg-m}$$

160,5 kg-m < 199,24 kg-m, entonces:

$$K_1 = \frac{1}{4,25} = 0,235$$

$$K_2 = \frac{1}{4,25} = 0,235$$

$$D_1 = \frac{0,235}{0,286 + 0,235} = 0,50$$

$$D_2 = \frac{0,235}{0,235 + 0,286} = 0,50$$

$$M_b = (249,05 - 160,50) * 0,50 + 160,50 = 204,77 \text{ kg-m}$$

Losa 5-8

$$M_1 = 204,56 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 249,05 \text{ kg-m}$$

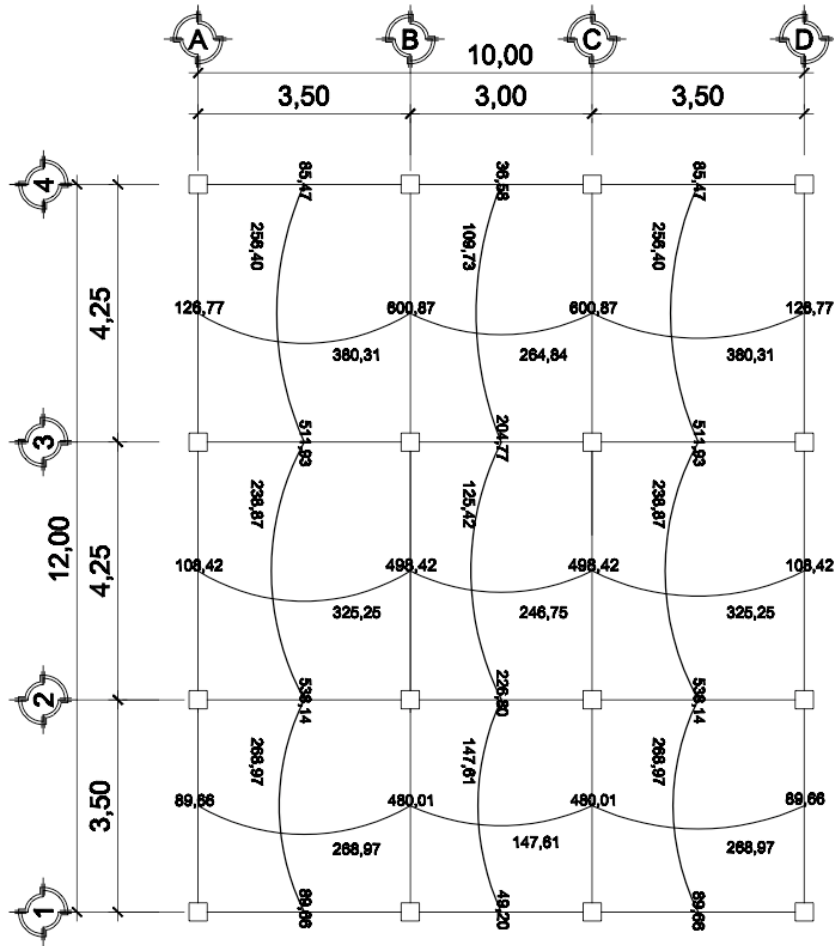
$$0,8 * 249,05 = 199,24 \text{ kg-m}$$

204,56 kg-m > 199,24 kg-m, entonces:

$$M_b = \frac{204,56 + 249,05}{2} = 226,80 \text{ kg-m}$$

El resumen de los momentos balanceados para el segundo nivel se presenta en la figura 59, en kilogramos-metro.

Figura 59. Momentos balanceados, segundo nivel

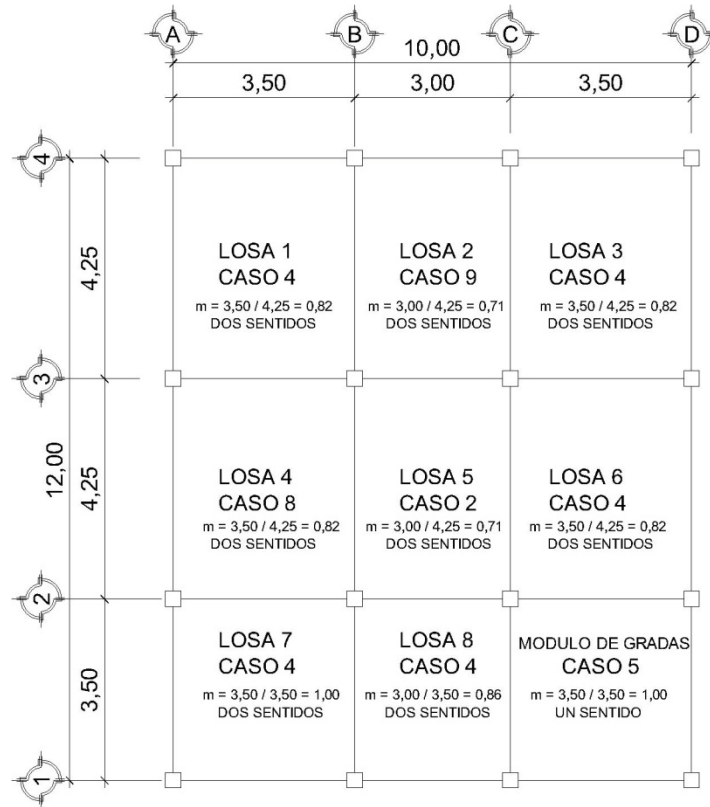


Fuente: elaboración propia.

- Primer nivel

En la figura 60 se presenta la distribución de losas para el primer nivel.

Figura 60. **Distribución de losas, primer nivel**



Fuente: elaboración propia.

Cálculo de la carga última o carga de diseño

$$CM = t * Y_{conc} + Y_{sc} + Y_{mezclón1} + Y_{muros} * Y_{acabados}$$

$$CM = 0,10 * 2400 + 100 + 75 + 100 + 60 = 575 \text{ kg/m}^2$$

$$CMU = 1,4 * 575 = 805 \text{ kg/m}^2$$

$$CVU = 1,7 * 500 = 850 \text{ kg/m}^2$$

$$CU = 850 + 850 = 1655 \text{ kg/m}^2$$

$$CUT = 1655 \text{ kg/m}^2 * 1,00 \text{ m} = 1655 \text{ kg/m}^2$$

Tabla XLI. Determinación de momentos para losas, primer nivel

Losa	Lado		n=a/b	CASO	Momento negativo		Momento positivo (CIM)		Momento positivo (CV)		Momentos (-) [kg-m]		Momentos (+) [kg-m]	
	a	b			Ca-	Cb-	Ca+	Cb+	Ca+	Cb+	Ca-	Cb-	Ma=-Ca(-) * CUT * a²	Mb=-Cb(-) * CUT * b²
1	3,50	4,25	0,82	4,00	0,07	0,03	0,04	0,02	0,05	0,02	1 398,89	926,70	851,73	575,58
2	3,00	4,25	0,71	9,00	0,08	0,01	0,03	0,01	0,05	0,01	1 197,56	346,76	612,57	265,18
3	3,50	4,25	0,82	4,00	0,07	0,03	0,04	0,02	0,05	0,02	1 398,89	926,70	851,73	575,58
4	3,50	4,25	0,82	8,00	0,05	0,04	0,03	0,02	0,04	0,02	1 066,40	1 285,42	745,22	539,87
5	3,00	4,25	0,71	2,00	0,07	0,02	0,03	0,01	0,05	0,01	1 087,34	538,08	583,18	297,98
6	3,50	4,25	0,82	4,00	0,07	0,03	0,04	0,02	0,05	0,02	1 398,89	926,70	851,73	575,58
7	3,50	3,50	1,00	4,00	0,05	0,05	0,03	0,03	0,03	0,03	1 013,69	1 013,69	599,45	599,45
8	3,00	3,50	0,86	4,00	0,06	0,04	0,04	0,02	0,04	0,02	965,20	713,64	579,30	439,02
M.G	3,50	3,50	1,00	5,00	0,08	0,00	0,03	0,02	0,03	0,03	1 186,11	0,00	479,06	378,38

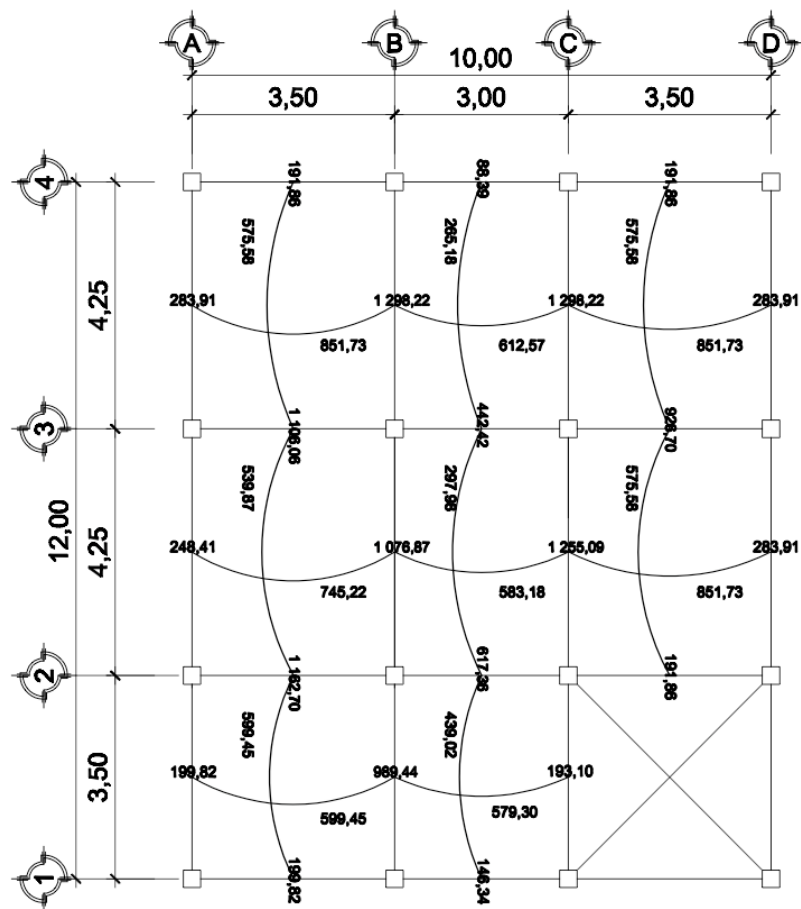
Fuente: elaboración propia.

Después de seguir el procedimiento anterior, se calcularon los momentos, en kilogramos-metro, de todas las losas del primer nivel y dio como resultado los datos de la tabla XLI.

Balance de momentos

El procedimiento se realizó como en el segundo nivel, por lo que en la siguiente figura se expone el resumen de los momentos balanceados.

Figura 61. **Momentos balanceados, primer nivel**



Fuente: elaboración propia.

Junto a los momentos presentados anteriormente en la tabla XL, se procede a calcular el acero de refuerzo que se necesita en las losas en ambos niveles.

- Diseño del refuerzo

Determinación del peralte efectivo

Según el código ACI 318-05 en la sección 7.7.1, el recubrimiento mínimo en una losa es de 2 centímetros.

El peralte (d), se calcula de la siguiente manera:

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

donde:

t = Espesor de la losa

\emptyset = Diámetro de la varilla

$$d = 10 - 2 - \frac{0,9525}{2} = 7,52 \text{ cm} \approx 7,5 \text{ cm}$$

Determinación del refuerzo mínimo

El área de acero mínimo ($A_{s_{\text{mín}}}$), se calcula en una franja unitaria (b) de 1,00 metro.

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14,1 * b * d}{f_y} = \frac{14,1 * 100 * 7,5}{2810} = 3,76 \text{ cm}^2$$

Con el área de acero mínimo, se calcula un espaciamiento (S), al utilizar varilla No.3, que tiene un área de 0,71 centímetros cuadrados.

El espaciamiento se calcula por medio de una regla de tres, de la siguiente manera:

$$3,76 \text{ cm}^2 \text{ -----} \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{ -----} \rightarrow S = 18,88 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

El espaciamiento máximo ($S_{\text{máx}}$) en una losa está dado por:

$$S_{\text{máx}} = 3 * t = 3 * 10 = 30 \text{ cm}$$

Cálculo del momento soportado al usar $A_{s\text{mín}}$:

$$M_{A_{s\text{mín}}} = 0,90 * \left[A_{s\text{mín}} * f_y * \left(d - \frac{A_{s\text{mín}} * f_y}{1,7 * f_c * b} \right) \right]$$

$$M_{A_{s\text{mín}}} = 0,9 * \left[3,76 * 2810 * \left(7,50 - \frac{3,76 * 2810}{1,7 * 210 * 100} \right) \right]$$

$$M_{A_{s\text{mín}}} = 68 561,99 \text{ kg-cm} = 685,62 \text{ kg-m}$$

Refuerzo para el segundo nivel

Para todas las losas en este nivel, los momentos son menores al $M_{A_{s\text{mín}}}$; entonces, por factores constructivos, el refuerzo con varillas No.3 se espaciará a cada 0,20 m (ver apéndice).

Refuerzo para el primer nivel

El área de acero se calcula con base en una franja unitaria (b) de 1,00 metro:

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

Sentido X (al utilizar varilla No.4):

Losas 1, 2 y 3:

$$M_u = 1\,298,22 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \left[100 * 7,5 - \sqrt{(100 * 7,5)^2 - \frac{1\,298,22 * 100}{0,003825 * 210}} \right] * 0,85 * \frac{210}{2810}$$

$$A_s = 7,42 \text{ cm}^2 \text{-----} \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{-----} \rightarrow S = 17,11 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Losas 4, 5 y 6:

$$M_u = 1\,255,09 \text{ kg-m}$$

$$A_s = 7,15 \text{ cm}^2 \text{-----} \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{-----} \rightarrow S = 17,76 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Losas 7 y 8:

$$M_u = 989,44 \text{ kg-m}$$

$$A_s = 5,54 \text{ cm}^2 \text{-----} \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{-----} \rightarrow S = 22,92 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Se obtiene el armado final (ver apéndice):

Para losas 1,2 y 3, varillas No.4 a cada 0,15 m

Para losas 4,5 y 6, varillas No.4 a cada 0,20 m

Para losas 7 y 8, varillas No.4 a cada 0,25 m

Sentido Y (al utilizar varilla No.4):

Losas 1, 4 y 7:

$$M_u = 1\,162,87 \text{ kg-m}$$

$$A_s = 6,59 \text{ cm}^2 \text{-----} \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{-----} \rightarrow S = 19,29 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Losas 2, 5 y 8

$$M_u = 617,08 \text{ kg-m} < 685,62, \text{ entonces se usará } A_{s_{\min}} = 3,76 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,76 \text{ cm}^2 \text{-----} \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{-----} \rightarrow S = 33,75 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Losas 3 y 6:

$$M_u = 926,70 \text{ kg-m}$$

$$A_s = 5,17 \text{ cm}^2 \text{-----} \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{-----} \rightarrow S = 24,59 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Se obtiene el armado final (ver apéndice):

Para losas 1,4 y 7, varillas No.4 a cada 0,20 m

Para losas 2,5 y 8, varillas No.4 a cada 0,30 m

Para losas 3 y 6, varillas No.4 a cada 0,25 m

- Revisión por corte

El corte debe ser resistido únicamente por el concreto, por tal razón, se debe verificar si el espesor de losa es el adecuado. El procedimiento es el siguiente:

Cálculo del corte máximo actuante

$$V_{\text{máx}} = \frac{\text{CUT} * A_t}{L}$$

donde:

A_t = Área tributaria, de los lados cortos de losas se toma la mayor

CUT = Carga última del nivel, calculado anteriormente

L = Lado corto o largo, de los lados de losas en cuestión se toma la mayor

Segundo nivel:

Lado corto:

$$V_{\text{máx}} = \frac{766 * 5,82}{3,50} = 1\,273,75 \text{ kg}$$

Lado largo:

$$V_{\text{máx}} = \frac{766 * 8,77}{4,25} = 1\,580,66 \text{ kg}$$

Primer nivel:

Lado corto:

$$V_{\text{máx}} = \frac{1655 * 5,82}{3,50} = 2\,752,03 \text{ kg}$$

Lado largo:

$$V_{\text{máx}} = \frac{1655 * 8,77}{4,25} = 3\,415,14 \text{ kg}$$

Cálculo de corte máximo resistente

$$V_{res} = \emptyset * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_{res} = 0,85 * \sqrt{210} * 100 * 7,5 = 9\,238,25 \text{ kg}$$

Comparar V_{res} con $V_{m\acute{a}x}$: si, $V_{res} > V_{m\acute{a}x}$, el espesor es el adecuado, en caso contrario aumentar el espesor (t). Como $9\,238,25 \text{ kg} > 2\,752,03 \text{ kg}$, para los dos niveles el espesor es el adecuado.

2.2.5.2. Vigas

Son elementos estructurales que transmiten cargas externas de manera transversal, las cuales provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en su longitud. Son los elementos que soportan su propio peso y el peso de la losa, y lo transmiten a las columnas y muros, si es el caso.

El procedimiento para diseñar vigas, aplicado a la viga 1-2 (tramo E-H del primer nivel), se describe a continuación. Los datos se obtuvieron del análisis estructural (ver numeral 2.2.4.1).

Datos:

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

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

$$\gamma_{conc} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$b_{v2} = 0,20 \text{ m}$$

$$h_{v2} = 0,35 \text{ m}$$

$$b_{v1} = 0,25 \text{ m}$$

$$h_{v1} = 0,40 \text{ m}$$

- Diseño del refuerzo longitudinal

Determinación del peralte efectivo

$$d = h - \text{rec} - \varnothing_{\text{varilla transv.}} - \frac{\varnothing_{\text{varilla long.}}}{2}$$

$$d = 40 - 4 - 0,9525 - \frac{1,905}{2} = 34,1 \text{ cm}$$

El código ACI 318-05, en la sección 7.7.1, establece que se debe proporcionar un recubrimiento mínimo al refuerzo para vigas igual a 4 centímetros.

Determinación de refuerzo mínimo

El código ACI 318-05, en la sección 10.5.1, establece que en toda sección de un elemento sometido a flexión, cuando por análisis se requiera refuerzo a tracción, el área de acero (A_s) no debe de ser menor a:

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{0,85 * \sqrt{f'_c} * b * d}{f_y} = \frac{0,85 * \sqrt{210} * 25 * 34}{2810} = 3,74 \text{ cm}^2$$

Ni tampoco menor a:

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14,1 * b * d}{f_y} = \frac{14 * 25 * 34}{2810} = 4,25 \text{ cm}^2$$

Por lo que el $A_{s_{\text{mín}}}$ de diseño es de 4,25 centímetros cuadrados y se propone el $A_{s_{\text{mín}}}$ real, para el primer nivel, de 5,7 centímetros cuadrados (dos varillas No.6 corridas).

$$A_{s_{\text{real}}} = 2 * 2,85 \text{ cm}^2 = 5,7 \text{ cm}^2$$

Determinación del refuerzo máximo

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{0,85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} \text{ donde: } \beta_1 = 0,85$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0,5 * \rho_{\text{bal}} * b * d$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{0,85 * 0,85 * 210}{2810} = 0,054$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0,50 * 0,054 * 25 * 40 = 23,01 \text{ cm}^2$$

El código ACI 318-05, en el APÉNDICE C.3.2.1, recomienda que para secciones controladas por tracción se debe aplicar un factor de reducción (Φ) igual a 0,90.

Determinación de área de acero requerida para los momentos

Para determinar el área de acero, se utiliza la siguiente ecuación, la cual ya incluye el factor de reducción:

$$A_{s_{\text{req}}} = \left[b_v * d - \sqrt{(b_v * d)^2 - \frac{M_u * b_v}{0,003825 * f'_c}} \right] * \frac{0,85 * f'_c}{f_y}$$

donde:

$A_{s_{\text{req}}}$ = Área de acero requerida

b_v = Base de la viga

M_u = Momento último

d = Peralte efectivo

Ejemplo para momento positivo en el centro de la viga:

$$M_{u(+)} = 1\,349,49 \text{ kg-m}$$

$$A_{s_{req}} = \left[25 * 34,1 - \sqrt{(25 * 34,1)^2 - \frac{1\,349,49 * 25}{0,003825 * 210}} \right] * \frac{0,85 * 210}{2810} = 1,59 \text{ cm}^2$$

Ya que $1,59 \text{ cm}^2 < 5,7 \text{ cm}^2$, entonces se usará el acero mínimo.

Tabla XLII. **Área de acero requerido en la viga 1-2 (V_{EH})**

M_u [kg-m]	$A_{s_{mín}}$ [cm²]	$A_{s_{req}}$ [cm²]	$A_{s_{máx}}$ [cm²]
5 397,95	5,70	6,67	23,01
3 145,05	5,70	3,78	23,01
1 349,49	5,70	1,59	23,01
5 398,21	5,70	6,67	23,01
3 145,20	5,70	3,78	23,01

Fuente: elaboración propia.

Como se puede apreciar en la tabla anterior, la viga en todas sus secciones es simplemente reforzada, excepto para el momento de 5 397,95 kilogramos-metro y 5 398,21 kilogramos-metro; para las demás, el área de acero requerida es menor al área de acero mínimo, por consiguiente, colocar esta última (ver figura 62). El código ACI 318-05 en la sección 21.3.2.1, requiere que en cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, debe colocarse área de acero mínimo y la cuantía de refuerzo no debe de exceder a 0,025. Para el armado de la viga, al menos dos barras continuas deben disponerse tanto en la parte inferior como superior.

Tabla XLIII. Refuerzo longitudinal para vigas, marco 3

Viga	M_u [kg-m]			$A_{s_{req}}$ [cm ²]			$A_{s_{final}}$ [cm ²]		
	$M_{(-)}$	$M_{(+)}$	$M_{(-)}$						
V_{BE}	3 700,12	-	5 548,32	4,48	-	6,87	5,70	-	6,87
	1 850,06	2 808,62	2 774,16	2,19	3,36	3,32	5,70	5,70	5,70
V_{EH}	5 397,95	-	5 398,21	6,67	-	6,67	6,67	-	6,67
	3 145,05	1 349,49	3 145,20	3,78	1,59	3,78	5,70	5,70	5,70
V_{HK}	5 550,72	-	3 704,13	6,87	-	4,48	6,87	-	5,70
	2 775,36	1 387,68	1 852,06	3,32	1,63	2,19	5,70	5,70	5,70
V_{CD}	3 608,96	-	4 307,88	5,25	-	6,37	5,25	-	6,37
	2 304,49	1 441,30	2 233,69	4,88	2,00	3,15	4,88	3,96	3,96
V_{DI}	3 988,56	-	3 986,63	5,85	-	5,85	5,85	-	5,85
	2 490,96	996,66	2 489,09	5,30	1,37	3,53	5,30	3,96	3,96
V_{IJ}	4 304,21	-	3 606,41	6,36	-	5,24	6,36	-	5,24
	2 229,96	1 076,05	2 301,77	4,71	1,48	3,25	4,71	3,96	3,96

Fuente: elaboración propia.

En la tabla anterior se puede apreciar el refuerzo longitudinal para todas las vigas del marco 3 (ver apéndice).

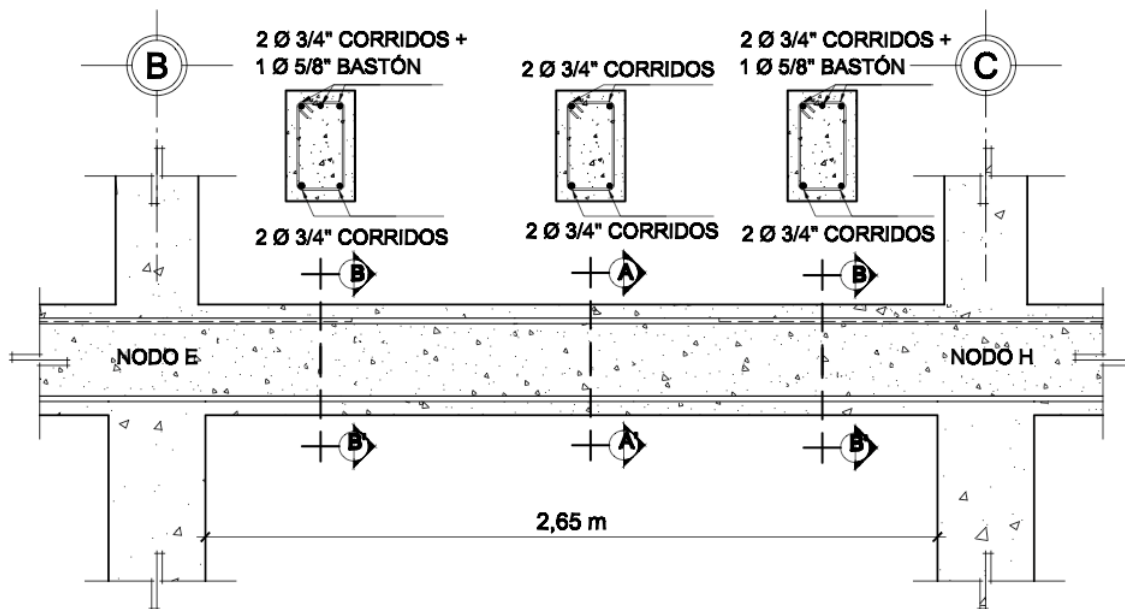
El código ACI 318-05, en la sección 21.3.2.2, requiere que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo, no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo en esa misma cara del nudo. La resistencia a momento positivo o negativo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en cualquiera de las caras del nudo.

Es decir:

$$M_{n(+)}_{izq} \geq \frac{M_{n(-)}_{izq}}{2} \quad \& \quad M_{n(+)}_{der} \geq \frac{M_{n(-)}_{der}}{2}$$

$$M_{n(-)} \text{ o } M_{n(+)} \geq \frac{\text{máx.} M_n}{4}$$

Figura 62. Refuerzo longitudinal final de la viga 1-2 (tramo E-H)



Fuente: elaboración propia.

- Diseño del refuerzo transversal

El refuerzo transversal se coloca en forma de estribos, espaciados a intervalos variables a lo largo del eje de la viga. Este se basó en los cortes últimos en vigas, generados por la envolvente de momentos.

Determinación de fuerza cortante

Esfuerzo de corte que resiste el concreto:

$$V_{res} = \Phi * 0,53 * \sqrt{f_c} * b * d = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 25 * 40 = 6\,528,37 \text{ kg}$$

Corte actuante, según el diagrama de cortes últimos en las vigas del marco 3, presentado en la figura 53, en el tramo E-H:

$$V_{act} = 2\,803,94$$

Comparar el corte que resiste el concreto V_{res} con el corte actuante V_{act} , si $V_{res} \geq V_{act}$, la viga necesita estribos sólo por armado; y el espaciamiento de éstos es, $S_{m\acute{a}x} = d/2$, utilizando como mínimo varillas No. 3.

Separación de estribos estándar

El código ACI 318-05 en la sección 21.3.3.4, requiere que cuando no se necesiten estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos cerrados y ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no menos de $d/2$ en todo lo largo del elemento.

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2} = \frac{34,1}{2} = 17,05 \text{ cm} = 0,17 \text{ m}$$

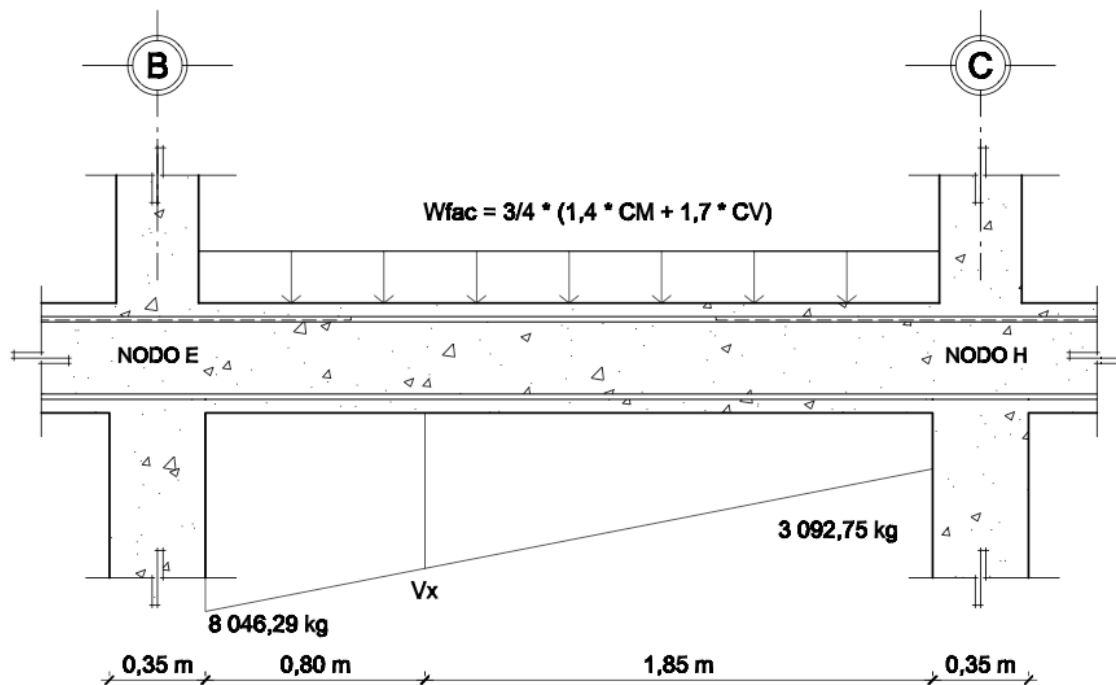
El código ACI 318-05 en la sección 21.3.3.1.(a), requiere que deben disponerse estribos de confinamiento en una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara de apoyo del elemento, hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento a flexión, como sigue:

$$L_{conf} = \text{Longitud de confinamiento} = 2 * h = 2 * 0,40 = 0,80 \text{ m}$$

Al utilizar la relación de triángulos, como se muestra en la siguiente figura, el cálculo de corte (V_x) a una distancia de 0,80 metros (L_{conf}), es el siguiente:

$$V_x = \frac{V_{act} * \left(\frac{l_n}{2} - L_{conf}\right)}{\frac{l_n}{2}} = \frac{2\,803,94 * \left(\frac{2,65}{2} - 0,80\right)}{\frac{2,65}{2}} = 1\,110,99 \text{ kg}$$

Figura 63. Fuerzas cortantes en la viga 1-2 (tramo E-H)



Fuente: elaboración propia.

El código ACI 318-05, en el Apéndice C.3.2.3, requiere que para elementos controlados por corte, se debe aplicar un factor de reducción $\Phi = 0,85$.

Al proponer estribos No.3, con área de acero de 0,71 centímetros cuadrados, se determina el espaciamiento de estribos estándar.

$$S = \frac{\Phi * A_s * f_y * d}{V_x} = \frac{0,85 * 0,71 * 2810 * 34,1}{1\ 110,99} = 52,05 \text{ cm} \approx 0,52 \text{ m}$$

Separación de estribos de confinamiento

El código ACI 318-05 en la sección 23.3.3.2, necesita que el primer estribo no esté a más de 5 centímetros de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos de confinamiento (S_{conf}) no debe de exceder el menor de:

- a) $d/4$
- b) ocho veces el diámetro de la barras longitudinales más pequeñas
- c) veinticuatro veces el diámetro del estribo de confinamiento
- d) 30 centímetros

Al hacer la revisión:

- a) $\frac{34,1}{4} = 8,52 \text{ cm} = 0,09 \text{ m}$
- b) $8 * 1,59 = 12,72 \text{ cm} = 0,13 \text{ m}$
- c) $24 * 0,9525 = 22,86 \text{ cm} = 0,23 \text{ m}$
- d) 0,30 m

$$S_{\text{conf}} = \frac{\Phi * A_s * f_y * d}{V_{\text{act}}} = \frac{0,85 * 0,71 * 2810 * 34,1}{2\ 803,94} = 20,62 \text{ cm} \approx 0,20 \text{ m}$$

En la tabla XLIV se puede apreciar el refuerzo transversal para las vigas, lo que es el espaciamiento simple y por confinamiento.

Tabla XLIV. **Refuerzo transversal para vigas, marco 3**

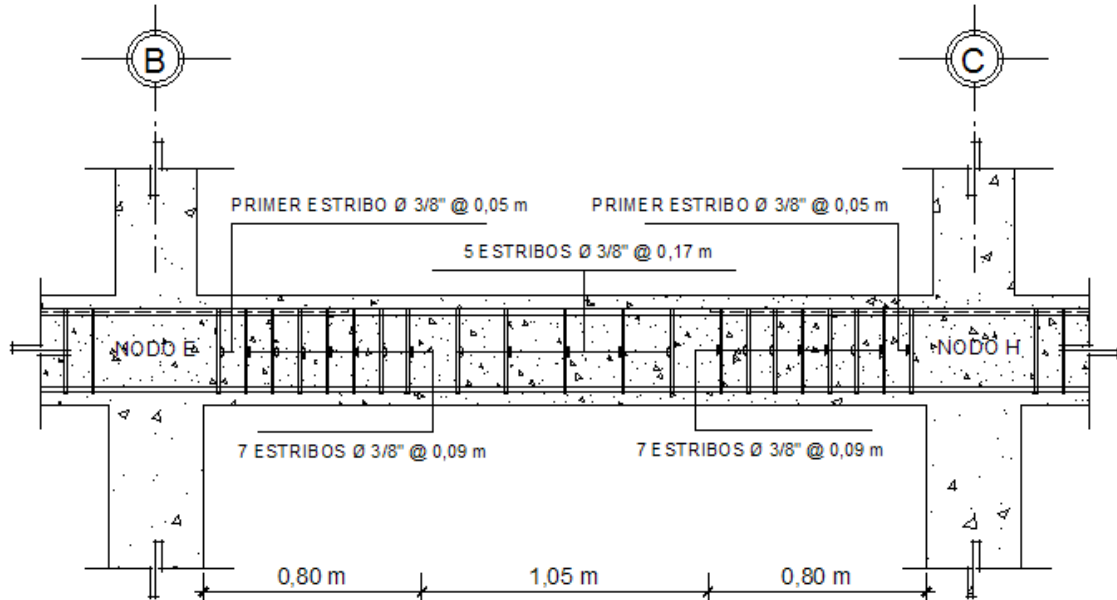
Viga	V_{act} [kg]	L_{conf} [m]	S [m]	S_{máx} [m]	S_{conf} [m]	S_{máx, conf.} [m]
V_{BE}	4 054,08	0,80	0,29	0,17	0,14	0,09
V_{EH}	2 803,94	0,80	0,52	0,17	0,20	0,09
V_{HK}	3 441,45	0,80	0,34	0,17	0,17	0,09
V_{CD}	2 233,28	0,70	0,40	0,15	0,22	0,07
V_{DI}	1 625,06	0,70	0,64	0,15	0,30	0,07
V_{IJ}	2 094,65	0,70	0,42	0,15	0,24	0,07

Fuente: elaboración propia.

Como se puede apreciar en la tabla anterior, los cortes últimos son pequeños, por lo que no necesita mucho refuerzo transversal. Se podría utilizar varilla No.2, pero como el área mínima de varilla que se utiliza es de la No.3, se empleó esta última.

Basados en los cálculos, para el primer nivel, el espaciamiento de los estribos resulta así: el primer estribo a 0,05 metros y en una distancia igual a 0,80 m, desde el extremo al centro del miembro estarán situados a 0,09 metros y el resto a 0,17 metros. Para el segundo nivel, el espaciamiento de los estribos resulta así: el primer estribo a 0,05 metros y en una distancia igual a 0,70 metros, desde el extremo al centro del miembro estarán situados a 0,07 metros y el resto a 0,15 metros (ver apéndice). En la figura 64, se presenta el espaciamiento final de la viga 1-2.

Figura 64. **Espaciamiento de estribos para la viga 1-2 (tramo E-H)**

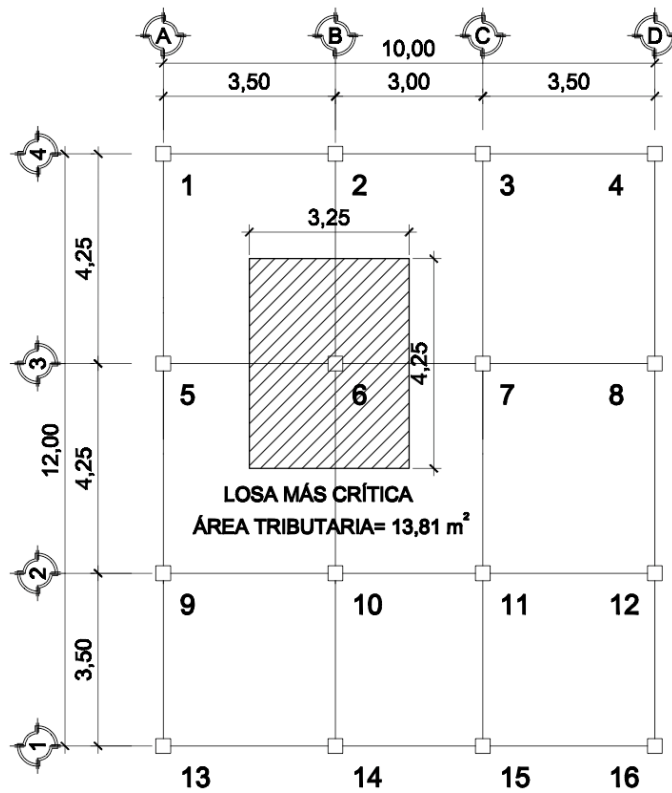


Fuente: elaboración propia.

2.2.5.3. Columnas

Son elementos estructurales que están sometidos a carga axial y momentos flexionantes, que son tomados del análisis estructural, al igual que las dimensiones de las secciones de la columna (ver numerales 2.2.4.1 y 2.2.4.5); se toma para el diseño, el mayor de los dos momentos actuantes en los extremos de la columna crítica para ambos sentidos. El refuerzo principal es el longitudinal, paralelo a la dirección de las cargas últimas verticales que soporta la columna (carga axial), en base al área tributaria de losas y vigas sobre la columna No. 6, como se muestra en la figura 65.

Figura 65. Área tributaria de la columna crítica



Fuente: elaboración propia.

Datos:

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

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

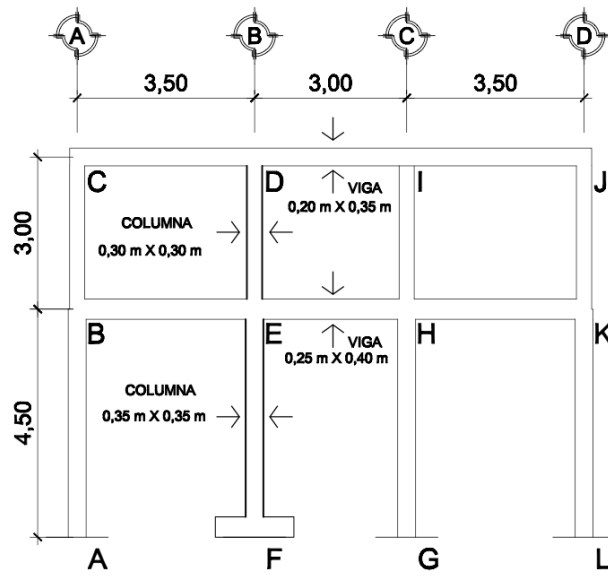
$$\gamma_{\text{conc}} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$L_x = 3,25 \text{ m}$$

$$L_y = 4,25 \text{ m}$$

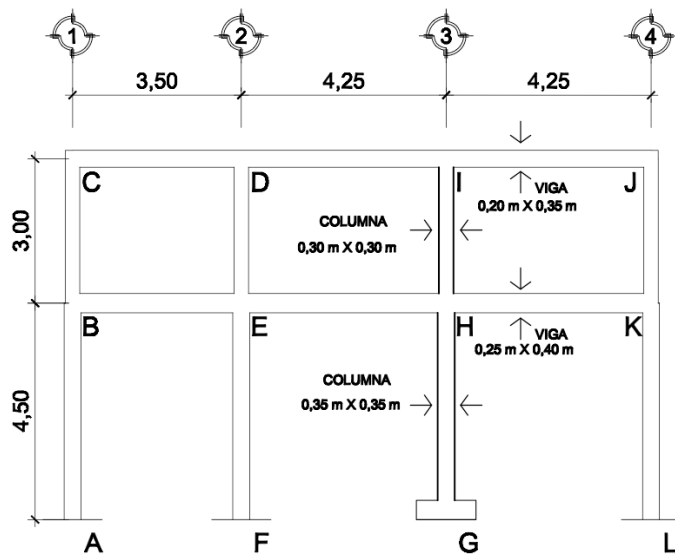
Las figuras 66 y 67, muestran las dimensiones de la columna No. 6 y las dimensiones de las vigas, en ambos niveles.

Figura 66. Dimensiones de columna No. 6, para el eje X



Fuente: elaboración propia.

Figura 67. Dimensiones de columna No. 6, para el eje Y



Fuente: elaboración propia.

- Momentos últimos por la envolvente (M_u)

Segundo nivel	Primer nivel
$M_{u2} = M_{x_{DE}} = -3\ 225,48\ \text{kg-m}$	$M_{u1} = M_{x_{EF}} = -6\ 482,05\ \text{kg-m}$
$M_{u1} = M_{x_{ED}} = -2\ 956,14\ \text{kg-m}$	$M_{u2} = M_{x_{FE}} = -7\ 211,16\ \text{kg-m}$
$M_{u2} = M_{y_{DE}} = 3\ 380,95\ \text{kg-m}$	$M_{u1} = M_{y_{EF}} = 5\ 929,37\ \text{kg-m}$
$M_{u1} = M_{y_{ED}} = 2\ 602,26\ \text{kg-m}$	$M_{u2} = M_{y_{FE}} = 7\ 371,67\ \text{kg-m}$

Según el código ACI 318-05 en la sección 10.12.2, si la columna esta flectada en curvatura simple, el término M_1/M_2 es positivo; y si el elemento tiene curvatura doble, el término M_1/M_2 es negativo. Por consiguiente la columna en ambos niveles presenta curvatura simple, para los dos sentidos.

- Cálculo de la carga axial mayorada (P_u)

Según la figura 65, el área tributaria para la columna crítica es la siguiente:

$$A_t = \left(\frac{3,50}{2} + \frac{3,00}{2} \right) * \left(\frac{4,25}{2} + \frac{4,25}{3} \right) = 13,81\ \text{m}^2$$

Segundo nivel

$$CM_2 = t_{losa} * \gamma_{conc} + \gamma_{mezclón2} + \gamma_{sc} + \gamma_{acabados}$$

$$CM_2 = 0,10 * 2400 + 25 + 100 + 60 = 425\ \text{kg/m}^2$$

$$CV_2 = 150\ \text{kg/m}^2$$

$$CU_2 = 1,4 * CM_2 + 1,7 * CV_2 = 1,4 * 425 + 1,7 * 150 = 850\ \text{kg/m}^2$$

$$FCU_2 = \frac{CU_2}{CM_2 + CV_2} = \frac{850}{425 + 150} = 1,48$$

$$P_{u2} = (A_t * CU_2) + [b_{v2} * h_{v2} * \gamma_{conc} * (L_x + L_y) * FCU_2]$$

$$+ (b_{c2} * h_{c2} * \gamma_{conc} * L_{c2} * FCU_2)$$

$$Pu_2 = (13,81 * 850) + [0,20 * 0,35 * 2400 * (3,25 + 4,25) * 1,48]$$

$$+ (0,30 * 0,30 * 2400 * 3,00 * 1,48) = 14 638,35 \text{ kg}$$

$$Pu_{2m\acute{a}x} = \frac{A_{g2} * f'_c}{10} = \frac{30 * 30 * 210}{10} = 18 900 \text{ kg}$$

$$Pu_2 < Pu_{2m\acute{a}x}$$

La carga axial para el segundo nivel no supera la carga axial máxima, entonces se usará $Pu_2 = 14 638,35$ kilogramos.

Primer nivel

$$CM_1 = t_{losa} * \gamma_{conc} + \gamma_{mezcl\acute{o}n1} + \gamma_{sc} + \gamma_{acabados} + \gamma_{muros}$$

$$CM_1 = 0,10 * 2400 + 75 + 100 + 60 + 100 = 575 \text{ kg/m}^2$$

$$CV_1 = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$CU_1 = 1,4 * CM_1 + 1,7 * CV_1 = 1,4 * 575 + 1,7 * 500 = 1 655 \text{ kg/m}^2$$

$$FCU_1 = \frac{CU_1}{CM_1 + CV_1} = \frac{1 655}{575 + 500} = 1,54$$

$$Pu_1 = (A_t * CU_1) + [b_{v1} * h_{v1} * \gamma_{conc} * (L_x + L_y) * FCU_1]$$

$$+ (b_{c1} * h_{c1} * \gamma_{conc} * L_{c1} * FCU_1) + Pu_2$$

$$Pu_1 = (13,81 * 1655) + [0,25 * 0,4 * 2400 * (3,25 + 4,25) * 1,54]$$

$$+ (0,35 * 0,35 * 2400 * 4,50 * 1,54) + 14 638,35 = 42 306,01 \text{ kg}$$

$$Pu_{1m\acute{a}x} = \frac{A_{g1} * f'_c}{10} + Pu_2 = \frac{35 * 35 * 210}{10} + 14 638,35 = 40 363,35 \text{ kg}$$

$$Pu_1 > Pu_{1m\acute{a}x}$$

La carga axial para el primer nivel sí supera la carga axial máxima, entonces se empleará esta última, $Pu_1 = 40\ 363,35$ kilogramos.

- Análisis como marco arriostrado - sin desplazamiento lateral

Ya que los momentos últimos anteriormente descritos, surgieron de la combinación $0,75 * (1,4 * CM + 1,7 * CV \pm 1,87 * E)$, entonces, para el siguiente análisis, que es sin desplazamiento lateral, solo se tomaron los momentos provocados por las cargas verticales.

Carga axial por la combinación: $0,75 * (1,4 * CM + 1,7 * CV)$

$$CU_2 = 1,05 * CM + 1,275 * CV$$

$$CU_2 = 1,05 * 425 + 1,275 * 150 = 637,5 \text{ kg/m}^2$$

$$FCU_2 = \frac{637,5}{425 + 150} = 1,11$$

$$PU_2 = (13,81 * 637,5) + 0,20 * 0,35 * 2400 * (3,25 + 4,25) * 1,11$$

$$+ 0,30 * 0,30 * 2400 * 3,00 * 1,11 = 10\ 920,86 \text{ kg}$$

$$PU_{2\text{máx}} = \frac{30 * 30 * 210}{10} = 18\ 900 \text{ kg}$$

$$CU_1 = 1,05 * 575 + 1,275 * 500 = 1\ 241,25 \text{ kg/m}^2$$

$$FCU_1 = \frac{1\ 241,25}{575 + 500} = 1,15$$

$$PU_1 = (13,81 * 1\ 241,25) + [0,25 * 0,40 * 2400 * (3,25 + 4,25) * 1,15]$$

$$+ (0,35 * 0,35 * 2400 * 4,50 * 1,15) = 31\ 671,6 \text{ kg}$$

$$PU_{1\text{máx}} = \frac{35 * 35 * 210}{10} + 10\ 920,86 \text{ kg} = 36\ 645,86 \text{ kg}$$

Momentos por la combinación: $0,75 * (1,4 * CM + 1,7 * CV)$

Segundo nivel	Primer nivel
$M_{2ns} = M_{x_{DE}} = -359,32 \text{ kg-m}$	$M_{2ns} = M_{x_{EF}} = -278,93 \text{ kg-m}$
$M_{1ns} = M_{x_{ED}} = -349,04 \text{ kg-m}$	$M_{1ns} = M_{x_{FE}} = -139,46 \text{ kg-m}$
$M_{2ns} = M_{y_{DE}} = 277,24 \text{ kg-m}$	$M_{2ns} = M_{y_{EF}} = 220,41 \text{ kg-m}$
$M_{1ns} = M_{y_{ED}} = 272,46 \text{ kg-m}$	$M_{1ns} = M_{y_{FE}} = 110,20 \text{ kg-m}$

El código ACI 318-05, en la sección 10.12.3.2, precisa que el momento de diseño no debe ser menor al momento actuante mayor en la columna. Donde:
 $M_2 \geq a M_{2\text{mín}} = P_u * (0,015 + 0,00003 * L_c)$

Segundo nivel:

$$M_{2\text{mín}} = 10\,920,86 * (0,015 + 0,00003 * 300) = 262,1 \text{ kg-m}$$

Para este nivel todos los momentos son mayores a $M_{2\text{mín}}$.

Primer nivel:

$$M_{2\text{mín}} = 31\,671,6 \text{ kg} * (0,015 + 0,00003 * 450) = 902,64 \text{ kg-m}$$

Para este nivel todos los momentos son menores a $M_{2\text{mín}}$, entonces se utilizará este último.

Determinación del efecto de esbeltez

El código ACI 318-05 en la sección 10.12.1, sugiere que para elementos a compresión en estructuras sin desplazamiento lateral, el factor de longitud efectiva (K), debe tomarse igual a 1,00, a menos que se demuestre por análisis que se justifica un valor más bajo. Según la sección 10.12.2, en estructuras sin desplazamiento lateral, se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen la siguiente relación:

$$E = \frac{K * L_u}{r} < [34 - 12 * \left(\frac{M_1}{M_2}\right) \leq 40]$$

donde:

L_u = Longitud de columna medida a rostros

M_2 = Momento mayor en los extremos de la columna

M_1 = Momento menor en los extremos de la columna

r = Radio de giro = $0,3 * b_c$

$$L_{u2} = 300 - \frac{35}{2} - \frac{40}{2} = 262 \text{ cm}$$

$$L_{u1} = 450 - \frac{40}{2} - 40 = 390 \text{ cm}$$

Segundo nivel:

$$34 - 12 * \left(\frac{-349,04}{-359,32}\right) = 22,34$$

$$E_{x2} = \frac{1,00 * 262,5}{0,3 * 30} = 29,17 > 22,34$$

$$34 - 12 * \left(\frac{272,46}{277,24}\right) = 22,21$$

$$E_{y2} = E_{x2} = 29,17 > 22,21$$

Primer nivel

$$34 - 12 * \left(\frac{-902,64}{-902,64} \right) = 22$$

$$E_{x1} = \frac{1,00 * 390}{0,3 * 35} = 37,14 > 22$$

$$34 - 12 * \left(\frac{902,64}{902,64} \right) = 22$$

$$E_{y1} = E_{x1} = 37,14 > 22$$

Para los dos niveles no se cumple con la condición, entonces sí se consideran los efectos de esbeltez, por consiguiente se procede a magnificar los momentos.

Magnificación de momentos con arriostramiento

En la determinación del factor de amplificación no sismo (δ_{ns}), se debe recordar que solo se toma la carga gravitacional. El código ACI 318-05 en la sección 10.12.3, pide que la columna debe diseñarse para la carga axial mayorada P_u y el momento magnificado $\delta_{ns} * M_2$ por efectos de curvatura como sigue:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 * P_c}}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 * E_c * I}{(K * l_u)^2}$$

El valor de $E_c * I$ debe tomarse como:

$$E_c * I = \frac{0,4 * E_c * I_g}{1 + \beta_d}$$

El código ACI 318-05 en la sección 10.13.6, requiere que β_d se tome como la relación de la máxima carga axial mayorada que actúa de forma permanente y la máxima carga total mayorada. La fórmula es la siguiente:

$$\beta_d = \frac{1,4 * CM}{1,4 * CM + 1,7 * CV}$$

El código ACI 318-05 en la sección 10.11.1, permite el uso de las siguientes propiedades para los miembros de la estructura, momentos de inercia para viga $0,3 * I_g$ y para columnas $0,7 * I_g$, estas propiedades pueden usarse para marcos arriostrados y marcos no arriostrados.

El código ACI 318-05 en la sección 10.12.3.1, requiere que C_m para elementos sin cargas transversales debe ser $C_m = 0,60 + 0,40 * \left(\frac{M_1}{M_2}\right) \geq 0,40$.

Segundo nivel:

$$\beta_d = \frac{1,4 * 425}{1,4 * 425 + 1,7 * 150} = 0,70$$

$$E_c * I = \frac{0,4 * 15\ 100 * \sqrt{210} * \frac{0,70 * 30 * 30^3}{12}}{1 + 0,70} = 2,43 * 10^9 \text{ kg-cm}^2$$

$$E_c * I = 243,28 \text{ ton-m}^2$$

$$P_{C_{x2}} = P_{C_{y2}} = \frac{\pi^2 * 243,28}{(1,00 * 2,625)^2} = 348,45 \text{ ton}$$

$$C_{m_{x2}} = 0,60 + 0,40 * \left(\frac{-359,32}{-349,04} \right) = 1,01 \geq 0,40$$

$$C_{m_{y2}} = 0,60 + 0,40 * \left(\frac{277,24}{272,46} \right) = 1,01 \geq 0,40$$

$$\delta_{ns-x2} = \delta_{ns-y2} = \frac{1,01}{1 - \frac{10\,920,86}{0,75 * 348\,455,67}} = 1,06 \geq 1,00$$

$$\delta_{ns-x2} * M_{x_{DE}} = 1,06 * (-359,32) = -379,41 \text{ kg-m}$$

$$\delta_{ns-x2} * M_{x_{ED}} = 1,06 * (-349,04) = -368,55 \text{ kg-m}$$

$$\delta_{ns-y2} * M_{y_{DE}} = 1,06 * 277,24 = 291,36 \text{ kg-m}$$

$$\delta_{ns-y2} * M_{y_{ED}} = 1,06 * 272,46 = 286,34 \text{ kg-m}$$

Primer nivel:

$$\beta_d = \frac{1,4 * 575}{1,4 * 575 + 1,7 * 500} = 0,49$$

$$E_c * I = \frac{0,4 * 15\,100 * \sqrt{210} * \frac{0,70 * 35 * 35^3}{12}}{1 + 0,49} = 5,15 * 10^9 \text{ kg-cm}^2$$

$$E_c * I = 515,5 \text{ ton-m}^2$$

$$P_{c_{x1}} = P_{c_{y1}} = \frac{\pi^2 * 515,5}{(1,00 * 3,90)^2} = 334,48 \text{ ton}$$

$C_{m_{x1}} = C_{m_{y1}} = 1,00$, ya que en este nivel M_{2min} supera a M_2 .

$$\delta_{ns-x1} = \delta_{ns-y1} = \frac{1,00}{1 - \frac{31\,671,60}{0,75 * 334\,479,10}} = 1,14 \geq 1,00$$

$$\delta_{ns-x1} * M_{x_{EF}} = \delta_{ns-x1} * M_{x_{FE}} = 1,14 * (-902,64) = -1\,033,07 \text{ kg-m}$$

$$\delta_{ns-y1} * M_{y_{EF}} = \delta_{ns-y1} * M_{y_{FE}} = 1,14 * 902,64 = 1\,033,07 \text{ kg-m}$$

- Análisis como marco no arriostrado - con desplazamiento lateral

Cálculo del empotramiento a la rotación (ψ) y longitud efectiva (K)

Segundo nivel:

Inercias:

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

$$I_{\text{viga2}} = \frac{20 \cdot 35^3}{12} \cdot 0,35 = 25\,010,42 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{col2}} = \frac{30 \cdot 30^3}{12} \cdot 0,70 = 47\,250 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{col1}} = \frac{35 \cdot 35^3}{12} \cdot 0,70 = 87\,536 \text{ cm}^4$$

Rigideces:

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

$$k_{\text{viga-x}} = \frac{I_{\text{viga2}}}{L_{\text{izq-x}}} + \frac{I_{\text{viga2}}}{L_{\text{der-x}}} = \frac{25\,010,42}{350} + \frac{25\,010,42}{300} = 154,83 \text{ cm}^3$$

$$k_{\text{viga-y}} = \frac{I_{\text{viga2}}}{L_{\text{izq-y}}} + \frac{I_{\text{viga2}}}{L_{\text{der-y}}} = \frac{25\,010,42}{425} + \frac{25\,010,42}{425} = 117,7 \text{ cm}^3$$

$$k_{\text{col ED}} = \frac{I_{\text{col2}}}{L_{\text{c2}}} = \frac{47\,250}{300} = 157,5 \text{ cm}^3$$

$$k_{\text{col FE}} = \frac{I_{\text{col1}}}{L_{\text{c1}}} = \frac{87\,536}{450} = 194,53 \text{ cm}^3$$

El factor de empotramiento a la rotación se calcula con la siguiente expresión:

$$\psi = \frac{\sum k_{\text{col}}}{k_{\text{viga}}}$$

donde:

$\sum k_{col}$ = Sumatoria de las rigideces de las columnas que llegan al nudo analizado

$$\psi D_x = \frac{k_{col\ ED}}{k_{viga-x}} = \frac{157,5}{154,83} = 1,02$$

$$\psi D_y = \frac{k_{col\ ED}}{k_{viga-y}} = \frac{157,5}{117,7} = 1,34$$

$$\psi E_{x2} = \frac{k_{col\ ED} + k_{col\ FE}}{k_{viga-x}} = \frac{157,5 + 194,53}{154,83} = 2,27$$

$$\psi E_{y2} = \frac{k_{col\ ED} + k_{col\ FE}}{k_{viga-y}} = \frac{157,50 + 194,53}{117,7} = 2,99$$

En las figuras 66 y 67, se detallan las dimensiones de la región de interés para el cálculo de las rigideces. Nótese que para el cálculo del empotramiento a la rotación (Ψ), no hubo la necesidad de calcular el módulo de elasticidad del concreto puesto que todos los miembros son del mismo material.

Según el comentario R-10.12.1, se permite calcular la longitud efectiva (K), por medio de las siguientes ecuaciones, donde: ψ_m es el promedio de ψ_D y ψ_E .

$$\text{Si } \psi_m < 2, \text{ entonces: } K = \left(\frac{20 - \psi_m}{20} \right) * \sqrt{1 + \psi_m}$$

$$\text{Si } \psi_m \geq 2, \text{ entonces: } K = 0,9 * \sqrt{1 + \psi_m}$$

$$\psi x_m = \frac{(\psi D_x + \psi E_x)}{2} = \frac{(1,02 + 2,27)}{2} = 1,65$$

$$\psi y_m = \frac{(\psi D_y + \psi E_y)}{2} = \frac{(1,34 + 2,99)}{2} = 2,17$$

$$K_{x2} = \left(\frac{20 - 1,65}{20} \right) * \sqrt{1 + 1,65} = 1,49$$

$$K_{y2} = 0,9 * \sqrt{1 + 2,17} = 1,60$$

$$E_{x2} = \frac{1,49 * 262,5}{0,3 * 30} = 43,54$$

$$E_{y2} = \frac{1,60 * 262}{0,3 * 30} = 46,7$$

Primer nivel:

Inercias:

$$I_{viga2} = \frac{25 * 40^3}{12} * 0,35 = 46\ 666,67\ \text{cm}^4$$

$$I_{col2} = \frac{30 * 30^3}{12} * 0,70 = 47\ 250\ \text{cm}^4$$

$$I_{col1} = \frac{35 * 35^3}{12} * 0,70 = 87\ 536\ \text{cm}^4$$

Rigideces:

$$k_{viga-x} = \frac{I_{viga1}}{L_{izq-x}} + \frac{I_{viga1}}{L_{der-x}} = \frac{46\ 666,67}{350} + \frac{46\ 666,67}{300} = 288,89\ \text{cm}^3$$

$$k_{viga-y} = \frac{I_{viga1}}{L_{izq-y}} + \frac{I_{viga1}}{L_{der-y}} = \frac{46\ 666,67}{425} + \frac{46\ 666,67}{425} = 219,61\ \text{cm}^3$$

$$k_{col\ ED} = \frac{I_{col2}}{L_{c2}} = \frac{47\ 250}{300} = 157,5\ \text{cm}^3$$

$$k_{col\ FE} = \frac{I_{col1}}{L_{c1}} = \frac{87\ 536}{450} = 194,53\ \text{cm}^3$$

$$\psi_{E_{x1}} = \frac{k_{col\ ED} + k_{col\ FE}}{k_{viga-x}} = \frac{157,50 + 194,53}{288,89} = 1,22$$

$$\psi_{E_{y1}} = \frac{k_{col\ ED} + k_{col\ FE}}{k_{viga-y}} = \frac{157,50 + 194,53}{219,61} = 1,6$$

Según el comentario R-10.12.1, cuando la base se toma como empotramiento perfecto, se permite considerar: $\psi F_x = \psi F_y = 0$.

$$\psi x_m = \frac{(\psi E_x + \psi F_x)}{2} = \frac{(1,22 + 0)}{2} = 0,61$$

$$\psi y_m = \frac{(\psi E_y + \psi F_y)}{2} = \frac{(1,60 + 0)}{2} = 0,80$$

$$K_{x1} = \left(\frac{20 - 0,61}{20} \right) * \sqrt{1 + 0,61} = 1,23$$

$$K_{y1} = \left(\frac{20 - 0,80}{20} \right) * \sqrt{1 + 0,80} = 1,29$$

$$E_{x1} = \frac{1,23 * 390}{0,3 * 35} = 48,61$$

$$E_{y1} = \frac{1,29 * 390}{0,3 * 35} = 47,86$$

Para los dos niveles no se cumple con la relación que establece la sección 10.13.2 del ACI 318-05, por lo que se tiene una columna esbelta, ya que según el comentario R10.11.5, no sobrepasa el límite de $K = 100$; entonces sí se consideran los efectos de esbeltez en ambos niveles y para los dos sentidos, por consiguiente se magnifican los momentos.

Magnificación de momentos sin arriostramiento

Al igual que en el cálculo sin desplazamiento, los momentos últimos surgen de la combinación $0,75 * (1,4 * CM + 1,7 * CV \pm 1,87 * E)$, entonces para el siguiente análisis, que es con desplazamiento lateral, solo se asignarán los momentos provocados por el efecto de sismo.

Momentos por la combinación $0,75 * (\pm 1,87 * E)$:

$$\begin{aligned} M_{2s} = M_{xDE} &= -2\,866,16 \text{ kg-m} & M_{1s} = M_{xEF} &= -6\,203,12 \text{ kg-m} \\ M_{1s} = M_{xED} &= -2\,607,10 \text{ kg-m} & M_{2s} = M_{xFE} &= -7\,071,69 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

Momentos por la combinación $0,75 * (-1,87 * E)$:

$$\begin{aligned} M_{2s} = M_{yDE} &= 3\,103,71 \text{ kg-m} & M_{1s} = M_{yEF} &= 5\,708,96 \text{ kg-m} \\ M_{1s} = M_{yED} &= 2\,329,79 \text{ kg-m} & M_{2s} = M_{yFE} &= 7\,261,47 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

En la determinación de factor de amplificación sismo (δ_s), recuerde que solo se toma la carga de sismo. El código ACI 318-05, en la sección 10.13.3, requiere que los momentos de diseño M_{d1} y M_{d2} en los extremos de un elemento individual a compresión deben tomarse como:

$$M_{d1} = \delta_{ns} * M_{1ns} + \delta_s * M_{1s}$$

$$M_{d2} = \delta_{ns} * M_{2ns} + \delta_s * M_{2s}$$

donde, $\delta_s * M_{1s}$ y $\delta_s * M_{2s}$ se calculan de acuerdo al siguiente procedimiento:

El código ACI 318-05 en la sección 10.12.3.1, necesita que, para elementos con carga transversales, C_m debe tomarse igual a 1,00. Y la sección 10.13.4.3, sugiere que alternativamente se puede calcular $\delta_s * M_s$ como:

$$\delta_s * M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75 * \sum P_c}} \geq M_s$$

Donde $\sum P_u$ es la sumatoria de todas las cargas mayoradas verticales en un piso, en kilogramos, y $\sum P_c$ es la sumatoria para todas las columnas, que resisten el desplazamiento lateral en un piso, también en kilogramos. La carga

crítica P_c , se calcula de la misma forma, como se realizó en el cálculo sin desplazamiento.

$$P_c = \frac{\pi^2 * E_c * I}{(K * l_u)^2}$$

Según el comentario R10.13.4.1, β_d será normalmente cero para una estructura no arriostrada, en el cálculo de $E_c * I$, debido a que las cargas laterales son generalmente de corta duración. Entonces $E_c * I$ debe tomarse como $0,4 * E_c * I_g$.

Segundo nivel:

$$E_c * I = 0,4 * 15\,100 * \sqrt{210} * \frac{0,70 * 30 * 30^3}{12} = 4,13 * 10^9 \text{ kg-cm}^2$$

$$E_c * I = 413,6 \text{ ton-m}^2$$

$$P_{c_{x2}} = \frac{\pi^2 * 413,6}{(1,49 * 2,625)^2} = 265,86 \text{ ton}$$

$$P_{c_{y2}} = \frac{\pi^2 * 413,6}{(1,60 * 2,625)^2} = 231,09 \text{ ton}$$

$$\sum P_{u2} = 4 * 10\,920,86 = 43\,683,44 \text{ kg}$$

$$\sum P_{c_{x2}} = 4 * 265,86 = 1\,063,46 \text{ kg}$$

$$\sum P_{c_{y2}} = 4 * 231,09 = 924,38 \text{ kg}$$

$$\delta_{s-x2} = \frac{1,00}{1,00 - \frac{43\,683,44}{0,75 * 1\,063,46}} = 1,06 \leq 2,5$$

$$\delta_{s-y2} = \frac{1,00}{1,00 - \frac{43\,683,44}{0,75 * 924,38}} = 1,07 \leq 2,5$$

$$\bar{\delta}_{s-x2} * M_{xDE} = 1,06 * (-2\ 866,16) = -3\ 032,23 \text{ kg-m}$$

$$\bar{\delta}_{s-x2} * M_{xED} = 1,06 * (-2\ 607,1) = -2\ 758,16 \text{ kg-m}$$

$$\bar{\delta}_{s-y2} * M_{yDE} = 1,07 * 3\ 103,71 = 3\ 312,42 \text{ kg-m}$$

$$\bar{\delta}_{s-y2} * M_{yED} = 1,07 * 2\ 329,79 = 2\ 486,46 \text{ kg-m}$$

Primer nivel:

$$E_c * I = 0,4 * 15\ 100 * \sqrt{210} * \frac{0,70 * 35 * 35^3}{12} = 7,66 * 10^9 \text{ kg-cm}^2$$

$$E_c * I = 766,2 \text{ ton-m}^2$$

$$P_{c_{x1}} = \frac{\pi^2 * 766,2}{(1,23 * 3,90)^2} = 328,66 \text{ ton}$$

$$P_{c_{y1}} = \frac{\pi^2 * 766,2}{(1,29 * 3,90)^2} = 299,5 \text{ ton}$$

$$\Sigma P_{u1} = 4 * 31\ 671,6 = 126\ 686,41 \text{ kg}$$

$$\Sigma P_{c_{x1}} = 4 * 328,66 = 1\ 314,64 \text{ kg}$$

$$\Sigma P_{c_{y1}} = 4 * 299,5 = 1\ 198,01 \text{ kg}$$

$$\bar{\delta}_{s-x1} = \frac{1,00}{1,00 - \frac{126\ 686,41}{0,75 * 1\ 314\ 642,7}} = 1,15 \leq 2,5$$

$$\bar{\delta}_{s-y1} = \frac{1,00}{1,00 - \frac{126\ 686,4}{0,75 * 1\ 198\ 008,3}} = 1,16 \leq 2,5$$

$$\bar{\delta}_{s-x1} * M_{xEF} = 1,15 * (-6\ 203,12) = -7\ 117,65 \text{ kg-m}$$

$$\bar{\delta}_{s-x1} * M_{xFE} = 1,15 * (-7\ 071,69) = -8\ 114,27 \text{ kg-m}$$

$$\bar{\delta}_{s-y1} * M_{yEF} = 1,16 * 5\ 708,96 = 6\ 646,03 \text{ kg-m}$$

$$\bar{\delta}_{s-y1} * M_{yFE} = 1,16 * 7\ 261,47 = 8\ 453,37 \text{ kg-m}$$

Momentos de diseño (M_d)

$$M_{d_{x2}} = M_{c_{xDE}} = (-379,41) + (-3\ 032,23) = -3\ 411,64 \text{ kg-m}$$

$$M_{d_{x1}} = M_{c_{xED}} = (-368,55) + (-2\ 758,16) = -3\ 126,72 \text{ kg-m}$$

$$M_{d_{y2}} = M_{c_{yDE}} = 291,36 + 3\ 312,42 = 3\ 603,79 \text{ kg-m}$$

$$M_{d_{y1}} = M_{c_{yED}} = 286,34 + 2\ 486,46 = 2\ 772,8 \text{ kg-m}$$

$$M_{d_{x1}} = M_{c_{xEF}} = (-319,23) + (-7\ 117,65) = -7\ 436,88 \text{ kg-m}$$

$$M_{d_{x2}} = M_{c_{xFE}} = (-1\ 033,07) + (-8\ 114,27) = -9\ 147,34 \text{ kg-m}$$

$$M_{d_{y1}} = M_{c_{yEF}} = 252,25 + 6\ 646,03 = 6\ 898,28 \text{ kg-m}$$

$$M_{d_{y2}} = M_{c_{yFE}} = 1\ 033,07 + 8\ 453,37 = 9\ 486,43 \text{ kg-m}$$

Los momentos de diseño oscilan entre un 6 por ciento y 29 por ciento más que los momentos últimos, obtenidos por la envolvente de momentos.

- Diseño del refuerzo longitudinal por el método de *Bressler*

El método de *Bressler* consiste en una aproximación del perfil de la superficie de la falla; además, es uno de los métodos más utilizados, porque su procedimiento es sencillo y produce resultados satisfactorios. La idea fundamental es aproximar el valor $1/P'_u$ por un punto del plano determinado por tres valores: carga axial pura (P'_o), carga de falla para una excentricidad e_x (P'_{ox}) y carga de falla para una excentricidad e_y (P'_{oy}).

Cálculo de límites de acero

El código ACI 318-05, en la sección 21.4.3.1, establece que el área de refuerzo longitudinal no debe ser menor a $0,01 * A_g$ ni mayor a $0,06 * A_g$.

$$A_{s_{\min 2}} = 0,01 * 30 * 30 = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max 2}} = 0,06 * 30 * 30 = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min 1}} = 0,01 * 35 * 35 = 12,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max 1}} = 0,06 * 35 * 35 = 73,5 \text{ cm}^2$$

Se propone un armado inicial de:

$$A_{s2} = 4 \text{ No.6} = 4 * 2,85 \text{ cm}^2 = 11,4 \text{ cm}^2 \text{ (segundo nivel)}$$

Sí está en el rango: $[9 \text{ cm}^2 \leq A_{s2} \leq 54 \text{ cm}^2]$.

$$A_{s1} = 4 \text{ No.8} + 4 \text{ No.6} = 4 * 5,07 \text{ cm}^2 + 4 * 2,85 \text{ cm}^2 = 31,68 \text{ cm}^2 \text{ (primer nivel)}$$

Sí está en el rango: $[12,25 \text{ cm}^2 \leq A_{s1} \leq 73,50 \text{ cm}^2]$.

Valores a utilizar en los diagramas

Para este método se emplean los diagramas de interacción para diseño de columnas (ver anexos). El código ACI 318-05, en la sección 7.7.1, establece que se debe proporcionar un recubrimiento mínimo al refuerzo para columnas igual a 4 centímetros, en este caso se utilizó 5 centímetros.

$$y_x = y_y = \frac{H_{\text{núcleo}}}{H_{\text{columna}}} = \frac{b_c - 2 * \text{rec}}{h_c}$$

$$y_{x2} = y_{y2} = \frac{30 - 2 * 5}{30} = 0,67$$

$$y_{x1} = y_{y1} = \frac{35 - 2 * 5}{35} = 0,71$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g}$$

$$\rho_2 = \frac{11,4}{30 * 30} = 0,013$$

$$\rho_1 = \frac{31,68}{35 * 35} = 0,026$$

$$e_x = \frac{M_{d_{x2}}}{P_u}$$

$$e_y = \frac{M_{d_{y2}}}{P_u}$$

$$e_{x2} = \frac{Mc_{xDE}}{P_{u2}} = \frac{3\,411,64}{18\,900} = 0,181 \text{ m} \quad e_{y2} = \frac{Mc_{yDE}}{P_{u2}} = \frac{3\,603,79}{18\,900} = 0,191 \text{ m}$$

$$e_{x1} = \frac{Mc_{xDE}}{P_{u1}} = \frac{9\,147,34}{44\,625} = 0,205 \text{ m} \quad e_{y1} = \frac{Mc_{yDE}}{P_{u1}} = \frac{9\,486,43}{44\,625} = 0,213 \text{ m}$$

Al conocer las excentricidades, se calcula el valor de las diagonales:

$$\frac{e_{x2}}{h_{c2}} = \frac{0,181}{0,30} = 0,60 \quad \frac{e_{y2}}{h_{c2}} = \frac{0,191}{0,30} = 0,64$$

$$\frac{e_{x1}}{h_{c1}} = \frac{0,205}{0,35} = 0,59 \quad \frac{e_{y1}}{h_{c1}} = \frac{0,213}{0,35} = 0,61$$

Con los valores obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes K_x & K_y (ver la siguiente tabla), se interpolan en los diagramas de interacción para $\gamma = 0,60$ y $\gamma = 0,75$, ya que los valores obtenidos están entre este rango, los cuales son:

$$K_{in} = K_1 + \frac{(K_2 - K_1) * (\gamma_n - 0,60)}{0,75 - 0,60}$$

Tabla XLV. **Datos tabulados de los diagramas de interacción**

Factores K para e_{x2}				Factores K para e_{y2}			
γ_2	0,60	0,67	0,75	γ_2	0,60	0,67	0,75
K_{x2}	0,355	K_{x2}	0,365	K_{y2}	0,345	K_{y2}	0,370
Factores K para e_{x1}				Factores K para e_{y1}			
γ_1	0,60	0,71	0,75	γ_1	0,60	0,71	0,75
K_{x1}	0,480	K_{x1}	0,565	K_{y1}	0,485	K_{y1}	0,570

Fuente: elaboración propia.

De la tabla anterior se obtienen los siguientes resultados:

$$K_{x2} = 0,355 + \frac{(0,365 - 0,355) * (0,67 - 0,60)}{0,15} = 0,360 \text{ klb/pulg}^2$$

$$K_{y2} = 0,345 + \frac{(0,370 - 0,345) * (0,67 - 0,60)}{0,15} = 0,357 \text{ klb/pulg}^2$$

$$K_{x1} = 0,480 + \frac{(0,565 - 0,480) * (0,71 - 0,60)}{0,15} = 0,542 \text{ klb/pulg}^2$$

$$K_{y1} = 0,485 + \frac{(0,570 - 0,485) * (0,71 - 0,60)}{0,15} = 0,547 \text{ klb/pulg}^2$$

El código ACI 318-05 en la sección 21.4.1, establece, para pórticos especiales resistentes a momentos que: a) resistan fuerzas inducidas por sismo y b) tengan una fuerza axial mayorada de compresión (P_u) que exceda $A_g * f'_c / 10$. Deben cumplir con lo siguiente: la dimensión transversal, medida en una línea recta que pase a través del centroide geométrico, no debe ser menor a 30 centímetros y la relación entre la dimensión menor y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0,4.

Al hacer la revisión:

$$P_{u2} = 14\ 638,35 \text{ kg}$$

$$\frac{A_{g2} * f'_c}{10} = \frac{30 * 30 * 210}{10} = 18\ 900 \text{ kg}$$

Para el segundo nivel $P_{u2} < \frac{A_{g2} * f'_c}{10}$, entonces se puede considerar la dimensión transversal debajo de la dimensión mínima; pero por efectos de seguridad para este nivel, la columna cuadrada se diseñará con la sección mínima de 0,30 metros (para pórticos resistentes a momentos).

$$P_{u1} = 42\,306,01 \text{ kg}$$

$$\frac{A_{g1} * f'_c}{10} + P_{u2} = \frac{35 * 35 * 210}{10} + 14\,638,35 = 40\,363,35 \text{ kg}$$

Para el primer nivel $P_{u1} > \frac{A_{g2} * f'_c}{10} + P_{u2}$, entonces la dimensión transversal no puede estar debajo de la dimensión mínima; entonces, la columna cuadrada para este nivel se diseñará con una sección de 0,35 metros.

Para efectos de diseño, la fuerza axial mayorada para ambos niveles se tomará como $\frac{A_{g2} * f'_c}{10}$, entonces:

$$P_{u2} = 18\,900 \text{ kg}$$

$$P_{u1} = 25\,725 + 18\,900 = 44\,625 \text{ kg}$$

Como las columnas son cuadradas, la relación entre la menor dimensión y la perpendicular es mayor que 0,40, por lo tanto se cumple con lo establecido por el código y se considera como pórtico especial resistente a momentos.

Cálculo de resistencia de la columna a una excentricidad e (P_{ue})

$$P_{ue} = \frac{K * A_g * h_c}{e} = \frac{K * h_c^3}{e}$$

donde:

h_c = Altura de la columna [pulg]

e = Excentricidad [pulg]

P_{ue} = Resistencia de la columna [klb]

$$P_{ue_{x2}} = \frac{0,360 * \left(\frac{30}{2,54}\right)^3}{0,181 * \frac{100}{2,54}} = 83,24 \text{ klb} = 37\,835,33 \text{ kg}$$

$$P_{ue_{y2}} = \frac{0,357 * \left(\frac{30}{2,54}\right)^3}{0,191 * \frac{100}{2,54}} = 78,22 \text{ klb} = 35\,568,25 \text{ kg}$$

$$P_{ue_{x1}} = \frac{0,542 * \left(\frac{35}{2,54}\right)^3}{0,205 * \frac{100}{2,54}} = 175,70 \text{ klb} = 79\,923,24 \text{ kg}$$

$$P_{ue_{y1}} = \frac{0,547 * \left(\frac{35}{2,54}\right)^3}{0,213 * \frac{100}{2,54}} = 170,66 \text{ klb} = 77\,769,04 \text{ kg}$$

Cálculo de la carga axial de resistencia (P_o)

Capacidad nominal de la sección por carga axial cuando la carga se coloca con excentricidad cero.

$$P_o = 0,85 * f_c * (A_g - A_s) + f_y * A_s$$

$$P_{o2} = 0,85 * 210 * (30^2 - 11,4) + 2810 * 11,4 = 190\,649,1 \text{ kg}$$

$$P_{o1} = 0,85 * 210 * (35^2 - 31,68) + 2810 * 31,68 = 302\,028,42 \text{ kg}$$

Cálculo de la carga de resistencia de la columna (P'_u)

De la ecuación:

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{P_{ue_{xn}}} + \frac{1}{P_{ue_{yn}}} - \frac{1}{P_{on}}$$

$$\frac{1}{P'_{u2}} = \frac{1}{37\,885,28} + \frac{1}{35\,568,28} - \frac{1}{190\,649,1}$$

$$P'_{u2} = 20\,298,31 \text{ kg} > 18\,900 \text{ kg, sí resiste}$$

$$\frac{1}{P'_{u1}} = \frac{1}{79\,923,24} + \frac{1}{77\,769,04} - \frac{1}{302\,028,42}$$

$$P'_{u1} = 45\,331,64 \text{ kg} > 44\,625 \text{ kg}, \text{ sí resiste}$$

Como la carga de resistencia de la columna supera a la fuerza axial mayorada en ambos niveles, entonces el armado propuesto sí resiste las cargas aplicadas; si no fuera así, se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla con la condición. Pero tampoco deberá haber una gran diferencia, en ese caso se disminuye el área de acero.

- Diseño del refuerzo transversal

Se proveerá de refuerzo transversal por medio de estribos, para resistir los esfuerzos de corte y armado. Por otro lado, en zonas sísmicas como en Guatemala, se debe proveer suficiente ductilidad a las columnas, lo que se logra por medio del confinamiento de estribos en los extremos de la misma. El resultado del confinamiento es un aumento en el esfuerzo de ruptura del concreto y, además, permite una deformación unitaria mayor del elemento.

Se debe revisar V_{res} y V_u , con los siguientes criterios:

Si $V_{res} > V_u$ se colocan estribos a $S = d/2$

Si $V_{res} < V_u$ se diseñan los estribos por corte

Se calcula el corte resistente:

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

Según el código ACI 318-05, en la sección 21.3.3.4, cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

Segundo nivel

$$d_{c2} = h_{c2} - \text{rec} - \varnothing_{\text{varilla transv.}} - \frac{\varnothing_{\text{varilla long.}}}{2}$$

$$d_{c2} = 30 - 5 - 0,95 - \frac{1,91}{2} = 23,09 \text{ cm}$$

$$V_{\text{res2}} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 30 * 23,09 = 4\ 522,2 \text{ kg}$$

$V_u = 2\ 060,54 \text{ kg}$, se obtuvo del análisis estructural

$V_{\text{res}} > V_u$, los estribos se colocarán en zona no confinada a $d/2$

$$S = \frac{d_{c2}}{2} = \frac{23,09}{2} = 11,54 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

Los estribos de varilla No.3 se colocarán a cada 0,10 metros.

Primer nivel

$$d_{c1} = h_{c1} - \text{rec} - \varnothing_{\text{varilla transv.}} - \frac{\varnothing_{\text{varilla long.}}}{2}$$

$$35 - 5 - 0,95 - \frac{1,91}{2} = 28,09 \text{ cm}$$

$$V_{\text{res2}} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 35 * 28,09 = 6\ 418,36 \text{ kg}$$

$V_u = 3\ 043,01 \text{ kg}$, se obtuvo del análisis estructural

$V_{\text{res}} > V_u$, los estribos se colocarán en zona no confinada a $d/2$

$$S = \frac{d_{c1}}{2} = \frac{28,09}{2} = 14,05 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Los estribos de varilla No.3 se colocarán a cada 0,15 m.

- Refuerzo transversal por confinamiento

El código ACI 318-05, en la sección 21.4.4.4, solicita que el refuerzo transversal por confinamiento debe suministrarse sobre una longitud, medida

desde la cara del nudo y ambos lados de cualquier sección, donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamiento laterales inelástico del marco, dicha longitud no debe ser menor que el mayor de: a) la altura del elemento, b) un sexto de la longitud libre del miembro y c) menor de 45 centímetros.

Segundo nivel

- a) Altura del elemento = $h_c = 0,30$ m
- b) $1/6$ de la luz libre = $L_u / 6 = 2,625 / 6 = 0,44$ m
- c) $0,45$ m

Con base en lo anterior, se eligió una longitud de confinamiento para el segundo nivel de $0,45$ metros en ambos extremos de la columna.

Primer nivel

- a) Altura del elemento = $0,35$ m
- b) $1/6$ de la luz libre = $3,90 / 6 = 0,65$ m
- c) $0,45$ m

Con base en lo anterior, se eligió una longitud de confinamiento para el primer nivel de $0,65$ m, en ambos extremos de la columna.

- Espaciamiento del refuerzo

El código ACI 318-05, en la sección 21.4.4.1.(b), necesita que el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares (A_{s_h}) no sea menor que la requerida por la siguiente ecuación:

$$A_{s_h} = 0,30 * \frac{S * b_{ch} * f'_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

donde:

A_g = Área bruta de la sección

A_{ch} = Área de la sección transversal de un elemento, medidas desde los bordes exteriores del refuerzo transversal

A_{s_h} = Área total del refuerzo transversal (incluyendo ganchos suplementarios) colocado dentro del espaciamiento y perpendicular a la dimensión b

b_{ch} = Dimensión transversal del núcleo medida de centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal con área A_{s_h}

Segundo nivel

Se propone refuerzo transversal No.3:

$$A_{s_T} = 0,71 \text{ cm}^2, \quad A_{s_h} = 2 * A_{s_T} = 2 * 0,71 = 1,42 \text{ cm}^2$$

$$b_{ch} = 30 - 2 * 5 = 20 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = 20 * 20 = 400 \text{ cm}^2$$

$$1,42 = 0,30 * \frac{S * 20 * 210}{2810} * \left(\frac{30 * 30}{400} - 1 \right) = 0,56 * S$$

$$S = \frac{1,42}{0,56} = 2,53 \text{ cm} \approx 3 \text{ cm}$$

Primer nivel

Para este nivel, según el código ACI 318-05, en la sección 7.10.5.3, necesita que se coloquen estribos rotados a 45 grados alternados, por tener varillas en las caras de la columna.

Se sugiere refuerzo transversal No.3:

$$A_s = 0,71 \text{ cm}^2, A_{s_h} = 4 * 0,71 = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$b_{ch} = 35 - 2 * 5 = 25 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = 25 * 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$2,84 = 0,30 * \frac{S * 25 * 210}{2810} * \left(\frac{35 * 35}{625} - 1 \right) = 0,54 * S$$

$$S = \frac{2,84}{0,54} = 5,28 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm}$$

Según el código ACI 318-05 en la sección 21.4.4.6, cuando no se requieran estribos de confinamiento a lo largo de la longitud de la columna, el resto de la longitud de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento con un espaciamiento (S), medido centro a centro, que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 15 centímetros.

Al hacer la revisión:

$$S_{m\acute{a}x2} = 6 * 1,91 = 11,43 \text{ cm}$$

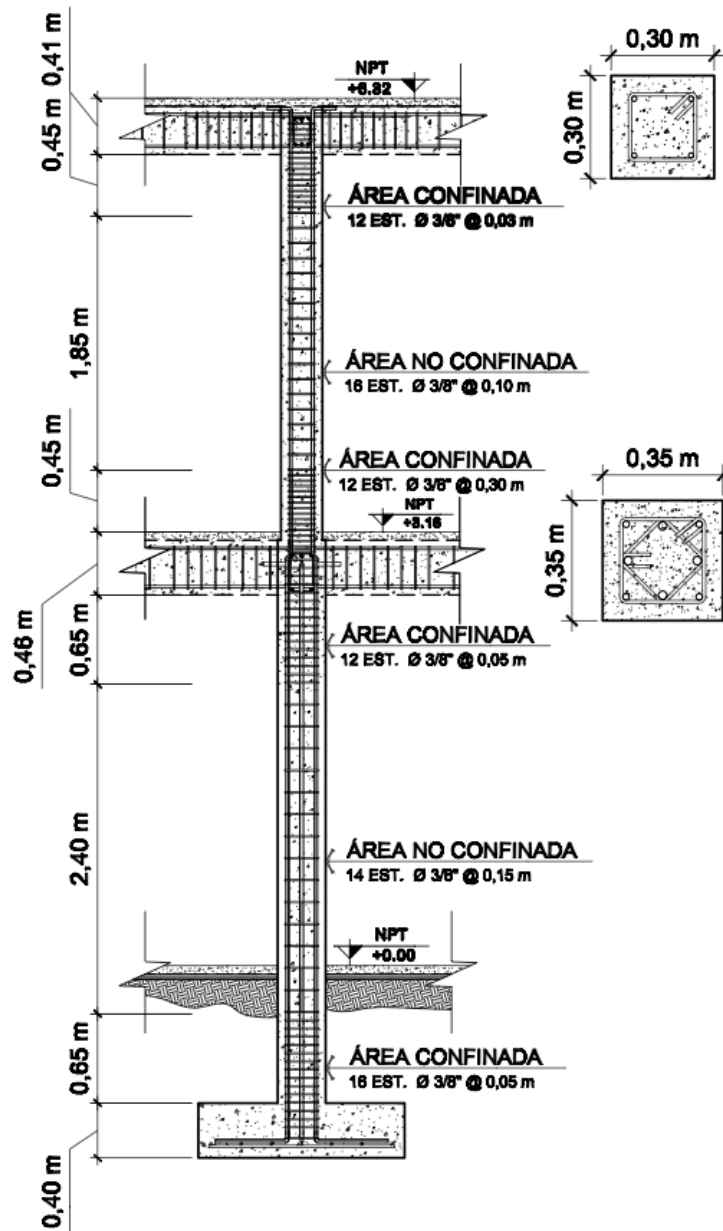
$$S_{m\acute{a}x1} = 6 * 2,54 = 15,24 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

El armado propuesto para todas las columnas es el siguiente (ver figura 68):

Para el segundo nivel se utilizarán 4 varillas No.6 longitudinales con estribos No.3 de confinamiento a cada 0,03 metros, en una longitud de 0,45 metros medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz y el resto a cada 0,10 metros. Para el primer nivel se utilizarán 4 varillas No.6 y 4 varillas No.8 longitudinales con estribos No.3 de confinamiento a cada 0,05

metros, en una longitud de 0,65 metros medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz y el resto a cada 0,15 metros.

Figura 68. Elevación típica de columnas



Fuente: elaboración propia.

2.2.5.4. Cimentaciones

Los cimientos son elementos estructurales destinados a recibir las cargas propias y las aplicaciones exteriores a la misma; estos, a su vez, transmiten la acción de las cargas sobre el suelo. Para elegir el tipo de cimentación a utilizar se consideró, principalmente, el tipo de estructura, la naturaleza de las cargas que se aplicarán, las condiciones del suelo y el costo de la misma. Se emplearán dos tipos de zapata y el cimiento corrido bajo los muros de mampostería.

- Cálculo del valor soporte del suelo

La carga por área unitaria de la cimentación, bajo la cual ocurre la falla por corte en el suelo, se llama capacidad de carga última o valor soporte del suelo. Se consideran tres tipos de falla en la cimentación: por corte general, corte por punzonamiento y corte local en suelos. Para obtener un valor conservador se considera esta última, donde una mayor carga estará acompañada por un gran incremento del asentamiento de la cimentación.

Datos:

$$B = 1,00 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 1,76 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 22,94^\circ$$

$$C_u = 10,5 \text{ ton/m}^2$$

$$D_f = 1,50 \text{ m}$$

$$FS = 4$$

$$FL = 1,5$$

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. Utilizando el análisis de equilibrio, expresó la capacidad de carga última (como falla por corte general), para cimentación cuadrada, en la siguiente forma:

$$q_u = 1,30 * C_u * N_c + \gamma_s * D_f * N_q + 0,40 * \gamma_s * B * N_\gamma$$

donde:

N_γ = Factor de flujo

N_q = Factor de flujo de carga

N_c = Factor de flujo de carga última

Para cimentaciones que presentan el modo de falla por corte local en suelos, *Terzaghi* sugirió una modificación a la anterior ecuación, para tomar en cuenta los efectos de la forma de la cimentación, profundidad de empotramiento (D_f) e inclinación de la carga. La modificación es la siguiente:

$$q_u = 0,867 * C_u * N'_c + \gamma_s * D_f * N'_q + 0,40 * \gamma_s * B * N'_\gamma$$

En la tabla LVII (ver anexos) se presentan los factores modificados de capacidad de carga de *Terzaghi* (N'_c , N'_q y N'_γ) en función del ángulo de fricción interna ($\emptyset = 22,94$ grados), de la cual se obtuvieron los siguientes datos:

$$N'_c = 13,51$$

$$N'_q = 4,82$$

$$N'_\gamma = 1,74$$

El valor de la cohesión se divide entre el factor de error de laboratorio, para obtener un valor más realista.

Valor soporte último

$$q_o = 0,867 * (10,5 / 1,5) * 13,51 + 1,76 * 1,50 * 4,82 + 0,4 * 1,76 * 1,00 * 1,74$$
$$q_o = 95,94 \text{ ton/m}^2$$

Valor soporte neto último

$$q_{on} = q_o - \gamma_s * D_f = 95,94 - 1,76 * 1,50 = 93,30 \text{ ton/m}^2$$

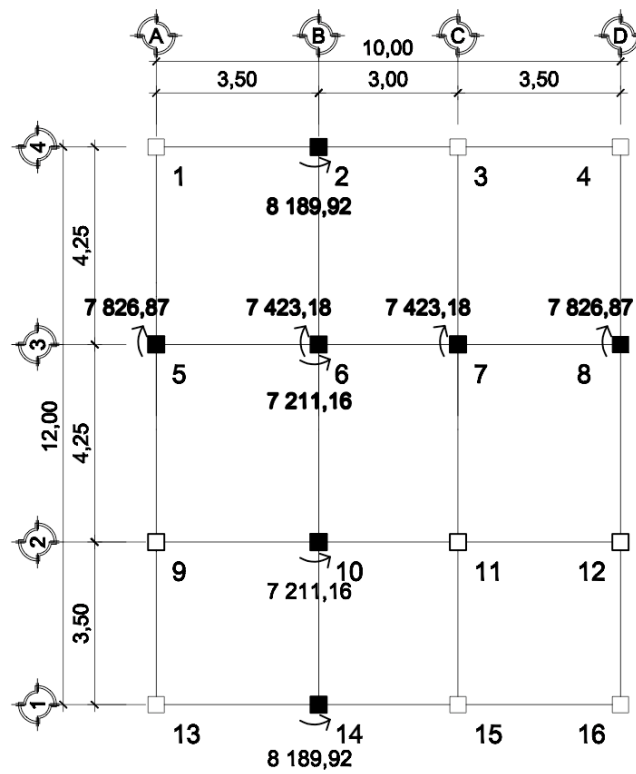
Valor soporte de diseño o admisible

$$q_d = \frac{q_{on}}{FS} = \frac{93,30}{4} = 23,32 \text{ ton/m}^2$$

En la tabla XV se presenta el valor soporte permisible, que según el tipo de suelo arcilloso de solidez mediana (el que más se aproxima al resultado del ensayo triaxial), es igual a 22,00 toneladas por metro cuadrado. Esto quiere decir que el valor soporte admisible (23,32 toneladas por metro cuadrado) es el adecuado para el diseño de las zapatas cuadradas.

En la figura 69 se presentan los momentos últimos, en kilogramos-metro, tomados de las envolventes de momentos en la base de todos los marcos. Se puede apreciar que los momentos perimetrales e interiores son semejantes entre sí, respectivamente; por lo que se emplearán dos tipos de zapatas.

Figura 69. **Momentos últimos para zapatas**



Fuente: elaboración propia.

- Diseño de zapata tipo 1 (perimetrales)

Datos:

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

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

$$Y_{\text{conc}} = 2,40 \text{ ton/m}^3$$

$$M_x = 8,19 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 7,83 \text{ ton}$$

$$P_u = 22,33 \text{ ton}$$

$$\gamma_s = 1,76 \text{ ton/m}^3$$

$$q_d = 23,32 \text{ ton/m}^2$$

$$D_f = 1,50 \text{ m}$$

$$FCU = 1,54$$

Cálculo de las cargas de trabajo

$$P'_t = \frac{P_u}{FCU} = \frac{22,23}{1,54} = 14,5 \text{ ton}$$

$$M_{tx} = \frac{M_x}{FCU} = \frac{8,19}{1,54} = 5,32 \text{ ton-m}$$

$$M_{ty} = \frac{M_y}{FCU} = \frac{7,83}{1,54} = 5,08 \text{ ton-m}$$

Predimensionamiento del área de la zapata

$$A_{z-\text{mín}} = \frac{1,50 * P'_t}{q_d} = \frac{1,50 * 14,5}{23,32} = 0,93 \text{ m}^2$$

Se propone usar dimensiones aproximadas:

lado de zapata (B) = 1,00 m

peralte de zapata (t) = $t_{\text{mín}} = 22,5 \text{ cm}$

$$A_z = B^2 = 1,00 * 1,00 = 1,00 \text{ m}^2 > 0,93 \text{ m}^2$$

Revisión de la presión sobre el suelo

$$q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M_{tx}}{S_x} \pm \frac{M_{ty}}{S_y}$$

Se debe tomar en cuenta que la presión sobre el suelo (q) no debe ser negativa, ni mayor que el valor soporte (q_d). Para la zapata se tiene:

$$S_x = S_y = \frac{B^3}{6} = \frac{(1,00)^3}{6} = 0,17 \text{ m}^3$$

$$P = P'_t + P_{\text{columna2}} + P_{\text{columna1}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$$

$$P = P'_t + b_{c2} * h_{c2} * L_{c2} * \gamma_{\text{conc}} + b_{c1} * h_{c1} * L_{c1} * \gamma_{\text{conc}} + A_z * D_f * \gamma_s + A_z * t * \gamma_{\text{conc}}$$

$$P = 14,50 + 0,30 * 0,30 * 3,00 * 2,40 + 0,35 * 0,35 * 4,50 * 2,40 + 1,00 * 1,50 * 1,76 + 1,00 * 0,225 * 2,40 = 19,65 \text{ ton}$$

$$q = \frac{19,65}{1,00} \pm \frac{5,32}{0,17} \pm \frac{5,08}{0,17}$$

$$q_{\text{máx}} = 82,08 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} > 23,32 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{mín}} = -42,77 \text{ ton/m}^2 < 0$$

Las dimensiones de la zapata no son correctas, entonces se aumenta el lado de zapata y el peralte.

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

$$t_{\text{asumido}} = 0,45 \text{ m}$$

$$A_z = 2,00 * 2,00 = 4,00 \text{ m}^2 > 0,93 \text{ m}^2$$

$$S_x = S_y = \frac{(2,00)^3}{6} = 1,33 \text{ m}^3$$

$$P = 14,50 + 0,30 * 0,30 * 3,00 * 2,40 + 0,35 * 0,35 * 4,50 * 2,40 + 4,00 * 1,50 * 1,76 + 4,00 * 0,45 * 2,40 = 31,35 \text{ ton}$$

$$q = \frac{31,35}{4,00} \pm \frac{5,32}{1,33} \pm \frac{5,08}{1,33}$$

$$q_{\text{máx}} = 15,64 \text{ ton/m}^2 < 23,32 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{mín}} = 0,04 \text{ ton/m}^2 > 0$$

Revisión por excentricidades

$$e = \frac{M_t}{P_u} < \frac{B}{6}$$

$$e_x = \frac{5,32}{22,23} = 0,24 \text{ m} < \frac{2,00 \text{ m}}{6} = 0,33 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{5,08}{22,23} = 0,23 \text{ m} < \frac{2,00 \text{ m}}{6} = 0,33 \text{ m}$$

Ya que la presión sobre el suelo está en el rango y cumple con el corte por excentricidades, entonces, la dimensión del lado de zapata es correcta.

Presión última

Se toma en cuenta que la presión debajo de la zapata en un punto, es distinta a la localizada en cualquier otro, por motivos de diseño se trabajó con una presión constante, la cual puede ser un valor que se encuentre entre q_{med} y $q_{\text{máx}}$. Al tener un criterio muy conservador se tomará $q_{\text{máx}}$; por lo tanto, se obtiene una presión de diseño última de:

$$q_u = q_{\text{máx}} * \text{FCU} = 15,64 * 1,54 = 24,08 \text{ ton/m}^2$$

Peralte efectivo

El código ACI 318-05, en la sección 7.7.1, requiere que para elementos colocados contra el suelo y expuesto permanente a él se debe de proporcionar recubrimiento mínimo de 7,5 centímetros, para proteger el refuerzo de la corrosión.

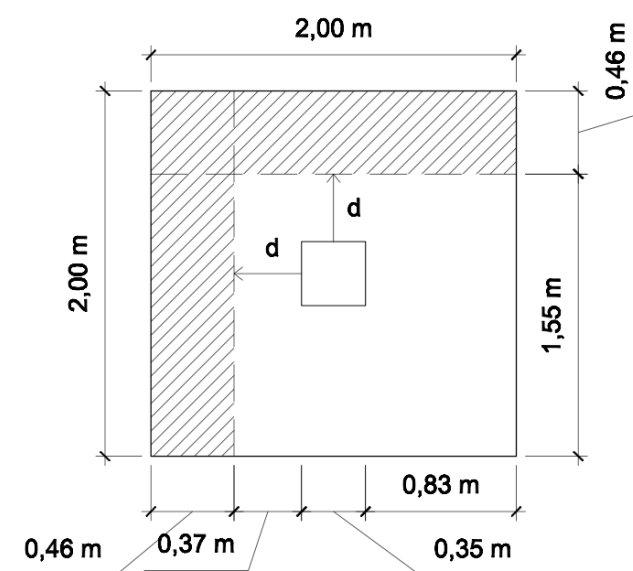
$$d = t_{\text{asumido}} - \text{rec} - \frac{\emptyset_{\text{varilla transv.}}}{2}$$

Se utiliza varilla No.6:

$$d = 45 - 7,5 - \frac{1,91}{2} = 36,55 \text{ cm}$$

Revisión por corte simple

Figura 70. Corte simple para zapata tipo 1



Fuente: elaboración propia.

La falla de las zapatas por esfuerzo cortante, ocurre a una distancia igual al peralte efectivo (d) del borde de la columna; por tal razón, se debe comparar en ese límite, si el corte resistente es mayor que el actuante.

En la figura 70 se presenta la zapata tipo 1, vista en planta, en esta se puede apreciar el área marcada en donde podría ocurrir la falla por esfuerzo cortante.

$$x = \frac{B}{2} - \frac{b_c}{2} - d = \frac{2,00}{2} - \frac{0,35}{2} - 0,37 = 0,46 \text{ m}$$

$$V_{act} = B * x * q_u = 2,00 * 0,46 * 24,08 = 22,15 \text{ ton}$$

$$V_{res} = \Phi * 0,53 * \sqrt{f_c} * B * d$$

El código ACI 318-05 en el Apéndice C 3.2.2, requiere que se debe de tomar un factor de reducción (Φ) debido al corte igual a 0,85.

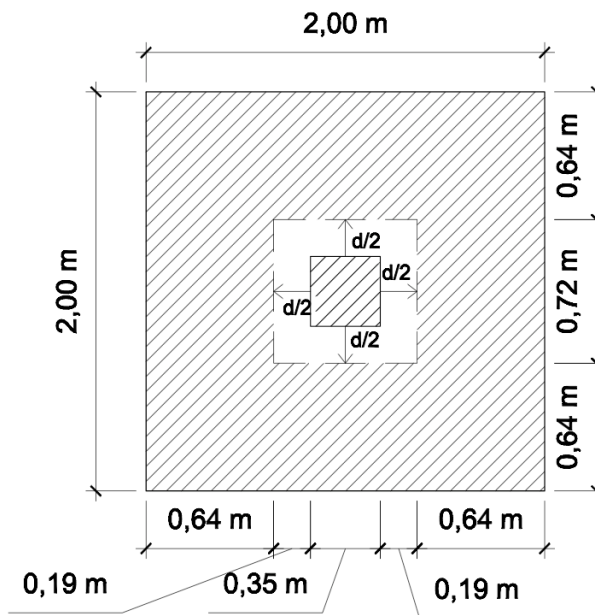
$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 200 * 36,55 = 47\,722,35 \text{ kg} = 47,72 \text{ ton}$$

$V_{act} < V_{res}$, sí cumple; el peralte propuesto resiste al corte simple.

Revisión por corte punzonante

La columna tiende a punzonar la zapata, debido a los esfuerzos de corte que se producen del perímetro de la misma hacia el límite en donde ocurre la falla, a una distancia igual a d/2 del perímetro de la columna, como se puede apreciar en la figura 71.

Figura 71. Corte punzonante para zapata tipo 1



Fuente: elaboración propia.

La revisión que se realiza es la siguiente:

$$b_o = 4 * \text{ancho interior} = 4 * (d + b_c) = 4 * (36,55 + 35) = 286,19 \text{ cm}$$

$$V_{act} = [A_z - (d + b_c)]^2 * q_u$$

$$V_{act} = [4,00 - (0,37 + 0,35)]^2 * 24,08 = 83,99 \text{ ton}$$

$$V_{res} = \Phi * 1,06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_{res} = 0,85 * 1,06 * \sqrt{210} * 286,19 * 36,55 = 136 576,6 \text{ kg} = 136,57 \text{ ton}$$

$V_{act} < V_{res}$, si cumple; el peralte propuesto resiste el corte por punzonamiento.

Si en algunas de las revisiones anteriores, no se cumple la condición dada, entonces se procede a aumentar el peralte y/o el lado de zapata hasta que se cumpla la misma.

- Diseño del refuerzo

El empuje hacia arriba del suelo produce momento flector en la zapata, por tal razón, es necesario reforzarla con acero para soportar los esfuerzos inducidos. El cálculo del momento último se define tomando la losa en voladizo, con la fórmula:

$$M_u = \frac{q_u * L^2}{2} * FU$$

donde:

L = Distancia del rostro de la columna al final de la zapata = $(B - b_c) / 2$

FU = Franja unitaria de 1,00 m

$$M_u = \frac{24\,079,92 * \left(\frac{2,00}{2} - \frac{0,35}{2}\right)^2}{2} * 1,00 = 8\,194,7 \text{ kg-m}$$

El área de acero se define por la ecuación:

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

b = FU = 100 cm

$$A_s = \left[100 * 36,55 - \sqrt{(100 * 36,55)^2 - \frac{8\,194,70 * 100}{0,003825 * 210}} \right] * 0,85 * \frac{210}{2810}$$

$A_s = 9,04 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 * b * d}{f_y} = \frac{14,1 * 100 * 36,55}{2810} = 18,34 \text{ cm}^2$$

Dado a que $A_s < A_{s_{\min}}$, se usará $A_{s_{\min}}$. Y por ser una masa de concreto grande se distribuirá el acero en dos camas.

Cama inferior (sentido X)

Espaciamiento entre varillas, se usará varilla No.6 (2,85 cm²):

$$18,34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 100 \text{ cm}$$

$$2,85 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots S$$

$$S = \frac{2,85 * 100}{18,34} = 15,54 \text{ cm} \approx 0,15 \text{ m}$$

Cama superior (sentido Y)

$$d' = d - \frac{\varnothing_{\text{varilla}}}{2} = 36,55 - \frac{1,91}{2} = 35,6 \text{ cm}$$

$$A_s = 9,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14,1 * 100 * 35,6}{2810} = 17,86 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento entre varillas, se usará varilla No.6 (2,85 cm²):

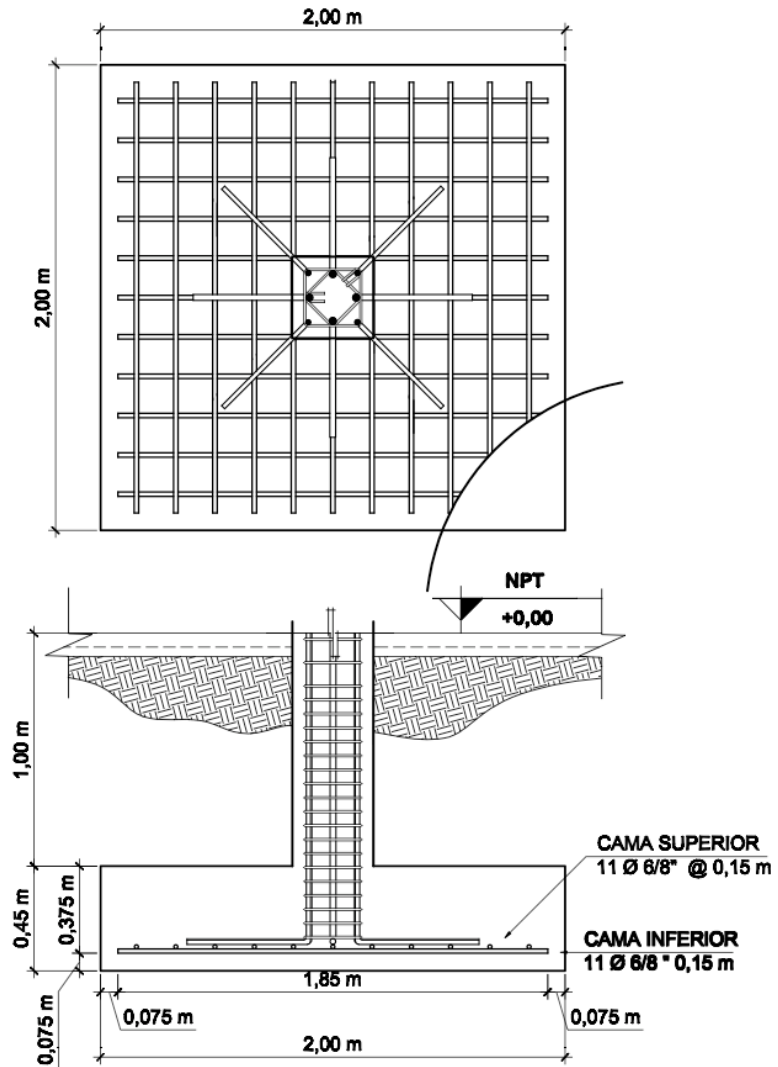
$$17,86 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 100 \text{ cm}$$

$$2,85 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots S$$

$$S = \frac{2,85 * 100}{17,86} = 15,96 \text{ cm} \approx 0,15 \text{ m}$$

Por lo tanto, para el armado de la zapata tipo1 (ver la figura 72) se utilizará varilla No.6 a cada 0,15 metros, tanto en la cama inferior como superior.

Figura 72. Armado final para zapata tipo 1



Fuente: elaboración propia.

Diseño de zapata tipo 2 (interiores)

Datos:

$$M_x = 7,21 \text{ ton-m}$$

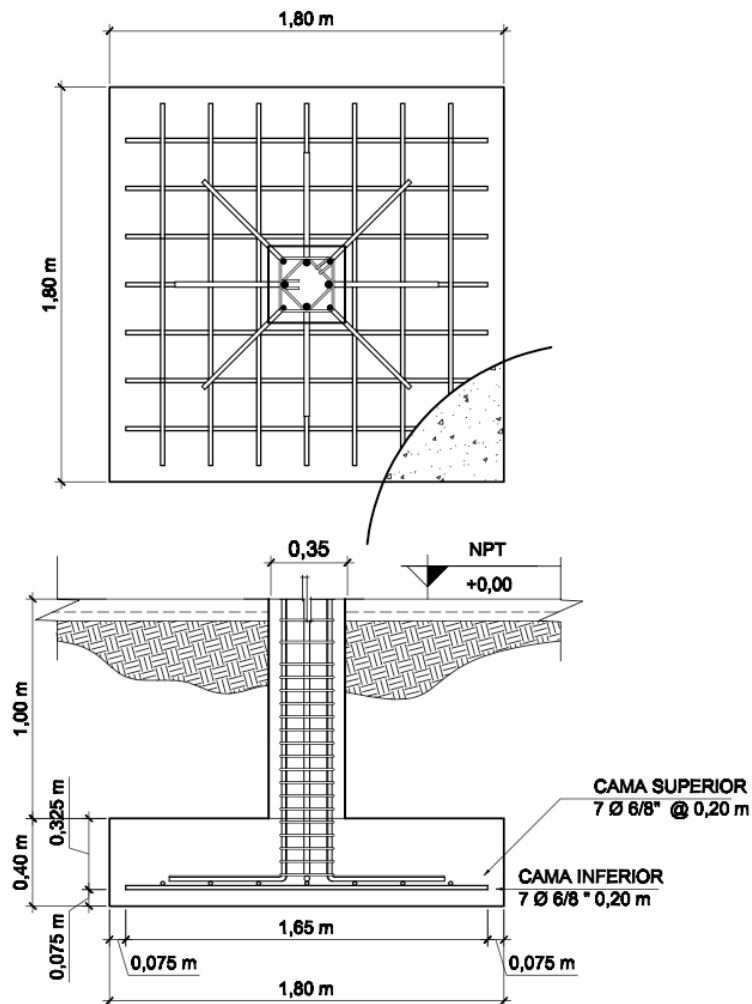
$$M_y = 7,42 \text{ ton-m}$$

$$P_u = 42,31 \text{ ton}$$

$$FCU = 1,54$$

Con los datos anteriores, se diseñó el armado de la zapata tipo 2 (ver la siguiente figura), se utilizó el mismo procedimiento anterior, por lo tanto, se utilizarán varillas No.6 a cada 0,20 metros, en la cama inferior y superior.

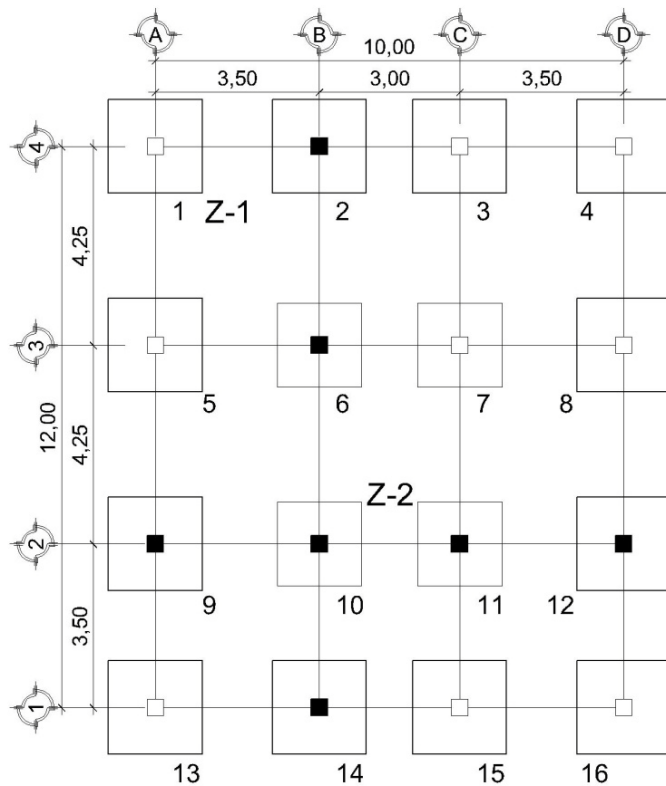
Figura 73. Armado final para zapata tipo 2



Fuente: elaboración propia.

En la siguiente figura se presenta la distribución final de las zapatas, donde se diferencian las zapatas interiores y perimetrales.

Figura 74. **Distribución final para zapatas**



Fuente: elaboración propia.

2.2.5.5. Módulo de gradas

El diseño del módulo de gradas se realizó al suponer el mismo como una losa apoyada en dos bordes; por lo que se analiza con el caso 5; luego, se procedió a calcular los momentos y, por último, el refuerzo en un sentido, al emplear el mismo procedimiento para losas; este se presenta a continuación.

- Cálculo de carga última

$$CM = t * W_{conc} + W_{mezclón1} = 0,10 * 2400 + 75 = 315 \text{ kg/m}^2$$

$$CMU = 1,4 * 315 = 441 \text{ kg/m}^2$$

$$CVU = 1,7 * 500 = 850 \text{ kg/m}^2$$

$$CU = 441 + 850 = 1291 \text{ kg/m}^2$$

$$CUT = 1291 \text{ kg/m}^2 * 1,00 \text{ m} = 1291 \text{ kg/m}^2$$

De los momentos obtenidos en el inciso 2.2.5.1, se propone un espesor de 12 centímetros y se procede a calcular el refuerzo en un sentido.

El peralte (d) se calcula de la siguiente manera:

$$d = 12 - 2,5 - 0,5 = 9 \text{ cm}$$

El área de acero mínimo ($A_{s_{\text{mín}}}$) se calcula al utilizar un ancho unitario de 1,00 metro:

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14,1 * 100 * 9}{2810} = 4,52 \text{ cm}^2$$

Cálculo de momento soportado usando $A_{s_{\text{mín}}}$:

$$M_{A_{s_{\text{mín}}}} = 0,9 * \left[4,52 * 2810 * \left(9 - \frac{4,52 * 2810}{1,7 * 210 * 100} \right) \right] = 98 729,27 \text{ kg-cm}$$

$$M_{A_{s_{\text{mín}}}} = 98 729,27 = 98,73 \text{ ton}$$

El momento máximo en el módulo de gradas es mayor al momento por el acero mínimo, entonces se procede a calcular el área de acero y el espaciamiento.

- Refuerzo longitudinal

$$M_{\text{máx}} = 1\,186,11 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \left[100 * 9 - \sqrt{(100 * 9)^2 - \frac{1\,186,11 * 100}{0,003825 * 210}} \right] * 0,85 * \frac{210}{2810} = 5,47 \text{ cm}^2$$

Con el área de acero, se calcula un espaciamiento (S), usando una varilla No.4 que tiene un área de 1,27 centímetros cuadrados. El espaciamiento se calcula por medio de una regla de tres de la siguiente manera:

$$A_s = 5,47 \text{ cm}^2 \text{-----} \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{-----} \rightarrow S = 23,21 \text{ cm} \approx 0,25 \text{ m}$$

Bastones

El momento positivo es menor al momento por el acero mínimo; entonces, se utiliza este último para determinar el espaciamiento.

Al utilizar varillas No.4.

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \text{-----} \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{-----} \rightarrow S = 28,13 \text{ cm} \approx 0,30 \text{ m}$$

El espaciamiento máximo está dado por:

$$S_{\text{máx}} = 3 * t = 3 * 12 = 36 \text{ cm}$$

Por consiguiente, se obtiene el armado final con varillas No.4 a cada 0,25 metros y bastones No.4 a cada 0,30 metros (ver apéndice).

El ancho mínimo de escaleras para infraestructura (oficinas) y espacios abiertos para público (salón comunal), es de 0,90 metros y 1,20 metros respectivamente, según las normas técnicas complementarias para el proyecto arquitectónico, en la sección 4.1.3.

2.2.6. Instalaciones eléctricas

Debido a que el presente proyecto es un edificio de dos niveles independientes, es decir, que el módulo de gradas es exclusivo para el segundo nivel. Se optó por dividir los sistemas eléctricos en cada nivel, con instalaciones de fuerza e iluminación que se integran en una caja de *flip-on*, que a su vez, se conecta con el contador general para medir el gasto de energía por funcionamiento (ver apéndice). Se propone utilizar 2 cajas de *flip-on* de 20 amperios para carga viva de 120 voltios

- Iluminación

Para la instalación de iluminación se determina si el circuito no excede la corriente permisible de la caja de *flip-on*, para ello se utiliza la siguiente fórmula:

$$I = \frac{P}{V}$$

donde:

I = Corriente [amperios]

P = Potencia [watts]

V = Voltaje [voltios]

Se utilizarán plafoneras con capacidad de 100 watts. En el circuito se recomienda utilizar un promedio de 8 a 10 plafoneras por circuito, por si hay problemas de iluminación, es decir, que no sea mucha el área cubierta. Por ser

un edificio para auxilaitura municipal, este será recurrido solo en horas del día, por lo que no se recargaran las unidades de iluminación en ese período, entonces. Habrá un circuito para cada nivel, por lo que se utilizarán 12 plafoneras para cada uno.

$$P = 100 * 12 = 1200 \text{ watts}$$

$$I = \frac{1200}{120} \approx 10 \text{ amperios}$$

La cantidad de plafoneras a colocar no excede a la corriente permisible de la caja de *flip-on*, que es de 20 amperios.

- Fuerza

Para la instalación de fuerza, se utilizarán tomacorrientes dobles con un consumo aproximado de 180 watts, en el circuito se recomienda utilizar un promedio de 5 a 7 tomacorrientes.

Como el primer nivel se dispondrá para auxiliatura municipal, este tendrá una cantidad mínima de objetos eléctricos que se conecten al circuito, por lo que solo habrá 9 tomacorrientes.

$$P = 180 * 9 = 1620 \text{ watts}$$

$$I = \frac{1620}{120} \approx 13,5 \text{ amperios}$$

La corriente producida por la cantidad de tomacorrientes a utilizar en el primer nivel no excede a la corriente permisible de la caja de *flip-on*, igual a 20 amperios.

El segundo nivel se dispondrá para salón comunal, el cual no es recurrido frecuentemente, solo para ocasiones especiales (reuniones, fiestas, servicios religiosos, etc.). Entonces, los tomacorrientes no serán utilizados diariamente ni al mismo tiempo, por lo que solo habrá 8 tomacorrientes.

$$P = 180 * 8 = 1440 \text{ watts}$$

$$I = \frac{1440}{120} \approx 12 \text{ amperios}$$

La corriente producida por la cantidad de tomacorrientes a utilizar en el segundo nivel no excede a la corriente permisible de la caja de *flip-on*.

2.2.7. Instalaciones hidráulicas

El edificio modelo para auxiliatura municipal está diseñado para caseríos y aldeas, que en su mayoría carecen de drenajes y agua potable; entonces, la única instalación hidráulica será la de bajada de agua pluvial (ver apéndice).

Para bajadas de agua pluvial, el caudal se calcula con la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

donde:

Q = Caudal [m³/s]

C = Coeficiente de escorrentía del PVC = 1,2

I = Intensidad de lluvia [mm/hora]

Para determinar la intensidad de lluvia, se utiliza la siguiente fórmula:

$$I = \frac{1008}{(t+4)^{0,668}}$$

donde:

t = Tiempo de concentración [horas]

Al asumir un tiempo de 30 segundos, se obtiene:

$$I = \frac{1008}{(0,5 + 4)^{0,668}} = 369 \text{ mm/hora}$$

Para determinar el caudal, se utiliza el método racional para el cálculo de escurrimiento de agua pluvial y la fórmula es la siguiente:

$$Q = \frac{1,2 * I * A}{360}$$

donde:

$$A = \text{Área de techo} = 120 \text{ m}^2 * \frac{1 \text{ hectárea}}{10\,000 \text{ m}^2} = 0,012 \text{ hectáreas}$$

$$Q = \frac{1,2 * 369 * 0,012}{360} = 0,015 \text{ m}^3/\text{s} = 15 \text{ l/s}$$

Se proponen tubos de 4 pulgadas, los cuales están previstos para que cada tubo tenga que drenar 5 litros por segundo; por lo que se tienen que colocar 3 tubos de bajada de agua como mínimo.

Todo el sistema será de tubería PVC de 4 pulgadas de diámetro, con 5 tubos para la bajada de agua y dos cajas de registro para distribuir el caudal racionalmente. Para la descarga de este último, se utilizará tubería PVC de 6 pulgadas de diámetro hacia el colector de agua pluvial; en el caso de que no hubiera, el ingeniero ejecutor indicará el lugar adecuado.

2.2.8. Planos constructivos

Se elaboró un juego de planos divididos en tres fases (ver apéndice):

a) Fase de arquitectura:

Planta arquitectónica

Planta acotada

Planta de acabados

Elevaciones y secciones

b) Fase de instalaciones:

Planta de instalación hidráulica

Planta de iluminación

Planta de fuerza

c) Fase de estructuras:

Planta de cimentación y columnas

Cortes y cimentaciones

Detalles de columnas y módulo de gradas

Armado de losas

Armado de vigas y secciones

2.2.9. Presupuesto

2.2.9.1. Materiales

Se realizó la cuantificación de materiales de la cimentación, columnas, vigas, losas, módulo de gradas, muros de división, instalaciones y acabados.

Con los precios de materiales que se obtuvieron mediante cotizaciones en centros de distribución de Sacapulas, Santa Cruz del Quiché y Aguacatán, se integraron los costos por renglón (ver tabla XLVI); se obtuvo el costo total de materiales, el cual fue de Q 343 391,52.

2.2.9.2. Mano de obra

Los costos de mano de obra especializada se asignaron de acuerdo con los que la municipalidad maneja para casos similares; se integraron por unidad, por metro lineal o por metro cuadrado, para cada renglón. Se calcularon las prestaciones como un 38 por ciento del costo total de mano de obra, las cuales están incluidas en el factor de costos indirectos (ver tabla XLVII). El costo total de mano de obra es de Q 267 202,00.

2.2.9.3. Transporte

El transporte o fletes se calculó con base en un 8 por ciento del costo total de materiales más mano de obra y se integró al factor de costos indirectos, y se logró obtener el costo total de transporte o fletes de Q 48 847,48 (ver tabla XLVII).

2.2.9.4. Costo total del proyecto

El costo total del proyecto (ver tabla XLVII), al sumar los costos directos más costos indirectos, dio por resultado Q 763 241,90 (setecientos sesenta y tres mil doscientos cuarenta y un quetzales con noventa centavos).

Tabla XLVI. Integración de costos por renglón

Descripción	Cant.	Unidad	Costo unitario	Costo por factor de costo indirecto	Costo total por renglón
Bodega	1	u	Q9 420,00	Q11 775,00	Q11 775,00
Zapatatas tipo Z-1	12	u	Q3 449,82	Q4 312,28	Q51 747,35
Zapatatas tipo Z-2	4	u	Q2 119,19	Q2 648,99	Q10 595,97
Cimiento corrido	74	m-l	Q221,87	Q277,34	Q20 523,09
Muro de cimentación	63	ml	Q184,85	Q231,06	Q14 557,00
Solera hidrófuga	74	m-l	Q134,77	Q168,46	Q12 466,17
Muros de pared	71	m-l	Q334,28	Q417,85	Q29 667,25
Solera intermedia	142	m-l	Q123,86	Q154,82	Q21 984,85
Columna tipo C-1	80	m-l	Q619,13	Q773,91	Q61 912,56
Columna tipo C-2	58	m-l	Q428,18	Q535,22	Q31 042,72
Columna tipo C-3	124	m-l	Q109,78	Q137,23	Q17 015,99
Viga tipo V-1.1	20	m-l	Q374,99	Q468,74	Q9 374,80
Viga tipo V-1.2	20	m-l	Q441,49	Q551,87	Q11 037,36
Viga tipo V-1.3	24	m-l	Q449,58	Q561,98	Q13 487,49
Viga tipo V-1.4	24	m-l	Q462,25	Q577,81	Q13 867,49
Viga tipo V-2.1	20	m-l	Q424,34	Q530,43	Q10 608,55
Viga tipo V-2.2	20	m-l	Q423,64	Q529,55	Q10 591,05
Viga tipo V-2.3	24	m-l	Q520,07	Q650,09	Q15 602,16
Viga tipo V-2.4	24	m-l	Q522,57	Q653,22	Q15 677,16
Losa primer nivel	139	m ²	Q530,74	Q663,43	Q92 216,16
Losa segundo nivel	127	m ²	Q454,78	Q568,47	Q72 195,60
Módulo de gradas	13	m ²	Q1 279,61	Q1 599,51	Q20 793,67
Piso primer nivel y gradas	117	m ²	Q59,02	Q73,77	Q8 631,63
Piso segundo nivel	100	m ²	Q106,00	Q132,50	Q13 249,50

Continuación tabla XLVI...

Mezclón para bajada de agua pluvial	117	m ²	Q86,95	Q108,68	Q12 715,80
Banqueta perimetral	14	m ²	Q171,42	Q214,28	Q2 999,90
Ventanas	19	u	Q2 374,95	Q2 968,68	Q56 405,00
Puertas	5	u	Q2 006,20	Q2 507,75	Q12 538,75
Acabado de vigas	142	m ²	Q48,86	Q61,07	Q8 671,89
Acabado de columnas	168	m ²	Q49,13	Q61,41	Q10 316,55
Acabado de cielo	260	m ²	Q48,95	Q61,19	Q15 908,43
Acabado de paredes y cenefa	674	m ²	Q32,91	Q41,14	Q27 726,41
Conducción para bajada de agua pluvial	105	m-l	Q42,50	Q53,12	Q5 577,50
Caja de registro	2	u	Q1 206,94	Q1 508,68	Q3 017,36
Conducción eléctrica	43	u	Q159,14	Q198,92	Q8 553,75
Limpieza final y pintura	914	m ²	Q7,17	Q8,96	Q8 190,00
Costo total					Q763 241,90

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVII. **Resumen del presupuesto**

Costos directos	Total de materiales	Q343 391,52	
	Total de mano de obra	Q267 202,00	Q610 593,52
	Total de fletes (8%)	Q48 847,48	
	Total de costos directos		Q659 441,00
Costos indirectos	Administración y fianzas (10%)	Q61 059,35	
	Supervisión e imprevistos (7%)	Q42 741,55	
	Total de costos indirectos		Q103 800,90

Continuación tabla XLVII...

	Total de costos directos+indirectos		Q763 241,90
	Costo total del proyecto	Q763 241,90	
	Costo por metro cuadrado	Q6 360,35	
Total en letras: setecientos sesenta y tres mil doscientos cuarenta y un con noventa centavos.			

Fuente: elaboración propia.

2.2.9.5. Costo por metro cuadrado

Con un área total de construcción de 120 metros cuadrados, se calcula el costo por metro cuadrado de la siguiente manera:

$$\text{Costo por m}^2 = \text{Q } 763\,241,90 / 120 \text{ m}^2 = \text{Q } 6\,360,35/\text{m}^2$$

2.2.9.6. Cronograma de ejecución e inversión

Se estimó que las nueve fases del proyecto (ver la tabla XLVIII) se terminarán después de seis meses de haberse iniciado los trabajos preliminares y cimentaciones; a cada una se le asignará un 30 por ciento del costo total del proyecto cada seis semanas y un 10 por ciento las últimas seis semanas.

Tabla XLVIII. Cronograma de ejecución e inversión

No.	Descripción	Total	Mes 1		Mes 2		Mes 3		Mes 4		Mes 5		Mes 6	
			X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
1	Trabajos preliminares y cimentaciones	Q.121 664,58	X	X	X	X								
2	Columnas	Q.109 971,27			X	X	X							
3	Vigas	Q.100 246,06				X	X	X						
4	Levantado de muros	Q.51 652,10					X	X	X					
5	Losas y piso	Q.222 802,26						X	X	X	X			
6	Acabados	Q.131 567,03								X	X	X		
7	Instalación de bajada de agua pluvial	Q.8 594,86					X						X	X
8	Instalación eléctrica	Q.8 553,75							X	X				X
9	Trabajos finales	Q.8 190,00												X
Total de desembolso		Q.763 241,90	Q.228 972,57		Q.228 972,57		Q.228 972,57		Q.228 972,57		Q.76 324,19			
			30%		30%		30%		30%		10%			

Fuente: elaboración propia.

2.2.10. Estudio de impacto ambiental

El presente estudio tiene como objetivo principal identificar los posibles impactos ambientales que puedan derivarse durante el desarrollo de las etapas de construcción del edificio modelo para auxiliatura municipal, tales como: trabajos preliminares y cimentaciones, columnas, vigas, levantado de muros, losas y piso, módulo de gradas, acabados, instalación de bajada de agua pluvial, instalación eléctrica y trabajos finales; previo a la puesta en marcha del mismo. Lo anterior, con el fin de planificar las medidas de prevención, control, mitigación y rehabilitación, que permitan evitar daños a cualquiera de los componentes del medio ambiente y garantizar la preservación de su situación original.

Se identificaron los posibles impactos ambientales que se producirían sobre los diferentes factores del medio ambiente físico, biótico y humano, debido a las obras y actividades que implica el proyecto. Además de las medidas de mitigación, para contrarrestar o disminuir los impactos generados en la construcción. Lo anterior se describe en la tabla XLIX.

Al observar los impactos ambientales negativos generados y las medidas de mitigación requeridas, se considera que son ambientalmente viables. Durante las etapas de construcción del proyecto, a excepción del transporte y operación del equipo, se utilizará mano de obra local, aunque sea temporal, será positiva para los lugareños que trabajen en el proyecto. La llegada del personal de trabajo, aunque en mínima cantidad (operadores, conductores, ayudantes, etc.), podría crear la necesidad de cierto servicio como alimentación y bebidas, lo cual también significa un ingreso extra para los pobladores que manejan este comercio informal en la zona de influencia del proyecto. La oportunidad de empleo es un impacto positivo que genera el proyecto.

Tabla XLIX. **Impactos y medidas de mitigación**

Descripción	Identificación de impactos	Medidas de mitigación
<p>Desechos sólidos, líquidos y otros, generados por las actividades preliminares y de obra civil, tales como: construcción de bodega; excavación de zanjas; armado del refuerzo, formateado y fundición, de estructuras de concreto reforzado.</p>	<p>Residuos sólidos, de materia orgánica y tierra, por la excavación a cielo abierto de las zanjas.</p>	<p>Los residuos orgánicos e inorgánicos serán recolectados y transportados a botaderos de ripio, situados fuera del área del proyecto. Se considera que por tratarse de partículas del subsuelo no causarán ningún daño, además, se prevé que el 90% del volumen de excavación, sea reutilizado para el relleno de la cimentación</p>
	<p>Residuos líquidos, compuestos por la limpieza del equipo y herramienta, preparación del concreto.</p>	
	<p>Residuos inorgánicos generados por el personal y desechos humanos.</p>	
<p>Atmósfera – calidad del aire</p>	<p>Se producirá polvo y emisiones gaseosas por combustibles.</p>	<p>Para evitar el polvo, se humedecerá el suelo agua. El entorno soporta las emisiones.</p>
<p>Ecología – micro fauna, insectos voladores y eutrofización</p>	<p>La fauna en el área directa del proyecto, es de escasas especies menores (pequeños mamíferos y roedores), los que principalmente salen en horas de la noche.</p>	<p>La reducción del hábitat, no es significativa, ya que no se encuentran madrigueras en el lugar y existe la intervención antrópica.</p>

Continuación tabla XLIX...

Flora – micro flora y vegetación	Se eliminará vegetación herbácea y arbustiva en las actividades preliminares.	Compensar los recursos afectados o la falta de la calidad del ambiente deteriorado.
Agua – hidrología	Disposición inadecuada de los residuos pétreos y derrames de combustible que puedan filtrarse en el subsuelo y/o fluir hacia las viviendas.	Se construirá un pozo de absorción o filtración.

Fuente: elaboración propia.

Las medidas de prevención y rehabilitación, a manera general, pueden incluir:

- Reducir los impactos, paso a paso con acciones de preservación y mantenimiento, durante el período que dure la acción que provocan los mismos.
- Compensar, al reemplazar o sustituir los recursos afectados o la falta de la calidad del ambiente deteriorado.
- En caso de ser necesario, se deberán preparar planes de contingencia, de seguridad para la salud humana y de seguridad ambiental.

Como se mencionó anteriormente, la entidad encargada de elaborar el reglamento de evaluación, control y seguimiento ambiental en Guatemala, es el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN), por lo que se recomienda hacer uso de estos materiales para realizar un análisis más profundo en los proyectos de infraestructura.

CONCLUSIONES

1. El caudal total de las cuatro fuentes fue de 0,82 litros por segundo, el cual es suficiente para abastecer al total de beneficiarios del proyecto, con una dotación de 80 litros por habitante por día, para un período de diseño de 20 años y una conexión predial para cada beneficiario.
2. Debido a la ubicación dispersa de las viviendas y a las condiciones topográficas del lugar, el diseño de la red de distribución se efectuó por medio de redes abiertas.
3. Con base en los resultados positivos en el diseño del edificio modelo para auxiliatura municipal, este puede ser implementado en todas las comunidades, no importando el tipo de suelo en que se construya, ya que el valor soporte del suelo de diseño está en un límite permisible.
4. El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) es una buena experiencia para el futuro Ingeniero Civil, ya que permite observar claramente la realidad del país en el área rural. A la vez, orienta con respecto al papel que debe desempeñar para contribuir a mejorar la calidad de vida de la población, por medio de proyectos de carácter social que satisfagan las necesidades básicas, ya que las personas son el objetivo y la variable esencial del desarrollo.

RECOMENDACIONES

Al Comité pro-mejoramiento:

1. Brindar el mantenimiento adecuado al sistema de agua potable, para garantizar, así, la vida del proyecto.
2. Promover reuniones con los miembros de los COCODE's, para que conozcan el proyecto del edificio modelo para auxiliatura municipal con el fin de llevarlo a cabo en su comunidad, ya que en algunos caseríos no cuentan, a la fecha, con auxiliatura y/o salón comunal.

A la entidad ejecutora:

1. Construir los proyectos, basándose en los planos respectivos, sin alterar las especificaciones de los materiales de construcción y de la tubería propuesta.
2. Revisar el presupuesto del proyecto cuando se construya.

A la entidad que financie:

1. Desarrollar un programa de educación en salud para toda la comunidad, por medio de módulos educativos, capacitación sobre el uso, operación y mantenimiento del sistema, durante y después del proyecto.

BIBLIOGRAFÍA

1. ACI. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05) (Versión en español y en sistema métrico)*. Estados Unidos: ACI, 2005.
2. Asociación Pro Agua del Pueblo. *Informe del estudio situacional del Recurso Hídrico, municipio de Sacapulas, departamento del Quiché. Programa: Promoción de la seguridad alimentaria y la salud (PROSESA)*, 2009. 59 p.
3. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*, 5ª ed. México: Editorial Limusa, 2004. 650 p.
4. Instituto de Fomento Municipal. Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales. *Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales*. Guatemala: INFOM/UNEPAR, 1997.
5. MUÑOZ MALDONADO, María del Rosario. *Diseño del edificio municipal y diseño del sistema de agua potable para los cantones San Lorencito y Chitá, Zunilito, Suchitepéquez*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2008. 163 p.
6. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Colombia: Editorial McGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A., 1999. 722 p.

7. OMP-EPSUM. *Diagnóstico municipal de Sacapulas, departamento del Quiché, 2009-2010*. Guatemala: OMP Sacapulas, 2011. 97 p.
8. SANDOVAL, Juan José. *Estudio sobre el análisis y diseño de tanques rectangulares enterrados y superficiales de concreto reforzado*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería Universidad de San Carlos de Guatemala, 1981. 83 p.
9. Secretaría General de Planificación Económica - Sistema Nacional de Financiamiento para la Pre-inversión. *Estudio de factibilidad y diseño final para introducción por gravedad de agua potable en la aldea Guantajau, Sacapulas*. Guatemala: SEGEPLAN-SINAFIP, 2002. 157 p.
10. SICAL RAXCACO, Axel Roely. *Detallado de diseño sísmico de concreto armado con base al ACI 2005*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2008. 183 p.

Apéndice

Resultados de análisis del agua

Figura 75. Examen bacteriológico de la fuente Xenaxicul II



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 004339

EXAMEN BACTERIOLOGICO		INF. No.A-307 104
O.T. No. 26 489		
INTERESADO	JOSÉ CARLOS LÓPEZ OGALDÉZ (Carné No.200412635)	PROYECTO: EPS "introducción del sistema de abastecimiento de agua potable del caserío Segundo Centro Río Blanco, Sacapulas El Quiché"
MUESTRA RECOLECTADA POR	Interesado	DEPENDENCIA: FACULTAD DE INGENIERÍA/USAC
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	Aldea Xenaxicul Aguacatán Huehuetenango	FECHA DE RECOLECCIÓN: 2010-01-13; 13 h30 min.
FUENTE:	Xenixacul II	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO: 2010-01-14; 11 h 50 Min
MUNICIPIO:	Sacapulas	CONDICIONES DE TRANSPORTE: Sin refrigeración
DEPARTAMENTO:	El Quiché	
SABOR:	-----	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN No hay
ASPECTO:	Claro	CLORO RESIDUAL -----
OLOR:	Inodora	
INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI – AEROGENES)		
		PRUEBA CONFIRMATIVA
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	FORMACION DE GAS
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS – 35°C	TOTAL FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	+++++	+++++ ++++-
01,00 cm ³	+++++	++++- -----
00,10 cm ³	++++-	++++ -----
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		350 8
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 21 TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.		
OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la CLASIFICACIÓN I, Calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua.		
Guatemala, 2010 -01-27		
Vo.Bo.	 Inga. Telma Maricela Cano Morales DIRECTORA CII/USAC	 Zenón Mucik Santos Ing. Químico Col. No. 420 M.Sc. en Ingeniería Sanitaria Técnico Laboratorio



Fuente: CII. Laboratorio de química. Examen bacteriológico.

Figura 76. Examen bacteriológico de la fuente Xesacramento I



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 004338

EXAMEN BACTERIOLOGICO			
O.T. No. 26 489		INF. No.A-307 103	
INTERESADO	<u>JOSÉ CARLOS LÓPEZ OGALDÉZ (Camé No.200412635)</u>	PROYECTO:	<u>EPS "introducción del sistema de abastecimiento de agua potable del caserío Segundo Centro Río Blanco, Sacapulas El Quiché"</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Interesado</u>	DEPENDENCIA:	<u>FACULTAD DE INGENIERÍA/USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Aldea Xenaxicul Aguacatán Huehuetenango</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2010-01-13: 13 h50 min.</u>
FUENTE:	<u>Xesacramento</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2010-01-14: 11 h 50 Min</u>
MUNICIPIO:	<u>Sacapulas</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Sin refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>El Quiché</u>	SABOR:	<u>-----</u>
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>Lig. cantidad</u>
ASPECTO:	<u>Lig. turbio</u>	CLORO RESIDUAL	<u>-----</u>
OLOR:	<u>Inodora</u>		
INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI – AEROGENES)			
		PRUEBA CONFIRMATIVA	
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS – 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	++++-	++-	+-
01,00 cm ³	+----	+	-
00,10 cm ³	+----	+	-
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		9	2
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 21 TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.			
OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la CLASIFICACIÓN I, Calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua.			
Guatemala, <u>2010 -01-27</u>			
Vo.Bo.			
	Inga Telma Maricela Cano Morales DIRECTORA CII/USAC	Zeferán Muñoz Santos Ing. Químico Col. No. 420 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria Jefe Técnico Laboratorio	

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: CII. Laboratorio de química. Examen bacteriológico.

Figura 77. Análisis físico-químico sanitario de la fuente Xenaxicul II



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 004341

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO				INF. No. 23 934	
O.T. No. 26 489					
INTERESADO:	JOSÉ CARLOS LÓPEZ OGALDÉZ (Carné 200412635)		PROYECTO:	EPS "Introducción del sistema de abastecimiento de agua potable del caserío Segundo Centro Río Blanco, Sacapulas El Quiché"	
RECOLECTADA POR:	Interesado		DEPENDENCIA:	FAC. DE INGENIERÍA /USAC	
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Aldea Xenaxicul Huehuetenango		FECHA DE RECOLECCIÓN:	2010-01-13; 13 h 30min.	
FUENTE:	Xenaxicul II		FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.:	2010-01-14; 11 h 50 min.	
MUNICIPIO:	Sacapulas		CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Sin refrigeración	
DEPARTAMENTO:	El Quiché				
RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA:	(En el momento de recolección) - - ° C
2. COLOR:	01,17 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	213,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	02,00 UNT	6.potencial de Hidrógeno (pH):	08,10 unidades		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,21	6. CLORUROS (Cl ⁻)	06,00	11. SOLIDOS TOTALES	121,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,0026	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,13	12. SOLIDOS VOLÁTILES	06,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	00,66	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	26,00	13. SOLIDOS FIJOS	115,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,03	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	01,80
5. MANGANESO (Mn)	00,019	10. DUREZA TOTAL	120,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	113,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L		
00,00	04,00	98,00	102,00		

OTRAS DETERMINACIONES
OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química el agua cumple con la norma. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 21TH EDITION 2 005, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2010-01-27

Vo.Bo.
Inga. Telma Muricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Zerón Much Santos
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
USAC Técnico Laboratorio



Fuente: CII. Laboratorio de química. Examen físico químico.

Figura 78. Análisis físico-químico sanitario de la fuente Xesacramento



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 004340

ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO				INF. No. 23 933	
O.T. No. 26 489					
INTERESADO:	JOSÉ CARLOS LÓPEZ OGALDÉZ (Carné 200412635)		PROYECTO:	EPS "Introducción del sistema de abastecimiento de agua potable del caserío Segundo Centro Río Blanco, Sacapulas El Quiché"	
RECOLECTADA POR:	Interesado		DEPENDENCIA:	FAC. DE INGENIERÍA /USAC	
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Aldea Xenaxicul Huchuetenango		FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2010-01-13; 13 h 50 min.	
FUENTE:	Xesacramento		FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.:	2010-01-14; 11 h 50 min.	
MUNICIPIO:	Sacapulas		CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Sin refrigeración	
DEPARTAMENTO:	El Quiché				
RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Lig. Turbia	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA:	(En el momento de recolección) - - ° C
2. COLOR:	09,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	293,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	08,80 UNT	6.potencial de Hidrógeno (pH):	07,80 unidades		
SUSTANCIAS		mg/L	SUSTANCIAS		mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,31	6. CLORUROS (Cl ⁻)	07,50	11. SOLIDOS TOTALES	169,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,26	12. SOLIDOS VOLÁTILES	11,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	00,44	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	35,00	13. SOLIDOS FIJOS	158,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,67	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	10,00
5. MANGANESO (Mn)	00,221	10. DUREZA TOTAL	144,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	155,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS		CARBONATOS	BICARBONATOS	ALCALINIDAD TOTAL	
mg/L		mg/L	mg/L	mg/L	
00,00		00,00	150,00	150,00	

OTRAS DETERMINACIONES

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física aspecto ligeramente turbia (rechazable). Desde el punto de vista de la calidad química el agua cumple con la norma. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua. TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 21TH EDITION 2 005, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2010-01-27



Zenón Muñoz Santos
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio



Vo.Bo.

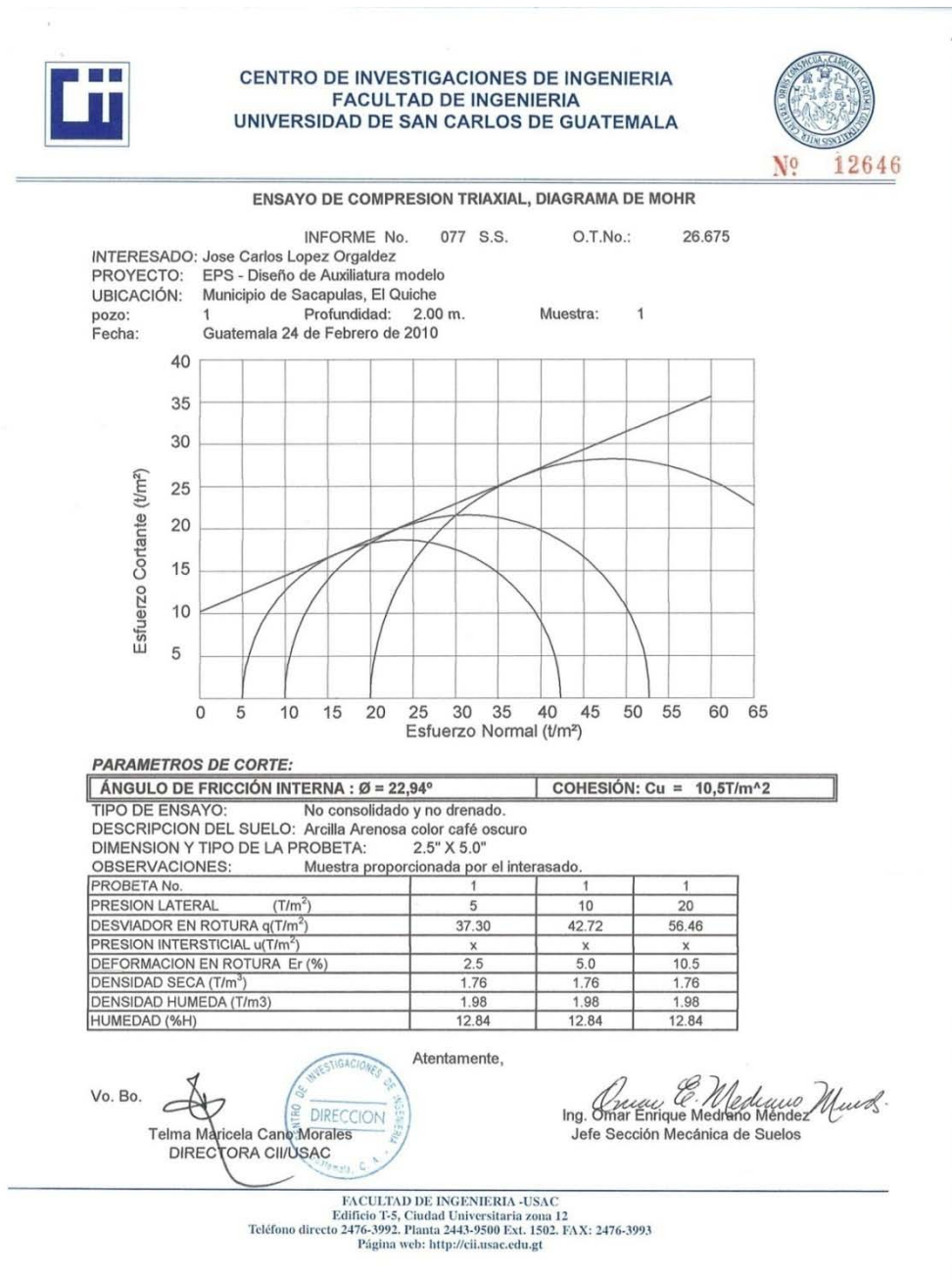
Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Telefono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: CII. Laboratorio de química. Examen físico químico.

Resultados del estudio de suelos

Figura 79. Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr



Fuente: CII. Laboratorio de suelos. Ensayo triaxial.

Levantamiento topográfico

Tabla L. **Libreta topográfica**

			Azimut			Ángulo vertical					
Est.	PO	H _{inst.} (Est.)	°	'	”	°	'	”	HM	HI	HS
Línea principal											
0	1	1,49	198	10	40	130	31	40	2,00	1,70	2,30
1	2	1,44	76	20	40	109	43	20	1,00	0,73	1,27
2	3	1,46	90	1	0	108	40	0	1,45	1,23	1,67
3	4	1,48	76	23	0	121	53	40	2,50	2,25	2,75
4	5	1,52	104	46	40	100	48	0	1,50	1,17	1,83
5	6	1,46	120	4	20	93	5	0	0,95	0,60	1,30
6	7	1,32	101	58	20	105	7	20	0,80	0,67	0,93
7	8	1,49	116	30	40	113	35	40	0,60	0,37	0,83
8	9	1,47	99	0	0	101	32	20	1,20	1,11	1,29
9	10	1,48	105	31	40	106	21	0	1,10	0,90	1,30
10	11	1,51	115	50	0	112	34	40	1,50	1,42	1,58
11	12	1,20	140	50	20	100	32	0	1,95	1,69	2,21
12	13	1,50	144	53	40	106	20	20	2,10	1,80	2,40
13	14	1,51	137	23	20	98	56	20	0,90	0,79	1,01
14	15	1,49	119	38	0	96	48	40	1,40	1,01	1,79
15	16	1,48	141	43	20	102	42	20	1,90	1,63	2,17
16	17	1,25	114	7	20	103	14	40	1,85	1,33	2,37
17	18	1,50	74	34	40	92	25	40	0,75	0,67	0,83
18	19	1,48	132	20	40	104	33	0	1,70	1,51	1,89
19	20	1,28	107	50	20	98	47	0	1,30	1,08	1,52
20	21	1,51	119	14	0	98	31	40	1,50	1,25	1,75
21	22	1,47	134	36	20	105	33	20	2,30	2,05	2,55
22	23	1,35	122	5	20	99	99	20	1,90	1,44	2,36

Continuación tabla L...

23	24	1,49	143	40	40	96	40	40	1,40	1,32	1,48
24	25	1,53	142	0	0	99	33	0	1,60	0,90	2,30
25	26	1,49	117	39	0	92	40	0	0,60	0,46	0,74
26	27	1,50	124	28	40	105	30	20	2,10	1,97	2,23
27	28	1,47	141	54	40	102	41	40	1,95	1,79	2,11
28	29	1,44	136	40	20	105	22	0	2,20	1,97	2,43
29	30	1,47	141	54	40	96	3	0	1,40	1,02	1,78
30	31	1,48	155	1	0	99	44	40	1,55	1,03	2,07
31	32	1,47	161	26	20	97	0	20	1,45	1,06	1,84
32	33	1,48	139	2	20	97	31	0	1,50	1,28	1,72
33	34	1,45	113	42	0	96	7	20	1,30	0,94	1,66
34	35	1,48	118	20	0	99	45	20	1,70	1,46	1,94
35	36	1,49	166	11	40	98	50	40	0,85	0,68	1,02
36	A	1,50	360	10	20	83	20	0	0,80	0,52	1,08
36	B	1,50	16	30	0	83	0	40	1,00	0,84	1,16
36	37	1,50	195	1	0	92	23	20	1,10	0,96	1,24
37	38	1,47	170	3	20	95	42	40	1,45	1,16	1,74
38	39	1,48	137	7	20	95	25	0	1,30	1,01	1,59
39	40	1,47	179	26	40	96	5	0	1,50	1,00	2,00
40	41	1,28	163	50	40	89	53	20	0,85	0,71	0,99
41	42	1,50	149	3	0	86	46	40	0,50	0,34	0,66
42	43	1,47	141	26	0	101	51	0	1,75	1,56	1,94
43	44	1,46	121	14	40	92	57	0	1,40	1,34	1,46
44	45	1,27	155	37	40	99	5	40	1,60	1,48	1,72
45	46	1,49	145	45	0	93	56	20	0,90	0,67	1,13
46	47	1,53	137	3	20	101	23	20	2,00	1,71	2,29
47	48	1,30	155	40	20	97	18	40	1,65	1,49	1,81
48	49	1,48	157	50	0	104	51	0	2,20	1,89	2,51
49	50	1,24	183	36	0	90	8	20	1,50	1,15	1,85
50	51	1,49	170	46	40	96	8	0	1,65	1,35	1,95
51	52	1,35	167	8	20	97	54	0	1,40	1,01	1,79

Continuación tabla L...

52	53	1,47	135	30	20	89	2	40	1,25	0,78	1,72
53	54	1,49	147	40	40	93	50	20	1,20	1,07	1,33
54	55	1,50	158	16	20	86	23	40	0,70	0,47	0,93
55	56	1,31	140	17	0	89	5	0	0,80	0,63	0,97
56	57	1,47	144	15	40	93	53	20	1,50	1,39	1,61
57	58	1,47	168	10	40	92	36	20	1,40	1,09	1,71
58	59	1,24	196	14	0	94	38	0	1,20	1,03	1,37
59	60	1,48	211	27	0	90	37	40	1,80	1,52	2,08
60	61	1,49	186	14	20	92	6	40	1,00	0,76	1,24
61	62	1,50	165	30	40	105	13	20	2,30	2,11	2,49
62	63	1,35	177	30	0	98	24	0	1,65	0,13	3,17
63	64	1,47	224	30	20	83	45	40	0,80	0,67	0,93
64	65	1,48	187	9	0	91	50	20	1,50	1,07	1,93
65	66	1,38	189	55	40	93	27	0	1,45	1,28	1,62
66	67	1,48	182	25	20	102	9	40	2,00	1,76	2,24
67	68	1,51	179	21	20	105	42	40	1,80	1,69	1,91
68	69	1,47	178	43	40	92	4	20	1,60	0,07	3,13
69	70	1,44	176	12	0	99	51	0	1,65	0,04	3,26
70	71	1,46	179	34	0	101	17	40	1,55	0,04	3,06
71	72	1,53	181	47	20	91	32	20	1,75	0,26	3,24
72	73	1,47	178	18	0	85	7	20	1,70	0,15	3,25
73	74	1,24	180	42	40	83	58	0	1,65	0,17	3,13
74	A	1,49	337	20	0	96	10	0	1,75	1,59	1,91
74	75	1,49	107	42	20	98	22	20	1,50	1,29	1,71
75	A	1,38	216	10	0	105	40	20	1,65	0,06	3,24
75	B	1,38	31	0	20	98	20	40	1,15	0,84	1,46
75	C	1,38	65	30	40	99	10	0	1,40	0,71	2,09
75	D	1,38	76	40	20	97	20	0	1,20	0,41	1,99
75	76	1,38	116	45	40	105	50	20	2,00	1,26	2,74
76	77	1,49	137	32	0	96	6	40	1,10	0,70	1,50
77	78	1,50	132	21	20	106	13	0	1,85	1,29	2,41

Continuación tabla L...

78	A	1,47	142	10	20	107	20	20	2,00	1,23	2,77
78	B	1,47	243	40	40	105	30	20	2,10	1,46	2,74
78	79	1,47	106	15	0	108	17	0	1,80	0,76	2,84
79	A	1,31	166	20	40	104	40	40	2,00	1,48	2,52
79	B	1,31	9	30	0	94	0	40	1,45	0,19	2,71
79	C	1,31	26	20	20	97	50	0	1,60	0,12	3,08
79	D	1,31	36	40	40	100	20	20	1,65	0,08	3,22
79	80	1,31	105	25	0	94	7	20	1,00	0,84	1,16
80	81	1,47	102	7	40	104	6	40	2,00	1,30	2,70
81	A	1,48	90	0	40	95	30	0	1,15	0,89	1,41
81	82	1,48	160	18	20	81	11	20	0,90	0,66	1,14
82	83	1,48	139	17	20	75	36	0	0,75	0,28	1,22
83	A	1,35	53	20	0	102	50	40	1,75	1,01	2,49
83	B	1,35	76	40	0	96	20	20	1,00	0,64	1,36
83	84	1,35	124	18	40	87	5	20	0,90	0,68	1,12
84	85	1,48	106	55	20	88	16	0	1,40	1,14	1,66
85	A	1,39	228	30	20	88	10	40	1,00	0,75	1,25
85	B	1,39	46	50	40	107	20	0	2,30	2,11	2,49
85	86	1,39	130	16	0	87	25	40	1,10	0,06	2,14
86	A	1,48	351	12	0	107	20	20	1,50	1,22	1,78
86	B	1,48	34	40	40	116	30	20	2,50	2,16	2,84
86	87	1,48	163	20	40	87	50	40	1,20	0,19	2,21
87	A	1,41	225	0	20	93	20	0	0,50	0,19	0,81
87	B	1,41	230	10	0	93	0	0	0,65	0,38	0,92
87	C	1,41	256	10	40	84	20	20	0,50	0,42	0,58
87	D	1,41	283	40	0	94	30	40	1,10	0,91	1,29
87	88	1,41	159	23	20	90	9	20	1,15	0,24	2,06
88	A	1,51	14	10	40	92	20	40	1,80	1,73	1,87
88	B	1,51	63	30	40	105	30	0	2,00	1,83	2,17
88	C	1,51	71	0	0	107	40	20	2,30	1,69	2,91
88	D	1,51	90	40	20	108	10	20	2,20	1,52	2,88

Continuación tabla L...

88	E	1,51	112	20	0	105	30	40	2,00	1,42	2,58
88	F	1,51	127	40	0	106	20	0	1,75	1,66	1,84
88	G	1,51	155	30	20	104	30	0	1,90	1,76	2,04
88	H	1,51	168	20	40	102	20	40	2,00	1,54	2,46
88	I	1,51	172	30	0	94	30	0	1,80	1,59	2,01
88	J	1,51	225	20	20	90	0	20	0,60	0,43	0,77
88	K	1,51	264	10	0	90	20	20	0,75	0,65	0,85
Ramal 1											
	89	1,47	223	55	20	88	33	0	1,25	1,11	1,39
89	90	1,53	241	12	0	84	0	40	1,00	0,70	1,30
90	91	1,49	239	10	40	90	11	20	1,60	1,39	1,81
91	A	1,47	34	30	0	85	40	40	0,90	0,85	0,95
91	92	1,47	225	40	20	101	57	0	1,80	1,50	2,10
92	A	1,48	256	0	20	102	20	40	2,00	1,53	2,47
92	B	1,48	161	30	40	107	40	20	2,20	2,13	2,27
92	C	1,48	186	50	20	108	10	0	2,00	1,51	2,49
92	93	1,48	240	17	40	99	39	40	1,70	0,95	2,45
93	A	1,52	173	50	0	94	10	40	1,60	1,33	1,87
93	B	1,52	179	0	0	93	40	20	0,80	0,44	1,16
93	C	1,52	211	20	20	99	10	40	1,40	0,62	2,18
93	D	1,52	220	40	20	103	30	0	1,65	0,53	2,77
Ramal 2											
85	94	1,48	70	21	20	106	23	40	2,20	2,11	2,29
94	95	1,49	91	15	40	104	33	0	1,95	1,70	2,20
95	96	1,47	94	45	0	100	37	0	1,70	1,48	1,92
96	A	1,53	45	40	20	95	30	20	0,80	0,34	1,26
96	B	1,53	55	10	0	98	40	40	1,35	0,70	2,00
96	C	1,53	66	30	0	99	0	20	1,30	0,54	2,06
96	D	1,53	68	40	40	102	0	40	1,45	0,59	2,31
96	97	1,53	81	34	0	98	4	40	1,65	0,08	3,22

Continuación tabla L...

97	A	1,50	287	0	20	85	30	0	0,70	0,40	1,00
97	B	1,50	351	40	20	96	20	40	1,00	0,86	1,14
97	C	1,50	41	50	40	100	30	0	1,50	1,23	1,77
97	D	1,50	82	40	40	105	10	20	1,95	1,32	2,58
Ramal 3											
81	98	1,50	3	15	40	99	38	0	1,10	1,04	1,16
98	99	1,48	58	4	20	99	25	40	0,85	0,59	1,11
99	100	1,47	95	46	0	99	49	40	1,00	0,21	1,79
100	A	1,49	352	10	0	106	30	20	1,25	1,09	1,41
100	B	1,49	355	40	20	105	20	0	1,40	0,92	1,88
100	C	1,49	38	0	40	107	40	20	1,45	0,94	1,96
100	D	1,49	50	20	40	108	20	40	1,65	0,05	3,25
100	E	1,49	64	30	0	105	40	40	1,50	0,51	2,49
100	F	1,49	70	40	40	107	10	0	1,65	0,43	2,87
100	G	1,49	105	10	0	96	40	20	0,90	0,64	1,16
100	101	1,49	25	22	20	105	0	20	1,55	0,31	2,79
101	102	1,50	70	2	20	81	26	0	1,70	0,19	3,21
102	103	1,48	74	26	40	93	14	0	1,60	0,18	3,02
103	104	1,46	63	54	0	89	52	20	1,75	0,28	3,22
104	A	1,51	122	30	0	97	40	40	0,90	0,48	1,32
104	B	1,51	134	10	40	98	20	20	0,95	0,72	1,18
104	C	1,51	276	30	0	102	10	0	1,70	1,22	2,18
104	D	1,51	293	0	40	97	40	0	0,85	0,40	1,30
104	E	1,51	326	30	20	94	20	40	1,50	0,43	2,57

Fuente: elaboración propia.

Cálculo hidráulico

Tabla LI. **Diseño hidráulico**

Tramo	De	A	L [m]	L. Real [m]	#T	Q [l/s]	C. Inicial [m]	C. Final [m]	Dif. Cotas [m]	D. Final [pulg]	D. Int. [pulg]	Presión [PSI]	Hf real [m]	C.P (E.F) [mca]	P.E [mca]	P.D [mca]	V Tramo [m/s]	P.D < 60 mca
Captaciones																		
Línea de conducción																		
0	2		72,81	74,99	13	0,140	988,51	954,85	43,86	0,50	0,72	315	1,63	996,88	43,86	42,23	0,54	lim
1	2		48,00	49,44	9	0,460	970,36	954,85	15,71	0,50	0,72	315	9,33	961,04	15,71	6,39	1,73	ok
A	36		55,00	56,65	10	0,130	674,90	669,94	4,96	0,75	0,93	250	0,31	674,59	4,96	4,65	0,30	ok
B	36		31,00	31,93	6	0,100	672,31	669,94	2,36	0,75	0,93	250	0,11	672,20	2,36	2,26	0,23	ok
Línea de distribución																		
2	2,1		475,99	490,27	82	0,590	954,65	874,65	80,00	0,75	0,926	250	43,66	910,99	80,00	36,34	1,36	ok
2,1	2,2		475,99	490,27	82	0,590	874,65	794,65	80,00	0,75	0,926	250	43,66	830,99	80,00	36,34	1,36	ok
2,2	2,3		475,99	490,27	82	0,590	794,65	714,65	80,00	0,75	0,926	250	43,66	750,99	80,00	36,34	1,36	ok
2,3	36		266,02	274,00	46	0,590	714,65	669,94	44,71	0,75	0,926	250	24,40	690,25	44,71	20,31	1,36	ok
36	36,1		1172,02	1207,18	202	0,795	669,94	609,94	60,00	1,25	1,464	250	20,07	649,87	60,00	39,93	0,73	ok
36,1	36,2		1172,02	1207,18	202	0,795	609,94	549,94	60,00	1,25	1,464	250	20,07	589,87	60,00	39,93	0,73	ok
36,2	74		1190,97	1226,69	205	0,795	549,94	488,97	60,97	1,25	1,464	250	20,39	529,55	60,97	40,58	0,73	lim
Línea de distribución																		
74	A		32,00	32,96	6	1,325	488,97	487,05	1,93	1,50	1,754	160	0,59	488,39	1,93	1,34	0,85	ok
74	75		41,00	42,23	8	1,303	488,97	484,41	4,56	1,50	1,754	160	0,73	488,25	4,56	3,83	0,84	ok
75	A		294,00	302,82	61	1,303	484,41	403,08	81,33	1,00	1,161	250	38,89	449,35	85,16	46,27	1,91	ok
75	B		60,00	61,80	11	1,282	484,41	476,89	7,52	1,00	1,195	160	6,69	481,56	11,36	4,67	1,77	ok
75	C		135,00	139,05	24	1,260	484,41	464,09	20,32	1,00	1,195	160	14,57	473,67	24,16	9,58	1,74	ok
75	D		155,00	159,65	27	1,238	484,41	465,79	18,62	1,00	1,195	160	16,20	472,04	22,46	6,25	1,71	ok
75	76		320,00	329,60	65	1,216	484,41	411,42	72,99	1,00	1,161	250	37,26	450,99	76,83	39,57	1,78	ok
76	A		141,00	145,23	25	1,195	411,42	369,08	42,34	0,75	0,926	250	47,76	403,23	81,91	34,15	2,75	ok
76	B		119,00	122,57	21	1,216	411,42	379,92	31,50	0,75	0,926	250	41,68	409,31	71,07	29,39	2,80	ok
76	79		188,00	193,64	33	1,173	411,42	350,93	60,49	0,75	0,926	250	61,56	389,43	100,06	38,50	2,70	ok

Continúa tabla LI...

79	A	97,00	99,91	17	1,151	350,93	326,75	24,18	0,75	0,926	250	30,66	368,75	62,68	32,00	2,65	ok
79	B	251,00	258,53	44	1,173	350,93	334,66	16,27	1,00	1,195	160	23,74	365,70	54,78	31,04	1,62	ok
79	C	291,00	299,73	50	1,130	350,93	312,28	38,66	1,00	1,161	250	29,53	359,90	77,16	47,62	1,65	ok
79	D	303,00	312,09	53	1,108	350,93	296,80	54,13	0,75	0,926	250	89,25	300,19	92,63	3,38	2,55	ok
79	81	162,00	166,86	28	1,086	350,93	318,31	32,62	1,25	1,464	250	4,94	364,49	71,12	66,18	1,00	V/G
81	A	52,00	53,56	9	0,804	318,31	314,83	3,48	0,50	0,716	315	29,58	354,91	69,66	40,08	3,09	lim
81	83	134,00	138,02	24	0,804	318,31	351,18	-32,87	1,50	1,754	160	0,97	383,52	33,31	32,34	0,52	ok
83	A	140,00	144,20	25	0,804	351,18	320,46	30,73	0,75	0,926	250	22,76	360,76	63,06	40,30	1,85	ok
83	B	72,00	74,16	13	0,782	351,18	344,63	6,55	0,75	0,926	250	11,13	372,39	38,89	27,76	1,80	ok
83	85	94,00	96,82	17	0,760	351,18	357,82	-6,63	1,50	1,754	160	0,61	382,90	25,70	25,09	0,49	ok
85	A	49,00	50,47	9	0,760	357,82	360,80	-2,98	0,75	0,926	250	7,19	375,72	22,11	14,92	1,75	ok
85	B	35,00	36,05	7	0,739	357,82	348,40	9,42	0,75	0,926	250	4,87	378,04	34,51	29,64	1,70	ok
85	86	208,00	214,24	36	0,369	357,82	368,53	-10,72	1,50	1,754	160	0,36	382,55	14,37	14,02	0,24	ok
86	A	51,00	52,53	9	0,369	368,53	354,08	14,45	0,50	0,716	315	6,87	375,68	28,47	21,59	1,42	ok
86	B	55,00	56,65	10	0,348	368,53	342,85	25,68	0,50	0,716	315	6,62	375,92	39,69	33,07	1,34	ok
86	87	201,00	207,03	35	0,326	368,53	377,60	-9,07	1,50	1,754	160	0,27	382,27	4,94	4,67	0,21	ok
87	A	62,00	63,86	11	0,261	377,60	375,42	2,19	1,00	1,195	160	0,36	381,91	6,86	6,50	0,36	ok
87	B	54,00	55,62	10	0,282	377,60	376,19	1,41	1,00	1,195	160	0,37	381,91	6,08	5,72	0,39	ok
87	C	16,00	16,48	3	0,304	377,60	380,59	-2,98	1,00	1,195	160	0,12	382,15	1,69	1,56	0,42	ok
87	D	38,00	39,14	7	0,326	377,60	376,04	1,57	1,00	1,195	160	0,34	381,94	6,24	5,90	0,45	ok
87	88	181,00	186,43	32	0,239	377,60	378,52	-0,92	1,50	1,754	160	0,14	382,14	3,75	3,62	0,15	ok
88	A	14,00	14,42	3	0,239	378,52	379,46	-0,94	0,75	0,926	250	0,24	381,90	2,68	2,44	0,55	ok
88	B	32,00	32,96	6	0,200	378,52	371,27	7,25	0,75	0,926	250	0,40	381,74	10,86	10,46	0,46	ok
88	C	111,00	114,33	20	0,200	378,52	344,74	33,78	0,50	0,716	315	4,80	377,33	37,39	32,59	0,77	ok

Continúa tabla LI...

88	D	122,00	125,66	21	0,200	378,52	339,73	38,79	0,50	0,716	315	5,28	376,86	42,40	37,12	0,77	ok
88	E	108,00	111,24	19	0,200	378,52	350,14	28,38	0,75	0,926	250	1,34	380,80	32,00	30,66	0,46	ok
88	F	16,00	16,48	3	0,200	378,52	375,17	3,35	0,75	0,926	250	0,20	381,94	6,96	6,76	0,46	ok
88	G	27,00	27,81	5	0,200	378,52	373,24	5,28	0,75	0,926	250	0,33	381,80	8,89	8,56	0,46	ok
88	H	88,00	90,64	16	0,200	378,52	360,82	17,70	0,75	0,926	250	1,09	381,05	21,32	20,23	0,46	ok
88	I	42,00	43,26	8	0,200	378,52	376,75	1,78	0,75	0,926	250	0,52	381,62	5,39	4,87	0,46	ok
88	J	33,00	33,99	6	0,200	378,52	380,03	-1,51	1,00	1,195	160	0,12	382,02	2,11	1,99	0,28	ok
88	K	19,00	19,57	4	0,217	378,52	379,91	-1,39	1,00	1,195	160	0,08	382,06	2,22	2,14	0,30	ok
Ramal 1																	
85	91	128,00	131,84	22	0,543	357,82	369,10	-11,29	1,00	1,195	160	2,91	380,00	13,80	10,89	0,75	ok
91	A	10,00	10,30	2	0,543	369,10	371,32	-2,22	0,50	0,716	315	2,75	377,24	8,67	5,92	2,09	ok
91	92	58,00	59,74	10	0,521	369,10	358,42	10,68	0,75	0,926	250	4,23	375,77	21,58	17,35	1,20	ok
92	A	90,00	92,70	16	0,478	358,42	340,27	18,15	0,50	0,716	315	19,55	356,22	35,50	15,95	1,84	ok
92	B	12,00	12,36	3	0,521	358,42	355,85	2,57	0,50	0,716	315	3,06	372,71	19,92	16,86	2,01	ok
92	C	88,00	90,64	16	0,500	358,42	330,87	27,55	0,50	0,716	315	20,75	355,01	44,90	24,15	1,92	ok
92	93	146,00	150,38	26	0,456	358,42	335,08	23,34	0,75	0,926	250	8,31	367,45	40,68	32,37	1,05	ok
93	A	53,00	54,59	10	0,456	335,08	332,68	2,40	0,50	0,716	315	10,56	356,89	34,77	24,21	1,76	ok
93	B	71,00	73,13	13	0,434	335,08	332,00	3,08	0,50	0,716	315	12,93	354,53	35,45	22,53	1,67	ok
93	C	153,00	157,59	27	0,413	335,08	312,04	23,04	0,50	0,716	315	25,33	342,12	55,41	30,08	1,59	ok
93	D	211,00	217,33	37	0,391	335,08	285,76	49,33	0,50	0,716	315	31,60	335,85	81,70	50,09	1,51	ok
Ramal 2																	
85	96	106,00	109,18	19	0,717	357,82	337,26	20,56	0,75	0,926	250	13,94	368,96	45,65	31,71	1,65	ok
96	A	92,00	94,76	16	0,717	337,26	330,00	7,26	0,75	0,926	250	12,10	356,86	38,96	26,86	1,65	ok
96	B	127,00	130,81	22	0,695	337,26	319,40	17,86	0,75	0,926	250	15,78	353,18	49,57	33,79	1,60	ok
96	C	148,00	152,44	26	0,673	337,26	315,29	21,97	0,75	0,926	250	17,34	351,62	53,68	36,34	1,55	ok
96	D	165,00	169,95	29	0,652	337,26	303,78	33,48	0,75	0,926	250	18,19	350,77	65,19	47,00	1,50	ok

Continúa tabla LI...

96	97	307,00	316,21	53	0,630	337,26	295,10	42,15	0,75	0,926	250	31,79	337,16	73,86	42,07	1,45	VG
	A	60,00	61,80	11	0,630	295,10	301,30	-6,19	0,50	0,716	315	21,74	315,44	35,88	14,14	2,42	ok
	B	27,00	27,81	5	0,608	295,10	293,53	1,58	0,50	0,716	315	9,17	328,01	43,65	34,48	2,34	ok
	C	52,00	53,56	9	0,586	295,10	286,93	8,18	0,50	0,716	315	16,50	320,67	50,25	33,75	2,26	ok
	D	118,00	121,54	21	0,565	295,10	264,77	30,33	0,50	0,716	315	34,92	302,25	72,40	37,48	2,17	ok
Ramal 3																	
81	100	216,00	222,48	38	1,086	318,31	285,81	32,51	0,75	0,926	250	61,33	323,16	98,68	37,35	2,50	ok
100	A	29,00	29,87	5	1,086	285,81	278,58	7,23	0,75	0,926	250	8,23	314,92	44,58	36,34	2,50	ok
100	B	90,00	92,70	16	1,064	285,81	262,82	22,99	0,75	0,926	250	24,62	298,54	60,34	35,73	2,45	ok
100	C	92,00	94,76	16	1,043	285,81	257,80	28,01	0,75	0,926	250	24,22	298,94	65,36	41,14	2,40	lim
100	D	288,00	296,64	50	0,977	285,81	191,70	94,11	0,75	0,926	250	67,28	255,88	131,45	64,18	2,25	VG
100	E	183,00	188,49	32	1,021	285,81	235,79	50,02	0,75	0,926	250	46,34	276,82	87,37	41,04	2,35	lim
100	F	222,00	228,66	39	0,999	285,81	218,49	67,32	0,75	0,926	250	54,01	269,14	104,67	50,65	2,30	ok
100	G	52,00	53,56	9	1,064	285,81	281,30	4,51	0,75	0,926	250	14,22	308,94	41,86	27,64	2,45	ok
100	104	1103,00	1136,09	190	0,956	285,81	258,87	26,94	1,25	1,464	250	26,56	296,60	64,29	37,74	0,88	ok
104	A	82,00	84,46	15	0,891	258,87	249,25	9,61	0,75	0,926	250	16,12	280,48	47,35	31,23	2,05	ok
104	B	45,00	46,35	8	0,912	258,87	253,77	5,09	0,75	0,926	250	9,25	287,35	42,83	33,58	2,10	ok
104	C	91,00	93,73	16	0,956	258,87	240,60	18,27	0,75	0,926	250	20,39	276,21	56,00	35,61	2,20	ok
104	D	88,00	90,64	16	0,934	258,87	248,48	10,39	0,75	0,926	250	18,90	277,70	48,13	29,23	2,15	ok
104	E	213,00	219,39	37	0,869	258,87	244,21	14,65	0,75	0,926	250	40,01	256,60	52,39	12,38	2,00	ok

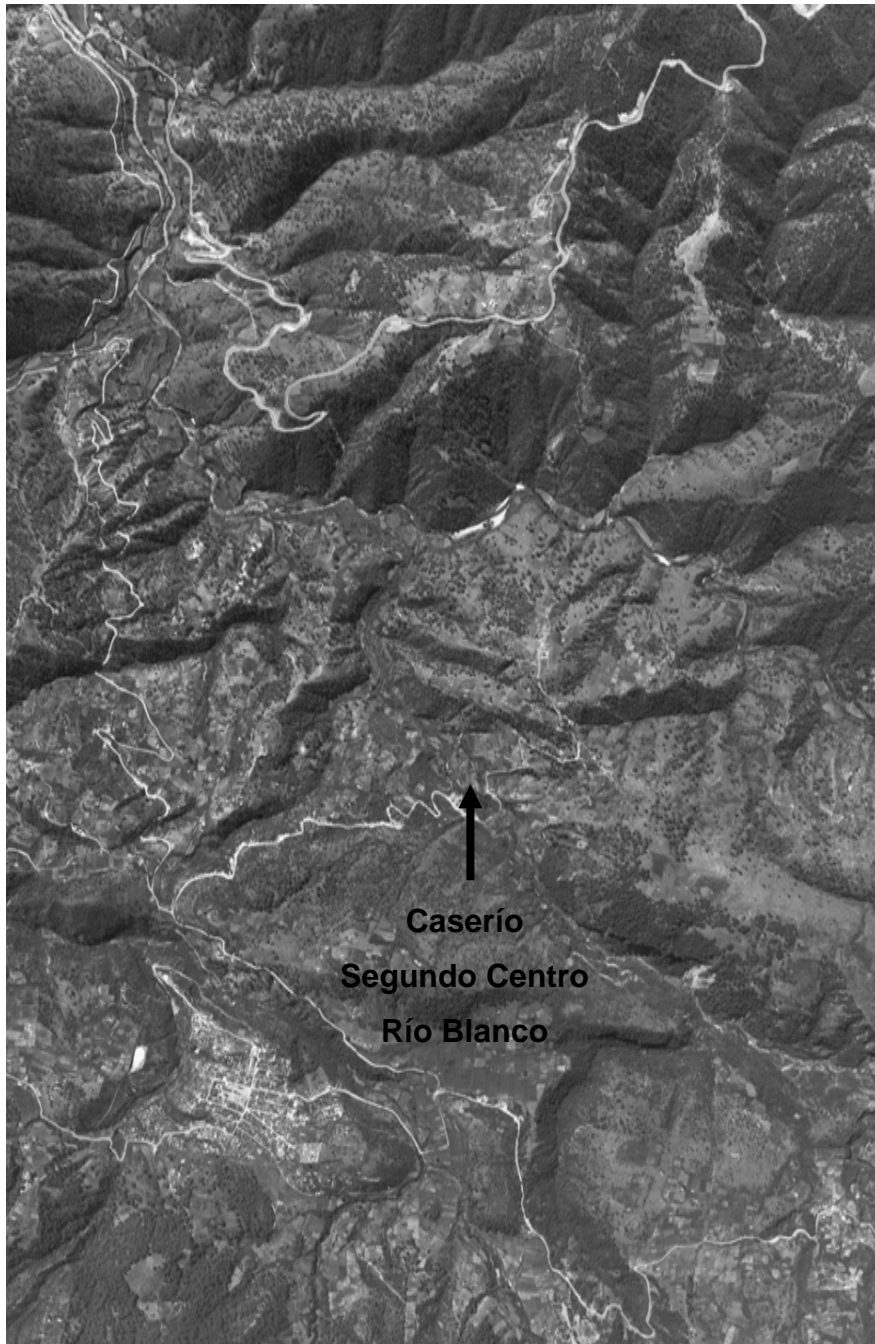
Fuente: elaboración propia.

Juego de planos

Como se mencionó en el numeral 2.2.8, para este proyecto se elaboró un juego de planos divididos en tres fases: arquitectura, estructuras e instalaciones. A continuación se presentan dichas fases del proyecto en formato doble carta.

ANEXOS

Figura 80. **Localización satelital del caserío Segundo Centro Río Blanco**



Fuente: MAGA, Santa Cruz del Quiché. Fotografía satelital 2010.

Tabla LII. Cobertura de agua potable del municipio de Sacapulas

No.	Comunidad	Servicio de agua (familias)		Año de Construcción	Tiempo de Funcionamiento (años)	Entidad
		Si	No			
1.	Paraje Pasaquel (*)	20	-	2006	3	Agua Del Pueblo
2.	Cuesta del Águila	0	95	-	-	-
3.	Paraje Paquix (*)	0	60	2008	1	Agua Del Pueblo
4.	Paraje Chicho, II Centro Salinas Magdalena (*)	33	-	2009	0	Agua Del Pueblo
5.	Tierra Caliente (*)	13	0	2002	7	Agua Del Pueblo
6.	Paraje Pacoxom	32	6	1997	12	FONAPAZ
7.	Paraje Patzam/Magdalena La Abundancia (*)	64	75	1999	10	CARITAS
8.	Caserío Chimux	56	60	2000	9	Agua Del Pueblo
9.	Caserío Xecanap, Río Blanco	60	25	2002	7	CODEDE/Muni.
10.	Caserío Xetabal I	123	2	1970	39	UNEPAR
11.	Segundo Centro Tierra Colorada	33	37	1997	12	CARITAS
12.	Caserío Chuanaranjo	9	12	1996	13	CARITAS
13.	Primer Centro Tierra Colorada	52	18	1997	12	CARITAS
14.	Centro Parraxtut	800	500	1994	15	UNEPAR/KFW
15.	Rancho de Teja	66	30	1995	14	PAYSA/INFOM
16.	Chiornó Central	70	0	1980	29	AID/Gobierno Central
17.	Caserío Panimá	158	10	2003	6	PAYSA
18.	Caserío Xechiley	113	0	1995	14	PAYSA
19.	Caserío Chacaguex	134	8	1995	14	PAYSA
20.	Aldea Salinas Magdalena	205	300	1992	17	PAYSA
21.	Sector 1, Caserío Puente el Águila	12	20	2001	8	CARITAS
22.	Patulup	143	1	1980	29	AID
23.	Panaranjo	45	22	1995	14	PAYSA/INFOM

Continuación tabla LII...

24.	Xolijuyub	60	3	2008	1	Agua Del Pueblo
25.	Xetabal II	72	20	1978	31	-
26.	Xetabal Alto I	36	1	1992	17	COGAT/Alemania
27.	Caserío Xetamalcula	18	20	2004	5	INFOM
28.	Caserío Chicuá	0	23	-	-	-
29.	Caserío Puente Chuatuj	0	20	-	-	-
30.	II Centro Salinas Magdalena (Grupo 1)	40	35	1990	19	Embajada/Japón
31.	II Centro Salinas Magdalena (Grupo 2 **)	0	16	-	-	-
32.	II Centro Salinas Magdalena	67	55	1990	19	Embajada/Japón
33.	Caserío El Matasano	30	8	2005	4	Municipalidad
34.	Caserío El Baldío	36	12	2000	9	CODEDE
35.	Salquil I Central (**)	0	150	1987	22	-
36.	Chicoxoy	57	30	1993	16	-
37.	Aldea Los Trapichitos	180	0	1969	40	UNEPAR
38.	Los Cipresales	0	50	-	-	-
39.	Caserío Chucana	0	75	-	-	-
40.	Caserío Chibuc	50	0	1989	20	-
41.	Caserío Chiornó Alto	45	25	2001	8	CODEDE
42.	Caserío Pacuch Alto	90	0	2008	1	Agua Del Pueblo
43.	El Potrerío, Aldea Llano Grande	0	25	-	-	-
44.	Caserío Las Majadas	0	50	-	-	-
45.	Cerro Negro	0	26	-	-	-
46.	Caserío Xebe	0	25	-	-	-
47.	Caserío Buena Vista.	0	120	-	-	-
Totales		3 022	2 070			
* Sistema de mini-riego						
** Llenacántaro						






Fuente: Asociación Pro Agua del Pueblo. Informe del estudio situacional del recurso hídrico del municipio de Sacapulas. p. 12.

Tabla LIII. **Pesos de cables con alma de acero de 6 x 9 hilos**

Diámetro nominal	Peso		180 kg/mm ²				180 kg/mm ²			
	AT	AA	AT	AT	AA	AA	AT	AT	AA	AA
[mm]	[kg/100 m]	[kg/100 m]	[kN]	[kgf]	[kN]	[kgf]	[kN]	[kgf]	[kN]	[kgf]
8	24,3	26,7	38,3	3 890	41,3	4 200	42,3	4 300	45,7	4 700
9,5	34,2	37,8	53,9	5 500	58,2	5 940	66,1	6 700	71,4	7 300
11	46	50,6	72,3	7 360	78,1	7 950	79,9	8 100	86,4	8 800
13	64,3	70,7	101	10 300	109	11 100	112	11 400	121	12 300
14	74,5	82	117	11 900	127	12 900	130	13 300	140	14 300
16	97,3	107	153	15 600	165	16 800	169	17 200	183	18 700
19	137	151	216	21 900	233	23 700	239	24 400	258	26 300
22	184	202	289	29 400	312	31 800	320	32 600	346	35 300
24	219	241	344	35 000	372	37 800	381	38 900	411	41 900
26	257	283	404	41 100	436	44 400	447	45 600	483	49 300
28	298	328	459	47 700	506	51 500	518	52 800	560	57 100
32	389	428	612	62 200	661	67 200	677	69 000	731	74 600
34	439	483	691	70 500	746	76 100	810	82 600	875	89 200
36	493	542	775	78 800	837	85 100	857	87 400	925	94 300
38	549	604	864	88 100	933	95 100	954	97 300	1 030	105 000

Fuente: Industrial de Limache. División de cables de acero. p. 2.











Tabla LIV. Coeficientes para momentos negativos

Relación $m = a/b$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
	1,00		0,046 0,045		0,050 0,050	0,075			
0,95		0,050 0,041	0,076 0,072	0,055 0,045	0,079	0,075	0,071	0,033 0,061	0,061 0,033
0,90		0,055 0,037	0,072 0,070	0,055 0,040	0,080 0,080	0,079	0,067	0,038 0,056	0,065 0,029
0,85		0,060 0,031	0,070 0,065	0,060 0,034	0,082 0,082	0,083	0,057	0,043 0,052	0,068 0,025
0,80		0,065 0,027	0,061 0,061	0,071 0,029	0,083 0,083	0,086	0,051	0,049 0,046	0,072 0,021
0,75		0,069 0,022	0,056 0,056	0,076 0,024	0,085 0,085	0,088	0,044	0,055 0,041	0,075 0,017
0,70		0,074 0,017	0,050 0,050	0,081 0,019	0,086 0,086	0,091	0,038	0,061 0,029	0,078 0,014
0,65		0,077 0,014	0,043 0,043	0,085 0,015	0,087 0,087	0,093	0,031	0,074 0,024	0,083 0,008
0,60		0,081 0,010	0,035 0,035	0,089 0,011	0,088 0,088	0,095	0,024	0,080 0,018	0,085 0,006
0,55		0,084 0,007	0,028 0,028	0,092 0,008	0,089 0,089	0,096	0,019	0,085 0,014	0,086 0,005
0,50		0,086 0,006	0,022 0,022	0,094 0,006	0,090 0,090	0,097	0,014	0,089 0,010	0,088 0,003

* Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada al apoyo, un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: Arthur H Nilson. Diseño de estructuras de concreto. p. 378.

Tabla LV. **Coefficientes para momentos positivos debidos a carga muerta**

Relación $m = a/b$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9	
										
$C_a^+ CM$	0,036	0,018	0,018	0,027	0,027	0,033	0,027	0,020	0,023	
$C_b^+ CM$	0,036	0,018	0,027	0,027	0,018	0,027	0,033	0,023	0,020	
$C_a^* CM$	0,040	0,020	0,021	0,030	0,028	0,036	0,031	0,022	0,024	
$C_b^* CM$	0,033	0,016	0,025	0,024	0,015	0,024	0,031	0,021	0,017	
$C_a^+ CM$	0,045	0,022	0,025	0,033	0,029	0,039	0,035	0,025	0,026	
$C_b^+ CM$	0,029	0,014	0,024	0,022	0,013	0,021	0,028	0,019	0,015	
$C_a^+ CM$	0,050	0,024	0,029	0,036	0,031	0,042	0,040	0,029	0,028	
$C_b^+ CM$	0,026	0,012	0,022	0,019	0,011	0,017	0,025	0,017	0,013	
$C_a^* CM$	0,056	0,026	0,034	0,039	0,032	0,045	0,045	0,032	0,029	
$C_b^* CM$	0,023	0,011	0,020	0,016	0,009	0,015	0,022	0,015	0,010	
$C_a^+ CM$	0,061	0,028	0,040	0,043	0,033	0,048	0,051	0,036	0,031	
$C_b^+ CM$	0,019	0,009	0,018	0,013	0,007	0,012	0,020	0,013	0,007	
$C_a^+ CM$	0,068	0,030	0,046	0,046	0,035	0,051	0,058	0,040	0,033	
$C_b^+ CM$	0,016	0,007	0,016	0,011	0,005	0,009	0,017	0,011	0,006	
$C_a^* CM$	0,074	0,032	0,054	0,050	0,036	0,054	0,065	0,044	0,034	
$C_b^* CM$	0,013	0,006	0,014	0,009	0,004	0,007	0,014	0,009	0,005	
$C_a^+ CM$	0,081	0,034	0,062	0,053	0,037	0,056	0,073	0,048	0,036	
$C_b^+ CM$	0,010	0,004	0,011	0,007	0,003	0,006	0,012	0,007	0,004	
$C_a^+ CM$	0,088	0,035	0,071	0,056	0,038	0,058	0,081	0,052	0,037	
$C_b^+ CM$	0,008	0,003	0,009	0,005	0,002	0,004	0,009	0,005	0,003	
$C_a^+ CM$	0,095	0,037	0,080	0,059	0,039	0,061	0,089	0,056	0,038	
$C_b^+ CM$	0,006	0,002	0,007	0,004	0,001	0,003	0,007	0,004	0,002	

* Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada al apoyo, un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: Arthur H Nilson. Diseño de estructuras de concreto. p. 379.

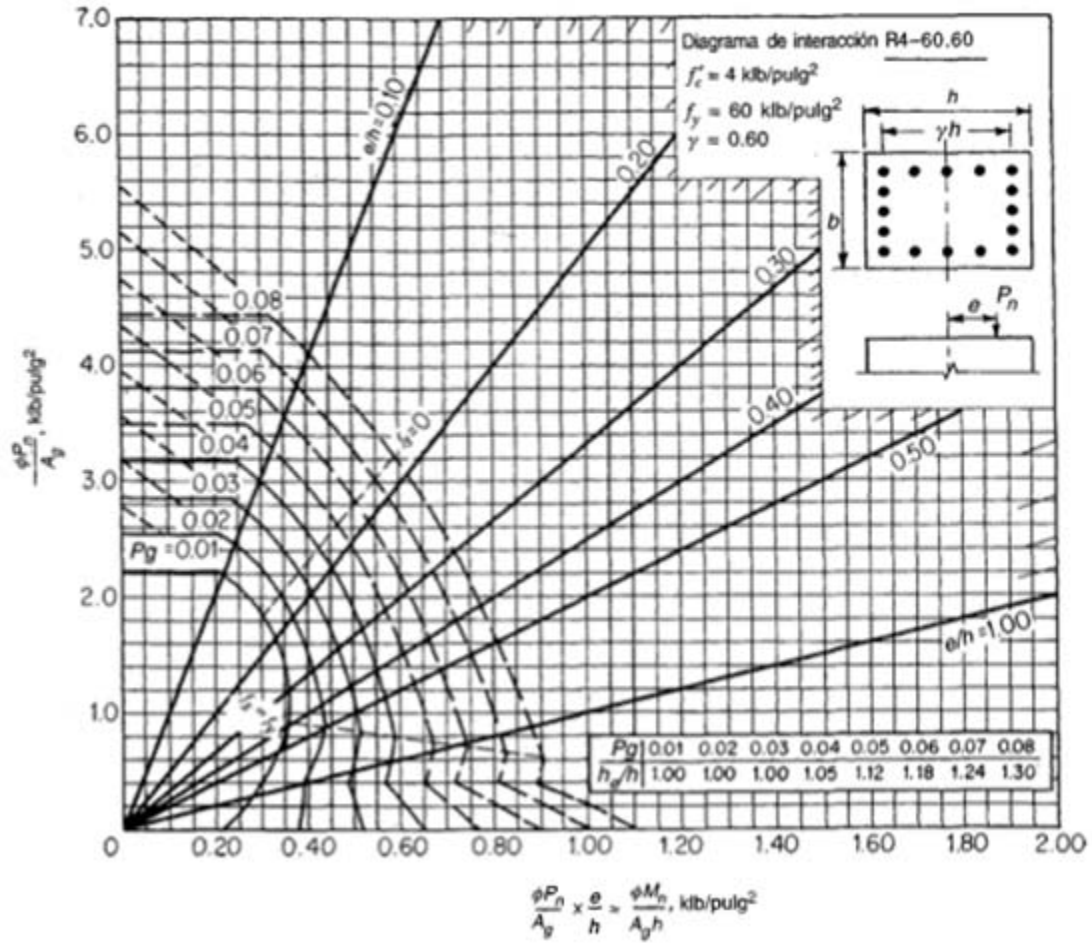
Tabla LVI. **Coefficientes para momentos positivos debidos a carga viva**

Relación $m = a/b$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
	C_a^{*cv}	0,036	0,027	0,027	0,032	0,032	0,035	0,032	0,028
C_b^{*cv}	0,036	0,027	0,032	0,032	0,027	0,032	0,035	0,030	0,028
C_a^{*cv}	0,040	0,030	0,031	0,035	0,034	0,038	0,036	0,031	0,032
C_b^{*cv}	0,033	0,025	0,029	0,029	0,024	0,029	0,032	0,027	0,025
C_a^{*cv}	0,045	0,034	0,035	0,039	0,037	0,042	0,040	0,035	0,036
C_b^{*cv}	0,029	0,022	0,027	0,026	0,021	0,025	0,029	0,024	0,022
C_a^{*cv}	0,050	0,037	0,040	0,043	0,041	0,046	0,045	0,040	0,039
C_b^{*cv}	0,026	0,019	0,024	0,023	0,019	0,022	0,026	0,022	0,020
C_a^{*cv}	0,056	0,041	0,045	0,048	0,044	0,051	0,051	0,044	0,042
C_b^{*cv}	0,023	0,017	0,022	0,020	0,016	0,019	0,023	0,019	0,017
C_a^{*cv}	0,061	0,045	0,051	0,052	0,047	0,055	0,056	0,049	0,046
C_b^{*cv}	0,019	0,014	0,019	0,016	0,013	0,016	0,020	0,016	0,013
C_a^{*cv}	0,068	0,049	0,057	0,057	0,051	0,060	0,063	0,054	0,050
C_b^{*cv}	0,016	0,012	0,016	0,014	0,011	0,013	0,017	0,014	0,011
C_a^{*cv}	0,074	0,053	0,064	0,062	0,056	0,064	0,070	0,059	0,054
C_b^{*cv}	0,013	0,010	0,014	0,011	0,009	0,010	0,014	0,011	0,009
C_a^{*cv}	0,081	0,058	0,071	0,067	0,059	0,068	0,077	0,065	0,059
C_b^{*cv}	0,010	0,007	0,011	0,009	0,007	0,006	0,011	0,009	0,007
C_a^{*cv}	0,088	0,062	0,080	0,072	0,063	0,073	0,085	0,070	0,063
C_b^{*cv}	0,008	0,006	0,009	0,007	0,005	0,006	0,009	0,007	0,006
C_a^{*cv}	0,095	0,066	0,088	0,077	0,067	0,078	0,092	0,076	0,067
C_b^{*cv}	0,006	0,004	0,007	0,005	0,004	0,005	0,007	0,005	0,004

* Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada al apoyo, un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

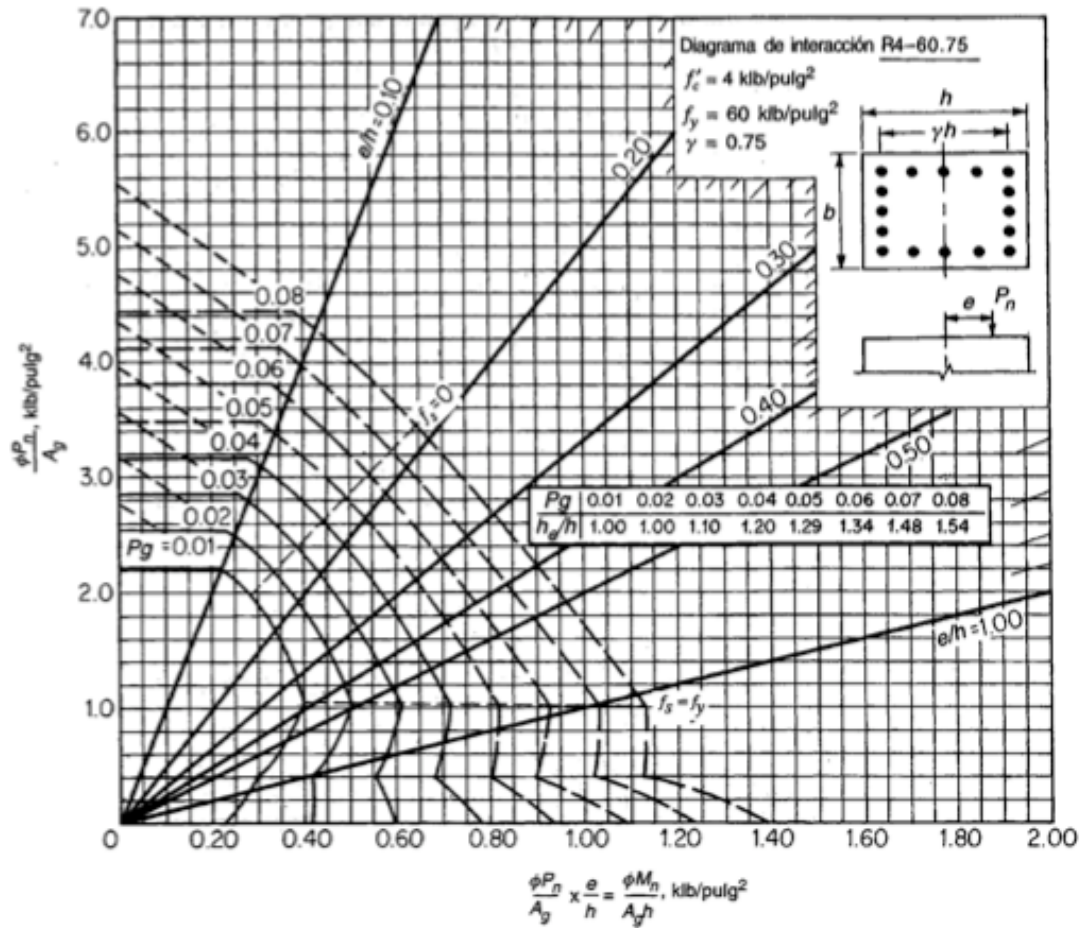
Fuente: Arthur H Nilson. Diseño de estructuras de concreto. p. 380.

Figura 81. Diagrama de interacción para $\gamma = 0,60$



Fuente: Arthur H Nilson. Diseño de estructuras de concreto. p. 696.

Figura 82. Diagrama de interacción para $\gamma = 0,75$



Fuente: Arthur H Nilson. Diseño de estructuras de concreto. p. 697.

Tabla LVII. Factores modificados de capacidad de carga de *Terzaghi*

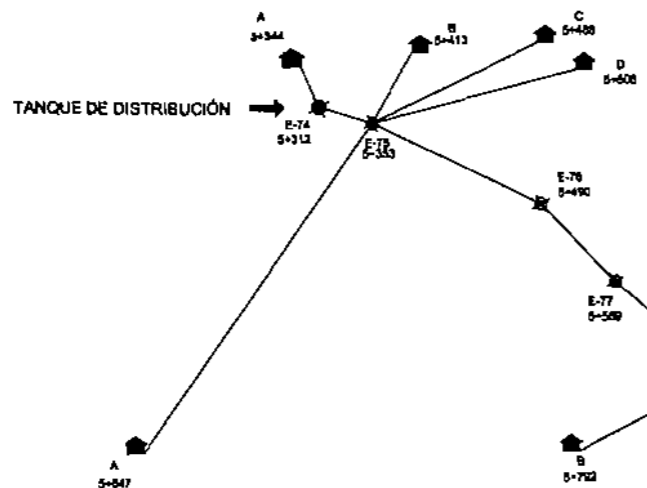
Φ'	N'_c	N'_q	N'_γ	Φ'	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,70	1,00	0,00	26	15,53	6,05	2,59
1	5,90	1,07	0,01	27	16,30	6,54	2,88
2	6,10	1,14	0,02	28	17,13	7,07	3,29
3	6,30	1,22	0,04	29	18,03	7,66	3,76
4	6,51	1,30	0,06	30	18,99	8,31	4,39
5	6,74	1,39	0,07	31	20,03	9,03	4,83
6	6,97	1,49	0,10	32	21,16	9,82	5,51
7	7,22	1,59	0,13	33	22,39	10,69	6,32
8	7,47	1,70	0,16	34	23,72	11,67	7,22
9	7,74	1,82	0,20	35	25,18	12,75	8,35
10	8,02	1,94	0,24	36	26,77	13,97	9,41
11	8,32	2,08	0,30	37	28,51	15,32	10,90
12	8,63	2,22	0,35	38	30,43	16,85	12,75
13	8,96	2,38	0,42	39	32,53	18,56	14,71
14	9,31	2,55	0,48	40	34,87	20,50	17,22
15	9,67	2,73	0,57	41	37,45	22,70	19,75
16	10,06	2,92	0,67	42	40,33	25,21	22,50
17	10,47	3,13	0,76	43	43,54	28,06	26,25
18	10,90	3,36	0,88	44	47,13	31,34	30,40
19	11,36	3,61	1,03	45	51,17	35,11	36,00
20	11,85	3,88	1,12	46	55,73	39,48	41,70
21	12,37	4,17	1,35	47	60,91	44,45	49,30
22	12,92	4,48	1,55	48	66,80	50,46	59,25
23	13,51	4,82	1,74	49	73,55	57,41	71,45
24	14,14	5,20	1,97	50	81,31	65,60	85,75
25	14,80	5,60	2,25				

Fuente: Braja M Das. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 130.

EST.		P.O.		ALT.		AZMUT		ÁNGULO V.		H.M.		H.I.		H.S.	
LÍNEA DE CONDUCCIÓN															
0	1	1,48	198	10	40	130	31	40	2,00	1,70	2,30				
1	2	1,44	78	20	40	109	43	20	1,00	0,73	1,27				
2	3	1,48	90	01	00	108	40	00	1,43	1,23	1,87				
3	4	1,48	78	23	00	121	53	40	2,50	2,25	2,75				
4	5	1,52	104	48	40	100	48	00	1,50	1,17	1,83				
5	6	1,48	120	04	20	83	08	00	0,95	0,50	1,30				
6	7	1,32	101	58	20	105	07	20	0,80	0,67	0,93				
7	8	1,48	118	30	40	113	35	40	0,80	0,37	0,83				
8	9	1,47	99	00	00	101	37	20	1,20	1,11	1,29				
9	10	1,48	103	31	40	108	21	00	1,18	0,95	1,36				
10	11	1,51	115	50	00	112	34	40	1,50	1,42	1,58				
11	12	1,20	140	50	20	100	32	00	1,93	1,89	2,21				
12	13	1,50	144	33	40	108	20	20	2,10	1,80	2,40				
13	14	1,51	137	75	20	98	56	20	0,90	0,79	1,01				
14	15	1,49	139	38	00	98	48	40	1,40	1,01	1,79				
15	16	1,48	141	43	20	102	42	20	1,99	1,83	2,17				
16	17	1,25	114	07	20	103	14	40	1,83	1,33	2,37				
17	18	1,50	74	34	40	82	23	40	0,75	0,67	0,83				
18	19	1,48	132	20	40	104	33	00	1,78	1,81	1,89				
19	20	1,28	107	50	20	98	47	00	1,30	1,08	1,52				
20	21	1,51	118	14	00	98	31	40	1,50	1,23	1,75				
21	22	1,47	134	38	20	105	33	20	2,30	2,05	2,85				
22	23	1,33	122	05	20	99	99	20	1,90	1,44	2,36				
23	24	1,49	143	40	40	98	40	40	1,40	1,32	1,48				
24	25	1,53	142	00	00	99	33	00	1,80	0,90	2,30				
25	26	1,48	117	39	00	92	40	00	0,80	0,46	0,74				
26	27	1,50	124	28	40	103	38	20	2,10	1,97	2,23				
27	28	1,47	141	54	40	102	41	40	1,83	1,78	2,11				
28	29	1,44	138	40	20	105	22	00	2,20	1,97	2,43				
29	30	1,47	141	54	40	99	05	00	1,40	1,02	1,78				
30	31	1,48	153	01	00	99	44	40	1,53	1,03	2,07				
31	32	1,47	151	28	20	97	00	20	1,43	1,06	1,84				
32	33	1,48	139	02	20	97	31	00	1,50	1,28	1,72				
33	34	1,45	113	42	00	98	07	20	1,30	0,94	1,66				
34	35	1,48	118	20	00	99	43	20	1,78	1,48	1,94				
35	36	1,49	186	11	40	98	30	40	0,85	0,68	1,02				
36	A	1,50	360	10	20	83	20	00	0,80	0,52	1,08				
36	B	1,50	18	30	00	83	00	40	1,08	0,84	1,18				
36	37	1,50	185	01	00	92	23	20	1,10	0,96	1,24				

EST.		P.O.		ALT.		AZMUT		ÁNGULO V.		H.M.		H.I.		H.S.	
LÍNEA DE CONDUCCIÓN															
37	38	1,47	170	03	20	93	42	40	1,45	1,18	1,74				
38	39	1,48	137	07	20	95	25	00	1,30	1,01	1,59				
39	40	1,47	179	26	40	98	05	00	1,50	1,00	2,00				
40	41	1,28	183	50	40	89	53	20	0,85	0,71	0,99				
41	42	1,50	149	03	00	88	46	40	0,50	0,34	0,66				
42	43	1,47	141	26	00	101	31	00	1,75	1,56	1,94				
43	44	1,48	121	14	40	82	37	00	1,40	1,34	1,48				
44	45	1,27	135	37	40	99	05	40	1,80	1,45	1,72				
45	46	1,48	145	45	00	93	58	20	0,98	0,67	1,13				
46	47	1,53	137	03	20	101	25	20	2,00	1,71	2,29				
47	48	1,30	153	40	20	97	18	40	1,63	1,48	1,81				
48	49	1,48	157	30	00	104	51	00	2,20	1,89	2,51				
49	50	1,24	183	36	00	90	98	20	1,50	1,15	1,85				
50	51	1,48	170	48	40	98	08	00	1,85	1,35	1,93				
51	52	1,53	187	08	20	97	94	00	1,40	1,01	1,79				
52	53	1,47	133	30	20	89	02	40	1,25	0,78	1,72				
53	54	1,48	147	40	40	83	90	20	1,07	1,33					
54	55	1,50	158	16	20	86	23	40	0,79	0,47	0,93				
55	56	1,31	140	17	00	89	05	00	0,80	0,83	0,97				
56	57	1,47	144	15	40	83	33	20	1,38	1,38	1,81				
57	58	1,47	168	10	40	82	38	20	1,40	1,09	1,71				
58	59	1,24	198	14	00	94	38	00	1,20	1,03	1,37				
59	60	1,48	211	27	00	90	37	40	1,80	1,52	2,08				
60	61	1,49	188	14	20	82	08	40	1,00	0,78	1,24				
61	62	1,50	183	30	40	105	13	20	2,30	2,11	2,49				
62	63	1,33	177	30	00	98	24	00	1,85	1,13	3,17				
63	64	1,47	224	38	20	83	43	40	0,80	0,87	0,93				
64	65	1,48	187	09	00	91	50	20	1,50	1,07	1,93				
65	66	1,38	189	65	40	93	27	00	1,45	1,28	1,82				
66	67	1,48	182	28	20	102	98	40	2,00	1,78	2,24				
67	68	1,51	179	21	20	105	42	40	1,80	1,69	1,91				
68	69	1,47	178	43	40	92	04	20	1,80	0,07	3,13				
69	70	1,44	178	12	00	88	51	00	1,85	0,94	3,26				
70	71	1,48	179	34	00	101	17	40	1,55	0,64	3,08				
71	72	1,83	181	47	20	91	32	20	1,78	0,26	3,24				
72	73	1,47	178	18	00	85	07	20	1,78	0,15	3,25				
73	74	1,24	190	47	40	83	68	00	1,83	0,17	3,13				

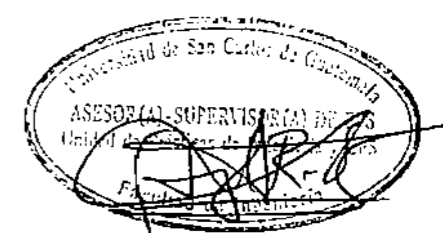
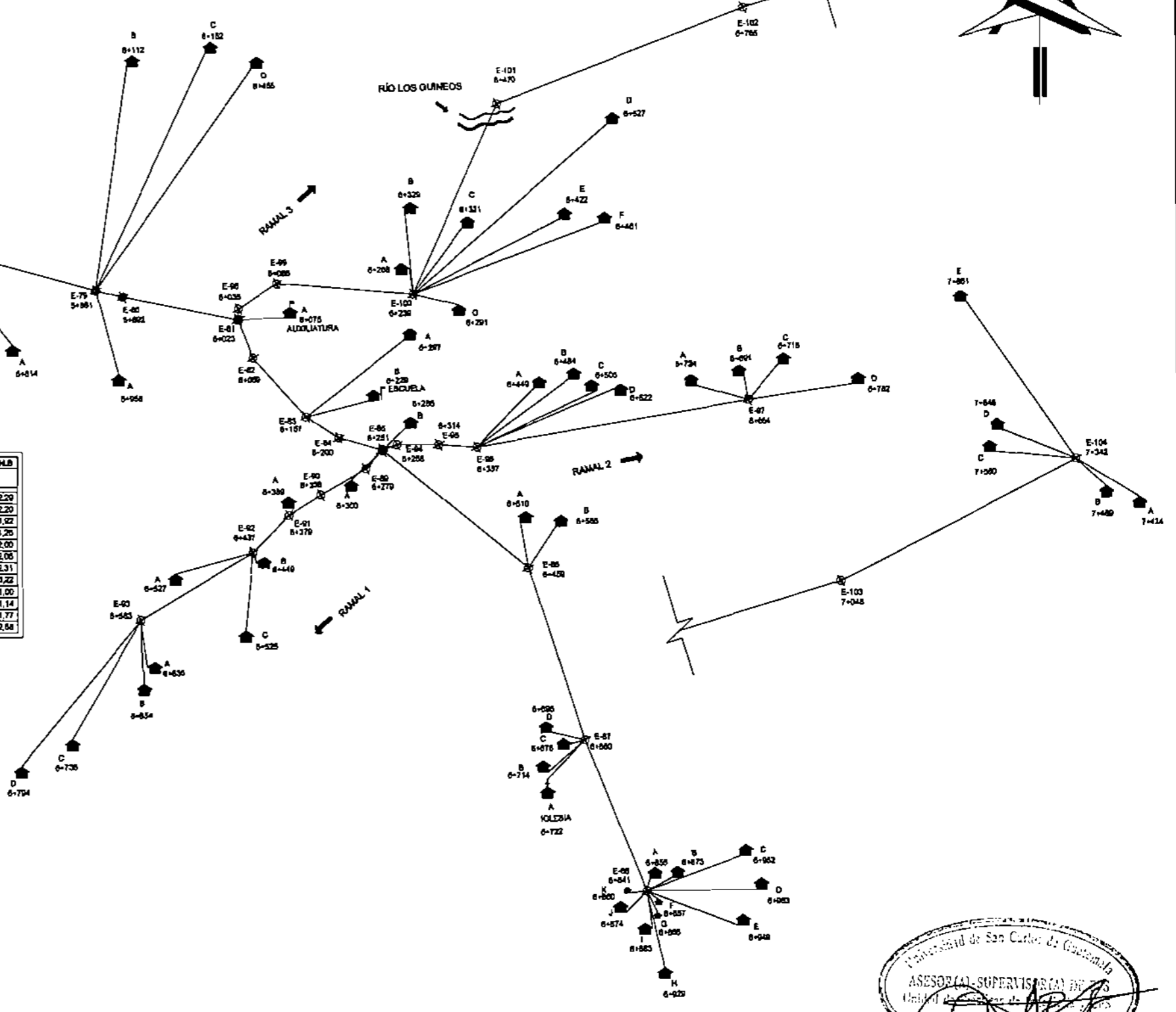
EST.		P.O.		ALT.		AZMUT		ÁNGULO V.		H.M.		H.I.		H.S.	
RED DE DISTRIBUCIÓN															
74	A	1,48	337	20	00	86	10	00	1,75	1,59	1,91				
74	75	1,48	107	42	20	98	22	20	1,50	1,29	1,71				
75	A	1,38	218	10	00	105	40	20	1,65	0,88	3,24				
75	B	1,38	31	00	20	98	20	40	1,15	0,84	1,48				
75	C	1,38	65	30	40	99	10	00	1,40	0,71	2,06				
76	D	1,38	79	40	20	97	20	00	1,20	0,41	1,98				
75	76	1,38	118	45	40	105	50	20	2,00	1,28	2,74				
76	77	1,49	137	32	00	98	06	40	1,10	0,70	1,60				
77	78	1,50	132	21	20	108	13	00	1,83	1,29	2,41				
78	A	1,47	142	10	20	107	20	20	2,00	1,23	2,77				
78	B	1,47	243	40	40	105	30	20	2,10	1,48	2,74				
78	79	1,47	158	15	00	108	17	00	1,64	0,78	2,84				
79	A	1,31	168	20	40	104	40	40	2,04	1,48	2,52				
79	B	1,31	98	30	00	94	08	40	1,48	0,18	2,71				
79	C	1,31	28	20	20	97	50	00	1,68	0,12	3,08				
79	D	1,31	38	40	40	100	28	20	1,85	0,98	3,22				
79	80	1,31	103	28	00	94	07	20	1,00	0,84	1,18				
80	81	1,47	102	07	40	104	08	40	2,00	1,30	2,70				
81	A	1,48	90	00	40	93	30	00	1,18	0,99	1,41				
81	82	1,48	160	18	20	81	11	20	0,90	0,68	1,14				
82	83	1,48	139	17	20	75	38	00	0,78	0,28	1,22				
83	A	1,35	53	20	00	102	50	40	1,78	1,01	2,49				
83	B	1,35	78	40	00	96	20	20	1,80	0,64	1,36				
83	84	1,35	124	18	40	87	05	20	0,98	0,66	1,12				
84	85	1,48	108	83	20	88	16	00	1,40	1,14	1,66				
85	A	1,39	228	30	20	88	10</								



EST.	P.O. ALT.	AZIMUT		ÁNGULO V.		H.M.	H.J.	H.B.			
		°	'	°	'						
RAMAL 1											
85	86	1.47	223	50	20	88	33	09	1.25	1.11	1.39
86	80	1.83	241	12	00	84	00	40	1.00	0.70	1.30
80	81	1.49	239	10	40	90	11	20	1.80	1.36	1.81
81	A	1.47	34	30	00	85	40	40	0.90	0.66	0.68
82	B	1.47	225	40	20	101	37	00	1.80	1.50	2.10
82	A	1.46	250	00	20	102	20	40	2.00	1.63	2.47
82	B	1.48	181	30	40	107	40	20	2.20	2.13	2.27
82	C	1.48	188	50	20	108	10	00	2.00	1.51	2.49
82	D	1.48	240	11	40	98	38	40	1.70	0.95	2.48
83	A	1.53	173	50	00	84	10	40	1.80	1.33	1.87
83	B	1.52	179	00	00	81	40	20	0.80	0.64	1.15
83	C	1.83	211	20	20	99	16	40	1.40	0.82	2.18
83	D	1.83	220	40	20	103	30	00	1.65	0.83	2.77

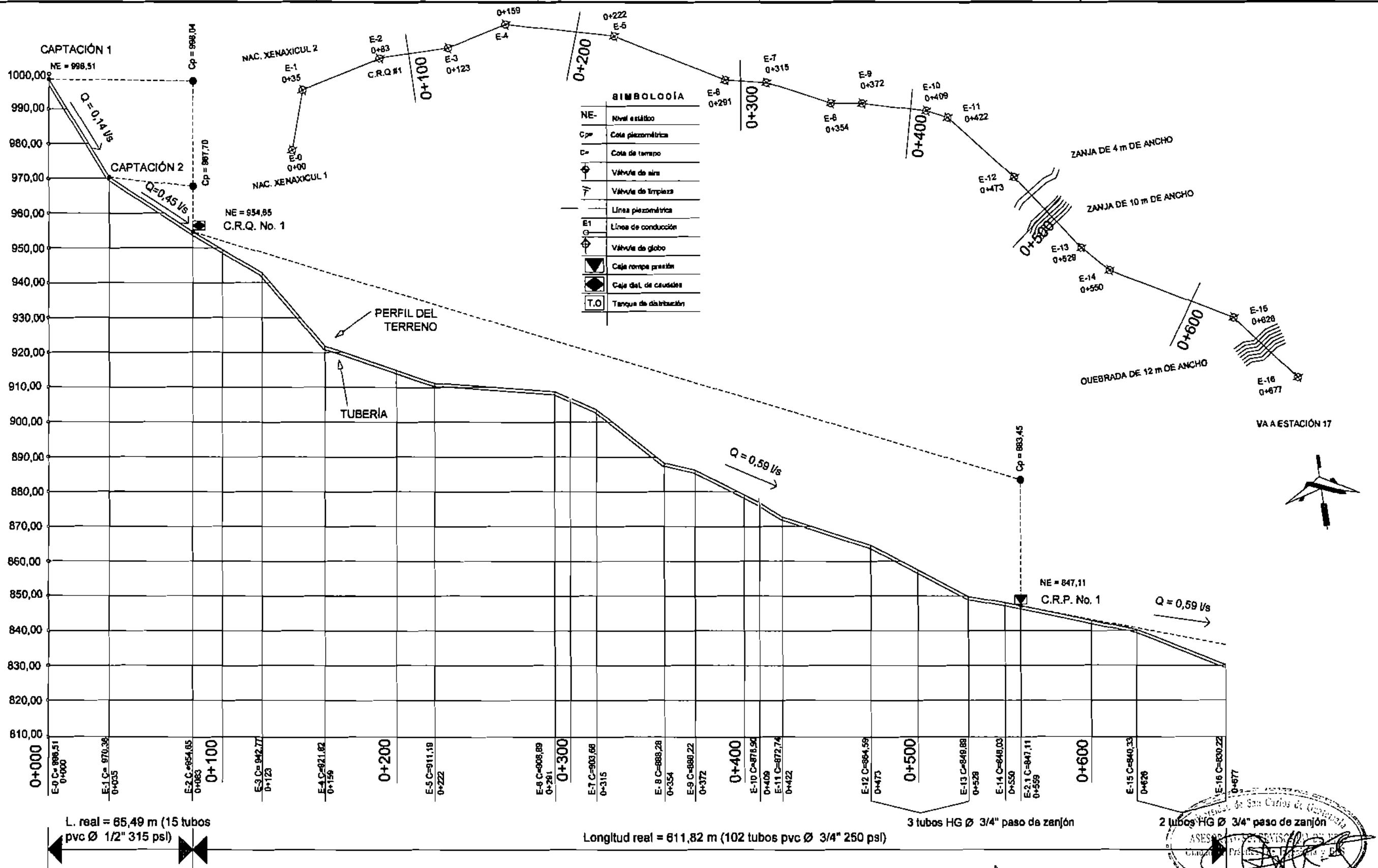
EST.	P.O. ALT.	AZIMUT		ÁNGULO V.		H.M.	H.J.	H.B.			
		°	'	°	'						
RAMAL 2											
85	84	1.48	70	21	20	106	25	40	2.20	2.11	2.29
84	85	1.49	91	15	40	104	33	00	1.80	1.70	2.20
85	88	1.47	84	45	20	100	37	00	1.70	1.48	1.92
86	A	1.83	45	40	20	96	30	20	0.80	0.54	1.26
86	B	1.83	55	10	00	98	40	40	1.35	0.70	2.00
86	C	1.83	09	30	00	99	00	20	1.30	0.54	2.06
86	D	1.83	08	40	40	102	00	40	1.45	0.58	2.31
86	E	1.83	81	34	00	88	04	40	1.65	0.68	1.22
87	A	1.80	287	00	20	85	30	00	0.70	0.40	1.00
87	B	1.80	381	40	20	98	20	40	1.00	0.66	1.14
87	C	1.50	41	80	40	129	30	00	1.60	1.23	1.77
83	D	1.50	82	40	40	106	18	20	1.95	1.32	2.88

EST.	P.O. ALT.	AZIMUT		ÁNGULO V.		H.M.	H.J.	H.B.			
		°	'	°	'						
RAMAL 3											
81	88	1.50	3	13	40	96	30	00	1.10	1.04	1.18
88	99	1.88	58	04	20	90	25	40	0.85	0.58	1.11
89	100	1.47	85	46	00	99	49	40	1.25	0.21	1.78
100	A	1.49	352	10	00	106	30	20	1.25	1.09	1.41
100	B	1.49	364	40	20	108	20	00	1.40	0.82	1.88
100	C	1.49	38	00	40	107	40	20	1.45	0.94	1.88
100	D	1.49	50	20	40	108	20	40	1.65	0.68	3.25
100	E	1.48	84	30	00	106	40	40	1.50	0.81	2.49
100	F	1.49	70	40	40	107	10	00	1.68	0.43	2.87
100	G	1.49	105	10	00	99	40	20	0.80	0.84	1.18
100	101	1.49	25	22	20	106	00	20	1.85	0.31	2.78
101	102	1.80	70	02	20	81	28	00	1.70	0.19	3.21
102	103	1.48	74	28	40	83	14	00	1.80	0.17	3.03
100	104	1.48	83	54	00	88	62	20	1.78	0.27	3.23
104	A	1.51	122	30	00	87	40	40	0.80	0.48	1.22
104	B	1.51	134	10	40	88	20	20	0.85	0.72	1.18
104	C	1.51	276	30	00	102	10	00	1.70	1.22	2.18
104	D	1.51	293	00	40	87	40	00	0.85	0.40	1.30
104	E	1.51	328	30	20	94	20	20	1.50	0.43	2.87



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA
 V. IN. JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. V. IN. ING. ANÍBAL R. BOC ANEOR
 No. CARR. 2004-12835
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS, SEGUNDO SEMESTRE 2009

HOJA No.	D2	20	Proyecto	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
Elaborado	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	Corrección	Ubicación	SEGUNDO CENTRO RÍO BLANCO, SACARILIAS, EL QUICHÉ
Fecha	NOVIEMBRE 2011	Escala	Indicada	
PLANTA DE CONJUNTO				



SIMBOLOGÍA

NE	Nivel estático
Cp	Cota piezométrica
V	Cota de terreno
⊕	Válvula de aire
⊕	Válvula de escape
—	Línea piezométrica
—	Línea de conducción
⊕	Válvula de globo
▽	Caja rompe presión
◊	Caja del. de caudales
T.O	Tanque de distribución

L. real = 65,49 m (15 tubos pvc Ø 1/2" 315 psi)

Longitud real = 611,82 m (102 tubos pvc Ø 3/4" 250 psi)

3 tubos HG Ø 3/4" paso de zanjón

2 tubos HG Ø 3/4" paso de zanjón

PLANTA - PERFIL (LÍNEA DE CONDUCCIÓN) E-0 A E-16

ESCALA HORIZONTAL 1:1000
ESCALA VERTICAL 1:500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA

ING. JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. V. 04. 03. 2004
ING. JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. V. 04. 03. 2004

INTENDADO

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVIZADO - EPB. SEGUNDO SEMESTRE 2009

HOJA No. 03 / 20

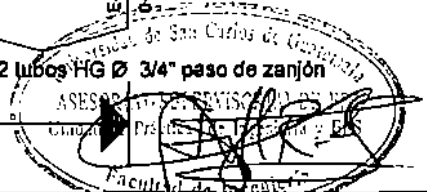
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

CLIENTE: SEGUNDO CENTRO RIO BLANCO, SACAPULULA, EL QUICHE

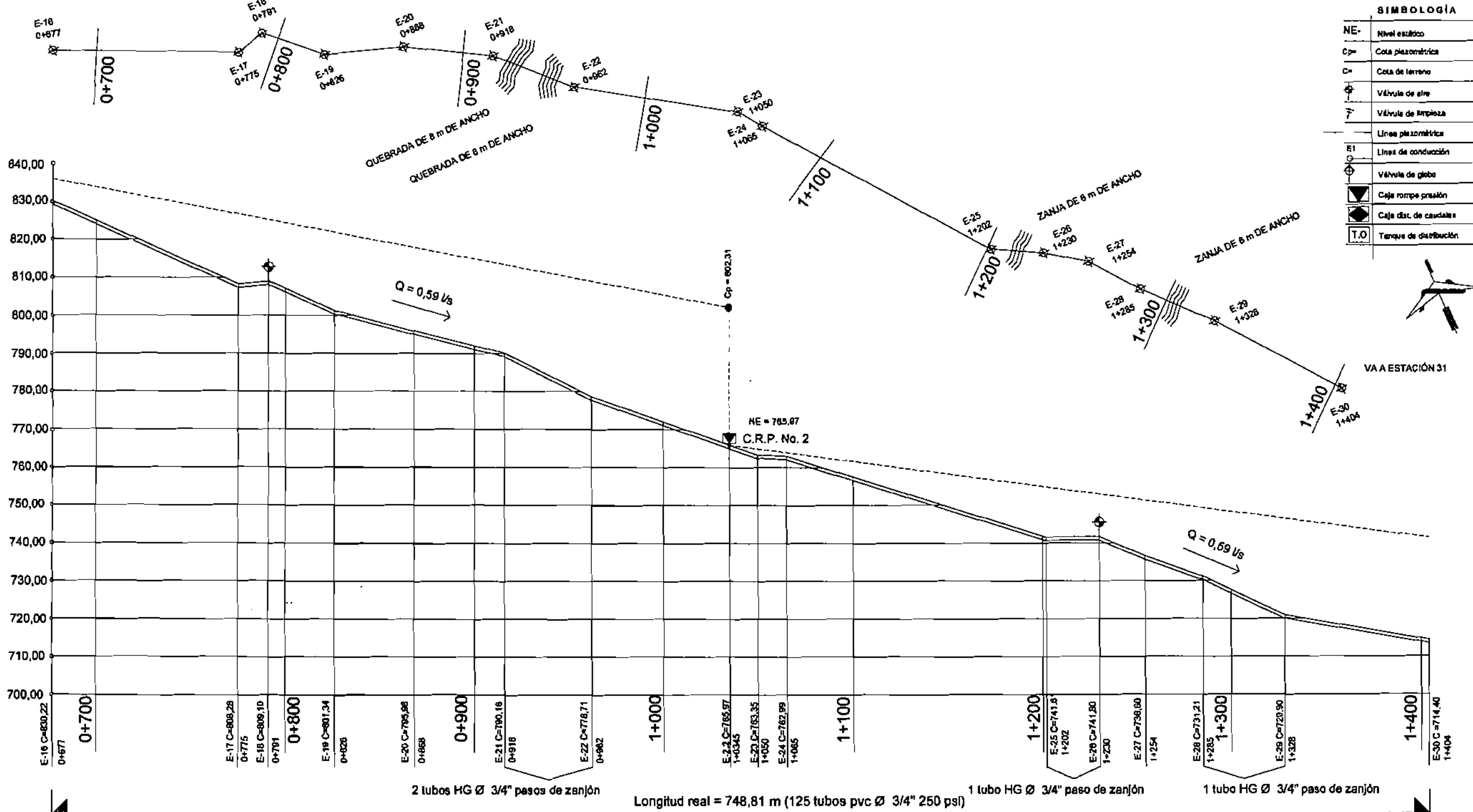
FECHA: NOVIEMBRE 2011

INDICADA

PLANTA - PERFIL



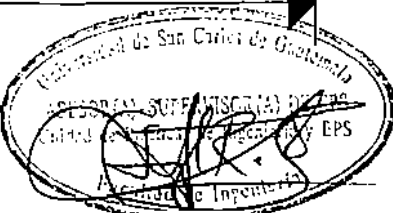
VIENE DE ESTACIÓN 18



SIMBOLOGÍA	
NE-	Nivel estático
Cp-	Cota piezométrica
C-	Cota de terreno
⊕	Válvula de aire
∇	Válvula de limpieza
—	Línea piezométrica
E1	Línea de conducción
⊙	Válvula de globo
▽	Caja rompe presión
◊	Caja dist. de caudales
T.O.	Tanque de distribución

PLANTA - PERFIL (LÍNEA DE CONDUCCIÓN) E-16 A E-30

ESCALA HORIZONTAL 1: 1000
ESCALA VERTICAL 1: 500

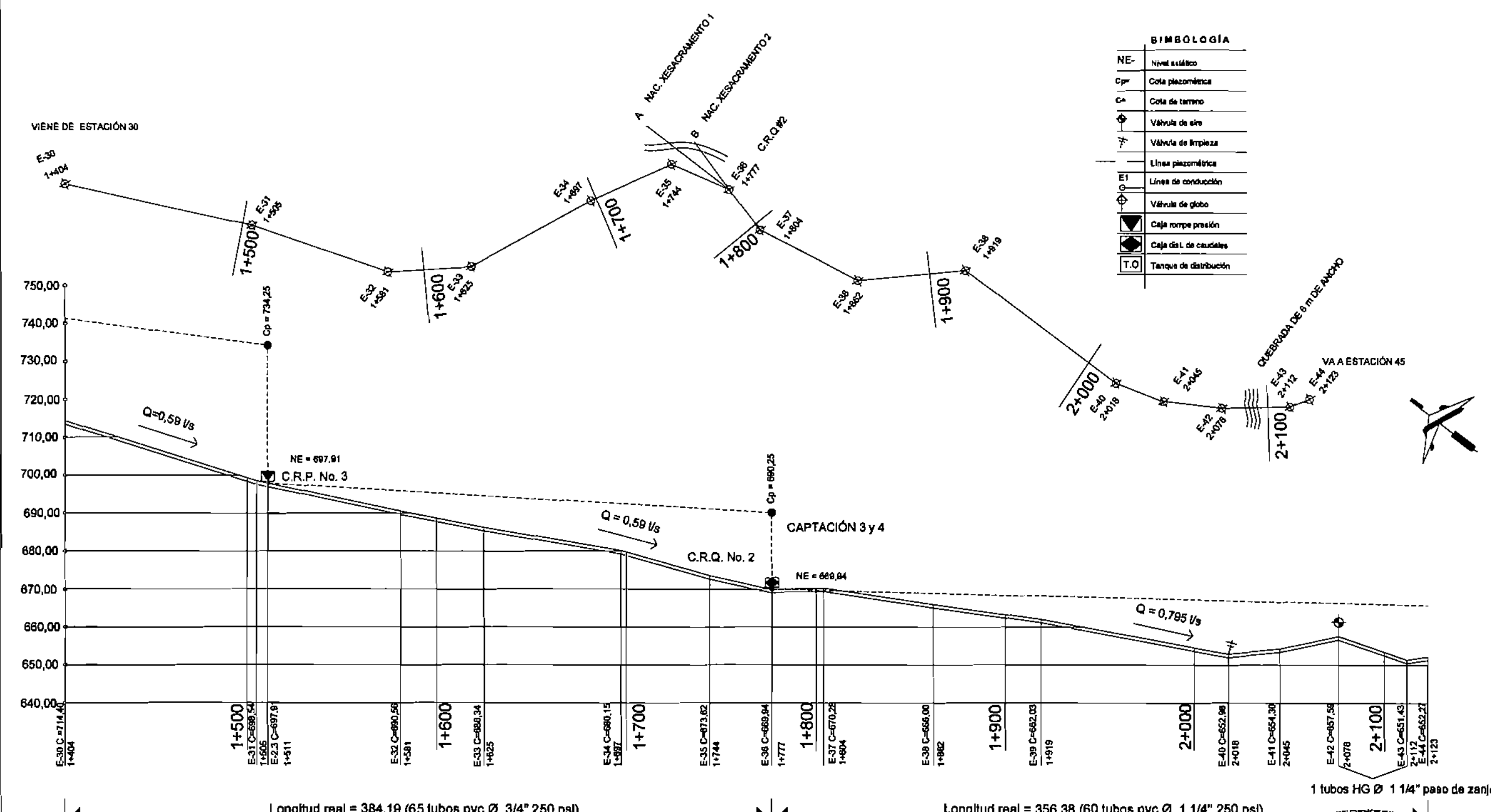


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA

ING. JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. V.º 2004-12035
ING. ÁNGEL ROBERTO SAC
NOVIEMBRE 2011
INDICADA

HOJA No	04	De	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.
	20	Para	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.
		Fecha	NOVIEMBRE 2011
		Estado	INDICADA

Proyecto	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
Lugar	SEGUNDO CENTRO RIO BLANCO, SACAPULAS, EL QUICHÉ
Para de	PLANTA - PERFIL



SIMBOLOGÍA

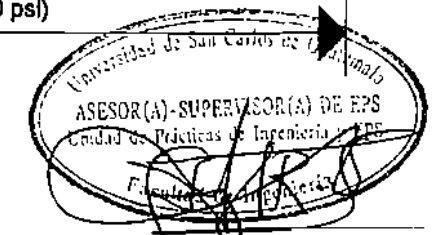
NE-	Nivel estático
Cp	Cota piezométrica
Ca	Cota de terreno
⊕	Válvula de aire
⊕	Válvula de limpieza
⊕	Válvula de globo
—	Línea piezométrica
EI	Línea de conducción
⊕	Válvula de globo
▽	Caja rompe presión
▽	Caja dist. de caudales
T.O	Tanque de distribución

PLANTA - PERFIL (LÍNEA DE CONDUCCIÓN) E-30 A E-44
 ESCALA HORIZONTAL 1: 1000
 ESCALA VERTICAL 1: 500

Longitud real = 384,19 (65 tubos pvc Ø 3/4" 250 psi)

Longitud real = 356,38 (60 tubos pvc Ø 1 1/4" 250 psi)

1 tubos HG Ø 1 1/4" paso de zanjón



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA

ING. JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. ASesor
 ING. ANGEL ROBERTO O SUC ASesor

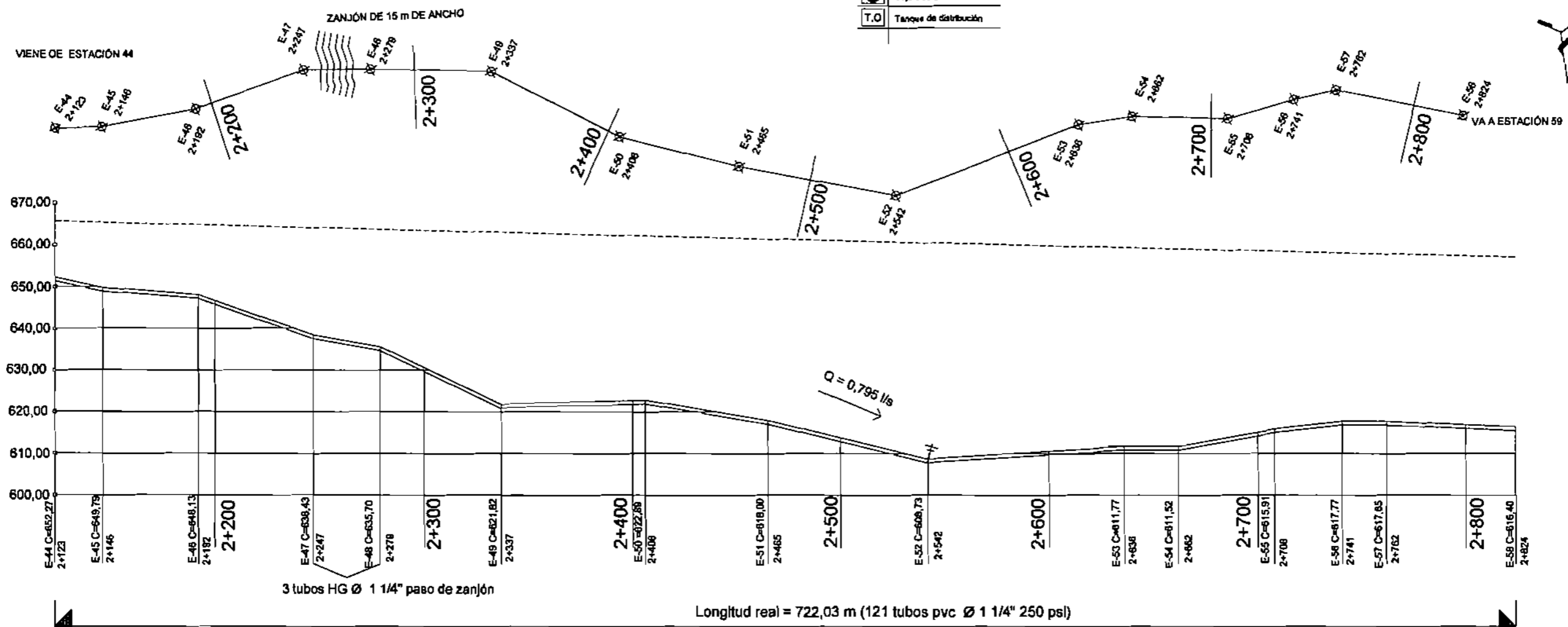
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS, SEGUNDO SEMESTRE 2009

HOJA No. 05	20	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. Diseñador	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. Diseñador	Proyecto: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
		JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. Diseñador	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. Diseñador	Lugar: SEGUNDO CENTRO RÍO BLANCO, SACAPULÁN, EL QUICHÉ
		JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. Diseñador	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. Diseñador	Fecha: NOVIEMBRE 2011
		JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. Diseñador	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. Diseñador	Estado: INDICADA

PLANTA - PERFIL

SIMBOLOGÍA

NE	Nivel estático
Cp	Cota piezométrica
C	Cota de terreno
+	Válvula de aire
∩	Válvula de limpieza
—	Línea piezométrica
E1	Línea de conducción
○	Válvula de globo
▼	Caja rompe presión
◼	Caja diál. de caudales
T.O	Tanque de distribución



PLANTA - PERFIL (LÍNEA DE CONDUCCIÓN) E-44 A E-58
 ESCALA HORIZONTAL 1 : 1000
 ESCALA VERTICAL 1 : 500

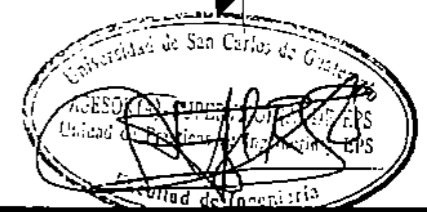
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA

IN. JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. IN. ANGEL ROBERTO GARCÍA

NOVEMBERE 2011

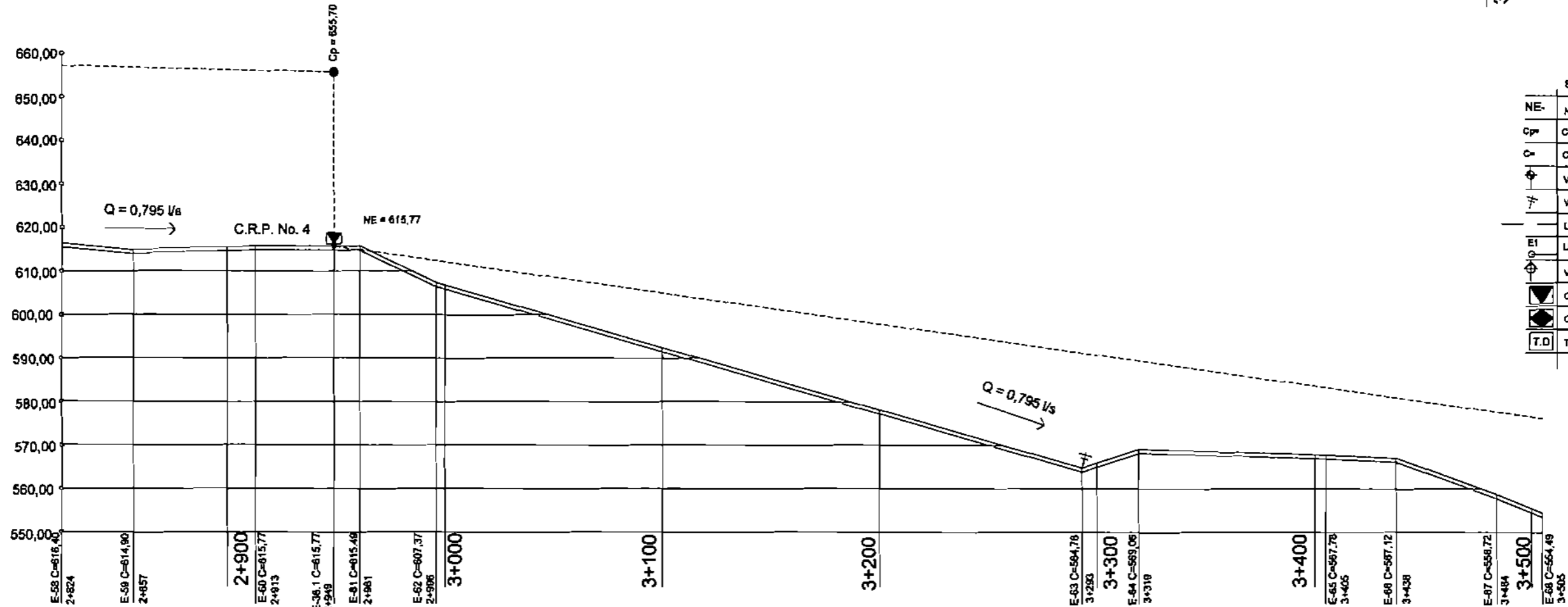
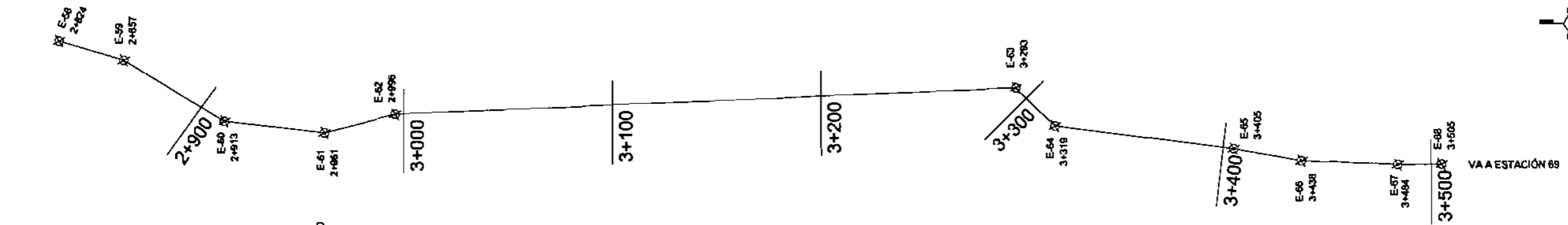
INDICADA

HOJA No.	08	20
Nombre	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	Proyecto
Colección	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
Ubicación	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	SEGUNDO CENTRO RIO BLANCO, SACAPULAS, EL QUICHÉ
Fecha	NOVEMBERE 2011	
Estado	INDICADA	



PLANTA - PERFIL

VIENE DE ESTACIÓN 58



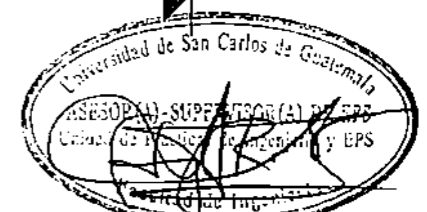
SIMBOLOGÍA

NE-	Nivel estático
Cp-	Cota piezométrica
C-	Cota de terreno
⊕	Válvula de aire
⊕	Válvula de limpieza
---	Línea piezométrica
E1	Línea de conducción
⊕	Válvula de globo
▽	Caja rompe presión
◊	Caja diál. de caudales
T.D.	Tanque de distribución

Longitud real = 701,43 m (117 tubos pvc Ø 1 1/4" 250 psi)

PLANTA - PERFIL (LÍNEA DE CONDUCCIÓN) E-58 A E-68

ESCALA HORIZONTAL 1:1000
ESCALA VERTICAL 1:500



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA

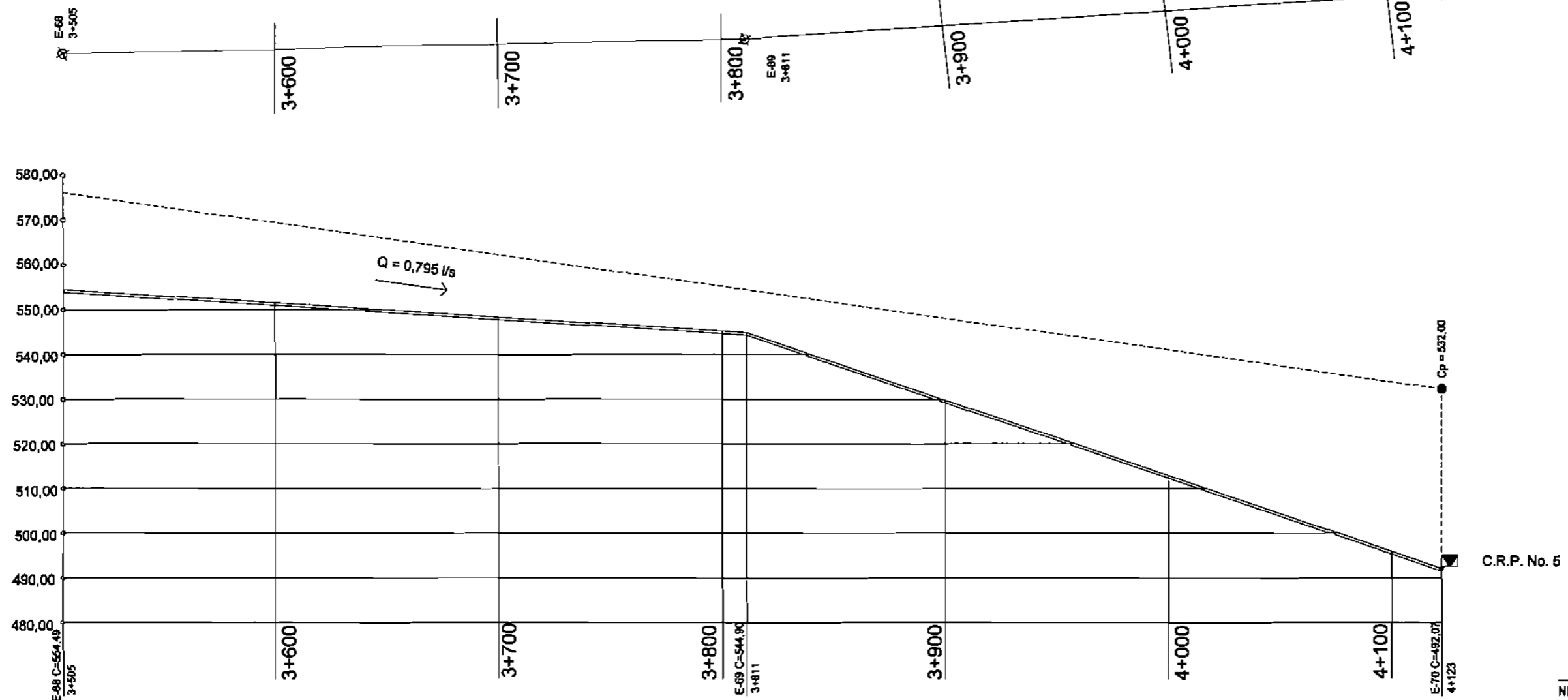
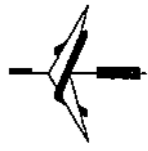
ING. JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. INGENIERO
ING. ANÍEL ROBERTO GARCÍA A. INGENIERO

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS, SEGUNDO SEMESTRE 2009

HOJA NO. 07	20	Diseñó: JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. Cálculo: JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. Dibujo: JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. 2004-12633 Asesor: ING. ANÍEL ROBERTO GARCÍA Fecha: NOVIEMBRE 2011 Estado: INDICADA	Proyecto: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Ubicación: REQUINCO CENTRO RISO BLANCO, SACAPULULA, EL QUICHÉ Plano de: PLANTA - PERFIL
-------------	----	---	--

VIENE DE ESTACIÓN 68

VA A ESTACIÓN 71



Longitud real = 636,54 m (107 tubos pvc Ø 1 1/4" 250 psi)

SIMBOLOGÍA

NE-	Nivel a stádico
Cp	Cota piezométrica
C	Cota de terreno
⊕	Válvula de aire
⊖	Válvula de limpieza
---	Línea piezométrica
---	Línea de conducción
⊕	Válvula de globo
▼	Caja rompe presión
◻	Caja diel. de caudales

PLANTA - PERFIL (LÍNEA DE CONDUCCIÓN) E-68 A E-70

ESCALA HORIZONTAL 1: 1000
ESCALA VERTICAL 1: 500

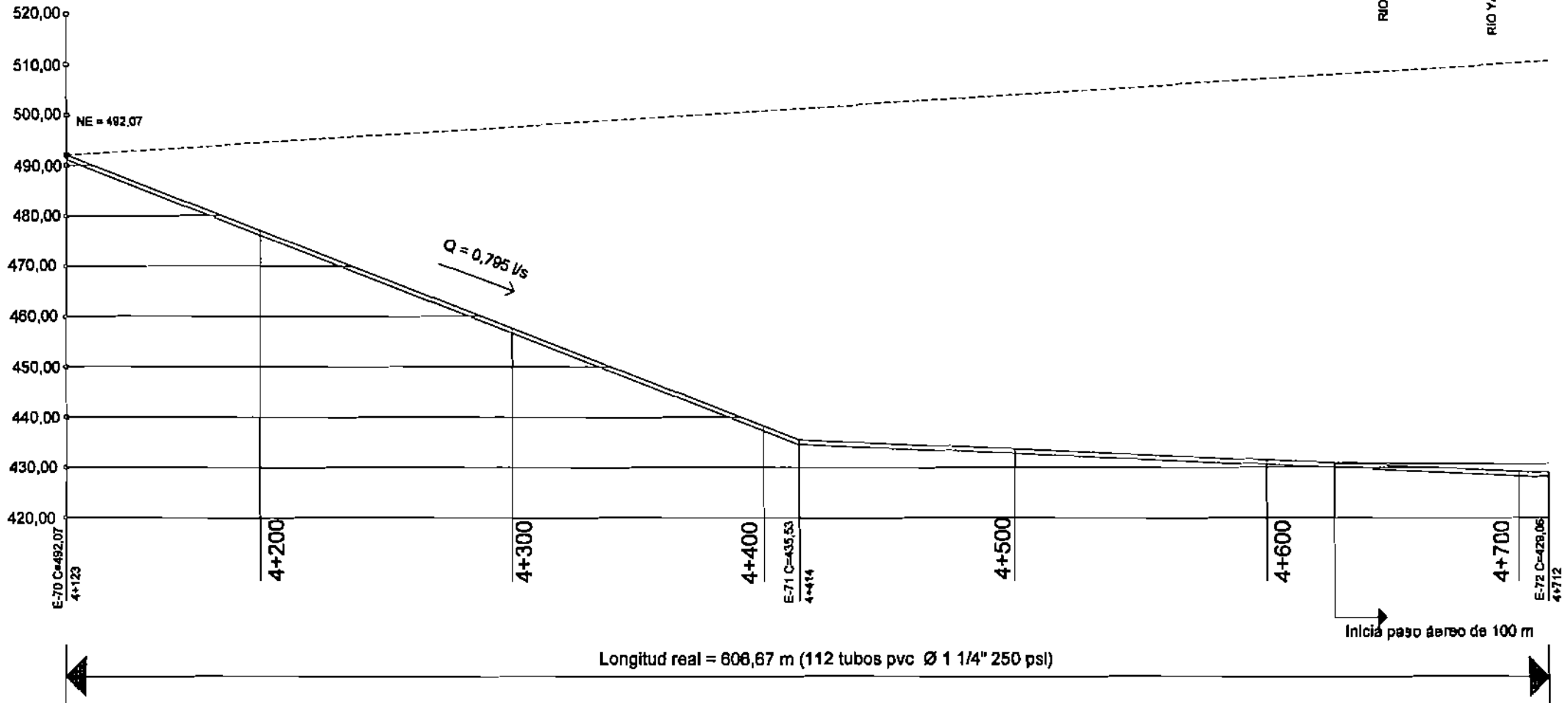
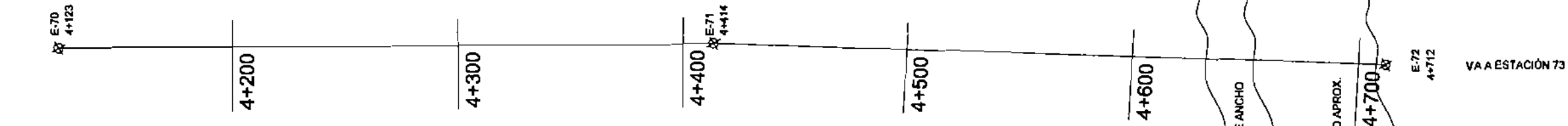


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS, SEGUNDO SEMESTRE 2008

HOJA No.	08	20	Diseñó: JOSE CARLOS LÓPEZ D. Calculó: JOSE CARLOS LÓPEZ D. Dibuja: JOSE CARLOS LÓPEZ D. Correc: JOSE CARLOS LÓPEZ D. Aprobó: ING. ÁNGEL ROBERTO GIC Fecha: NOVIEMBRE 2011 Escala: INDICADA	Proyecto: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Ubicación: SEGUNDO CENTRO RIO BLANCO, SACAPULAS, EL QUICHÉ Parte de: PLANTA - PERFIL
----------	----	----	--	---



VIENE DE ESTACIÓN 70



Longitud real = 608,67 m (112 tubos pvc Ø 1 1/4" 250 psi)

SIMBOLOGÍA

NE-	Nivel estático
Cp-	Cota piezométrica
Ct-	Cota de terreno
⊕	Válvula de aire
⊕	Válvula de limpieza
---	Línea piezométrica
---	Línea de conducción
⊕	Válvula de globo
▼	Caja rompe presión
◆	Caja dist. de caudales
T.D.	Tanque de distribución

PLANTA - PERFIL (LÍNEA DE CONDUCCIÓN) E-70 A E-72

ESCALA HORIZONTAL 1:1000
ESCALA VERTICAL 1:600

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA

ING. JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. No. Carné: 8554-12035
ING. ÁNGEL ROBERTO SIC No. Carné: 8554-12035

INTERESADO

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPB, SEGUNDO SEMESTRE 2009

HOJA No. 09 / 20

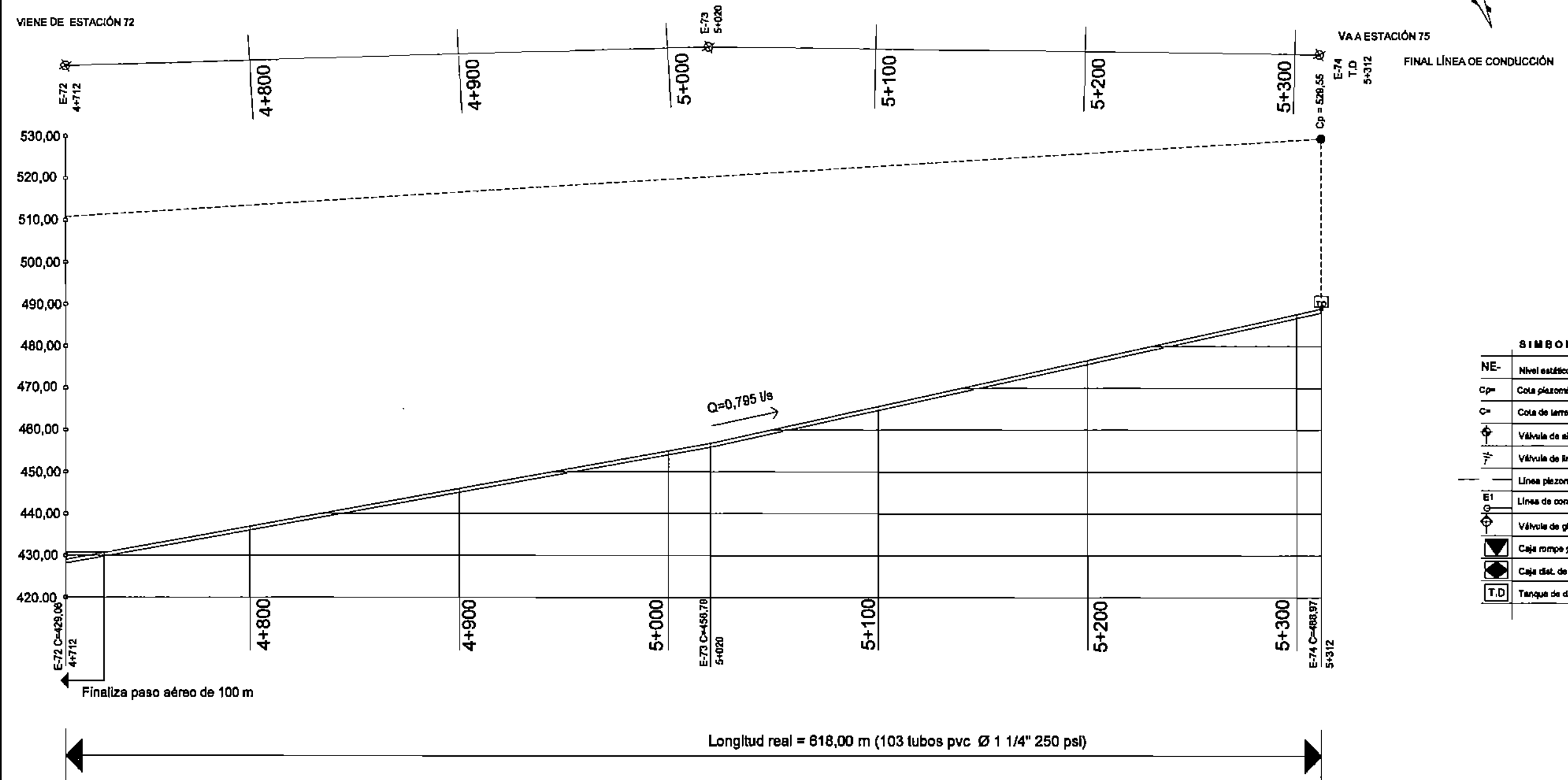
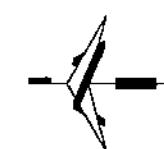
Nombre: JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.
Código: JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.
Urb: 2004-12035
Fecha: NOVIEMBRE 2011
Escala: REDUCIDA

AGENCIA DE SERVICIOS DE INGENIERÍA Y EPS
Unidad de Ingeniería y EPS

Facultad de Ingeniería
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Ubicación: SEGUNDO CENTRO RIO BLANCO, SACAPULAA, EL QUICHÉ

PLANTA - PERFIL

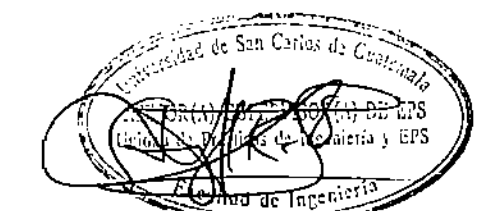


SIMBOLOGÍA

NE-	Nivel estático
Cp=	Cota piezométrica
C=	Cota de terreno
⊕	Válvula de aire
⊕	Válvula de limpieza
---	Línea piezométrica
—	Línea de conducción
⊕	Válvula de globo
▣	Caja rompe presión
▣	Caja dist. de caudales
T.D	Tanque de distribución

PLANTA - PERFIL (LÍNEA DE CONDUCCIÓN) E-72 A E-74
 ESCALA HORIZONTAL 1 : 1000
 ESCALA VERTICAL 1 : 500

Longitud real = 618,00 m (103 tubos pvc Ø 1 1/4" 250 psi)



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA

V. IN. JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. INGENIERO
 No. C.A.P.E. 2004-12636

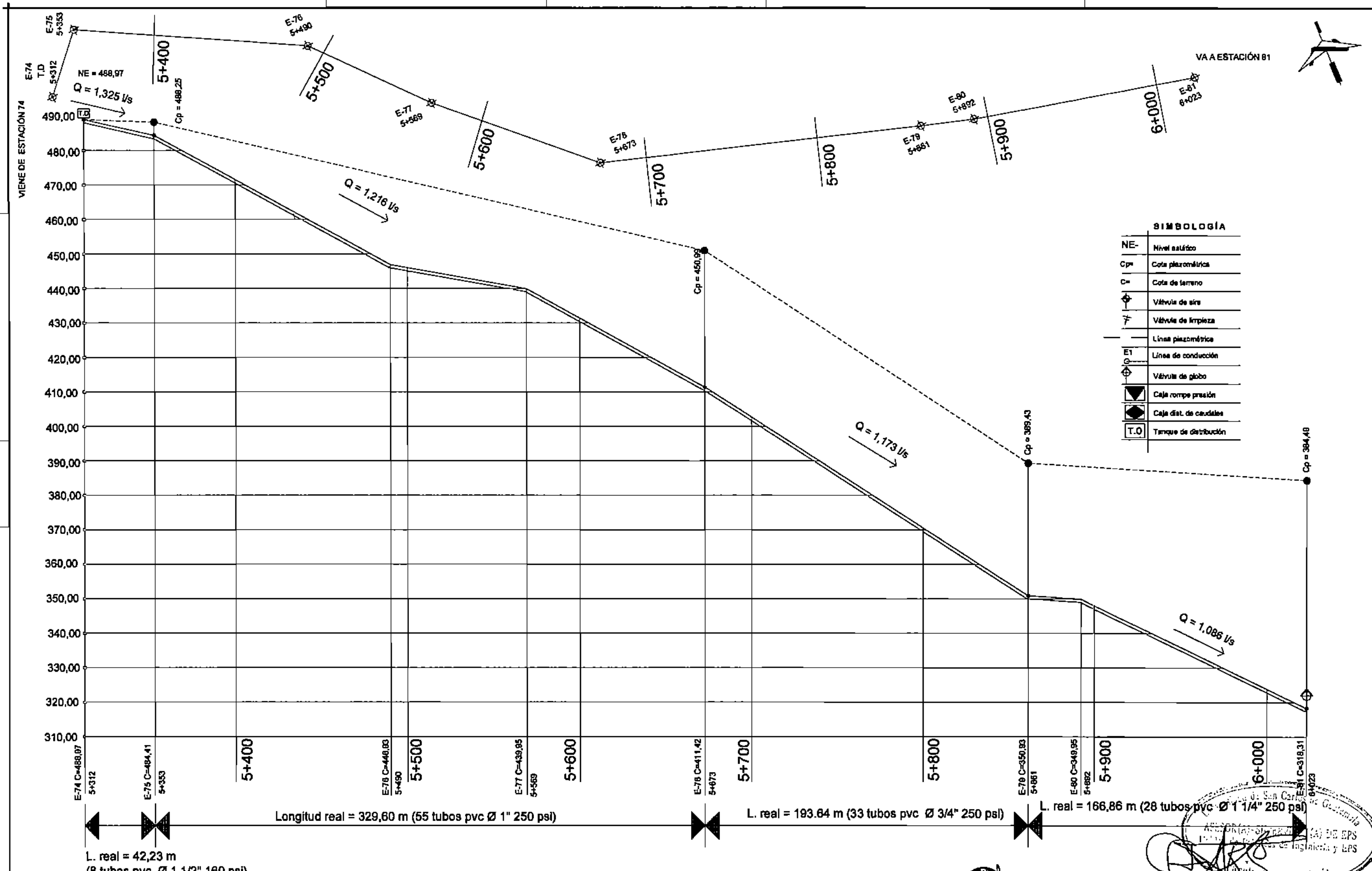
V. IN. ING. ÁNGEL ROBERTO BIC INGENIERO
 No. C.A.P.E. 2004-12636

ENTRESEÑADO

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS. SEGUNDO SEMESTRE 2009

HOJA No. 10	DESIGNADO JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	PROYECTO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
20	DISEÑADO JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	UBICACIÓN SEGUNDO CENTRO RÍO BLANCO, SACAPULAL, EL QUICHÉ
	REVISADO JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	
	2004-12636	
	ING. ÁNGEL ROBERTO BIC	
	NOVIEMBRE 2011	
	INDICADA	

PLANTA - PERFIL



SIMBOLOGÍA

NE-	Nivel estático
Cp=	Cota piezométrica
C=	Cota de terreno
⊕	Válvula de aire
⊕	Válvula de limpieza
---	Línea piezométrica
E1	Línea de conducción
⊕	Válvula de globo
▽	Caja rompe presión
▾	Caja dist. de caudales
T.O.	Tanque de distribución

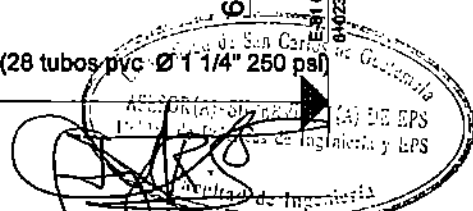
L. real = 42,23 m (8 tubos pvc Ø 1 1/2" 160 psi)
 Longitud real = 329,60 m (55 tubos pvc Ø 1" 250 psi)
 L. real = 193,64 m (33 tubos pvc Ø 3/4" 250 psi)
 L. real = 166,86 m (28 tubos pvc Ø 1 1/4" 250 psi)

PLANTA - PERFIL (LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN) E-74 A E-81
 ESCALA HORIZONTAL 1 : 1000
 ESCALA VERTICAL 1 : 500

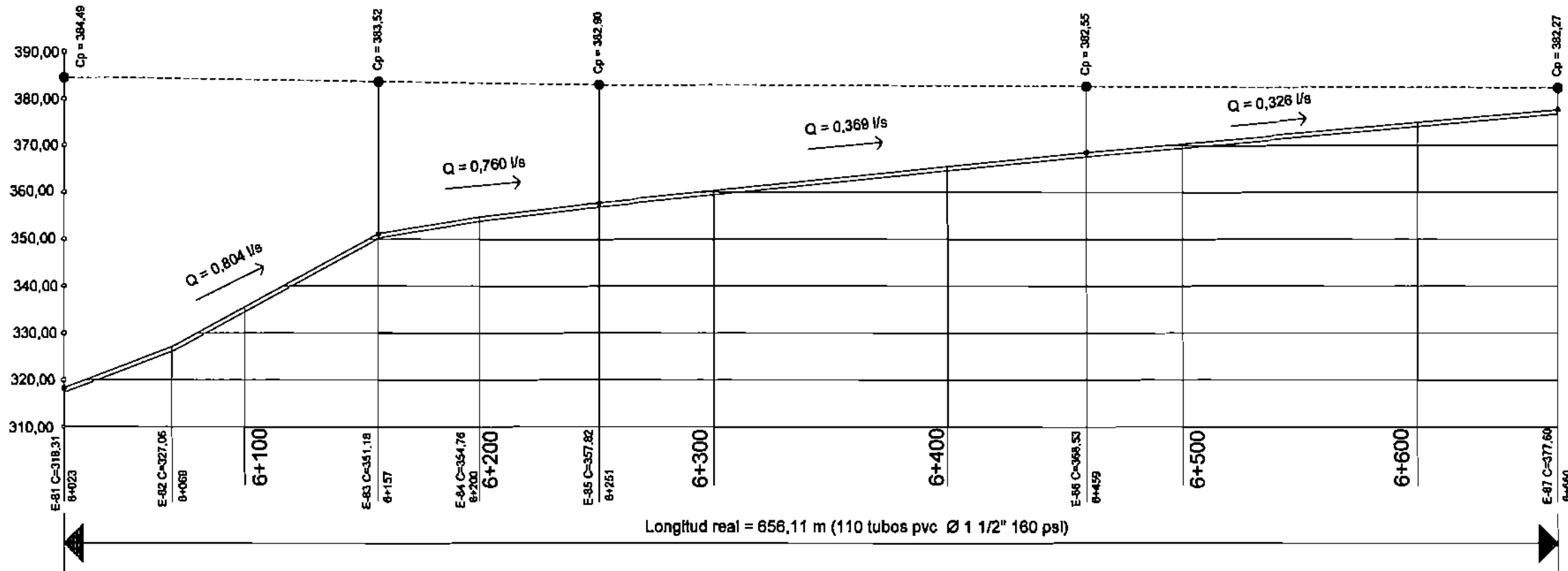
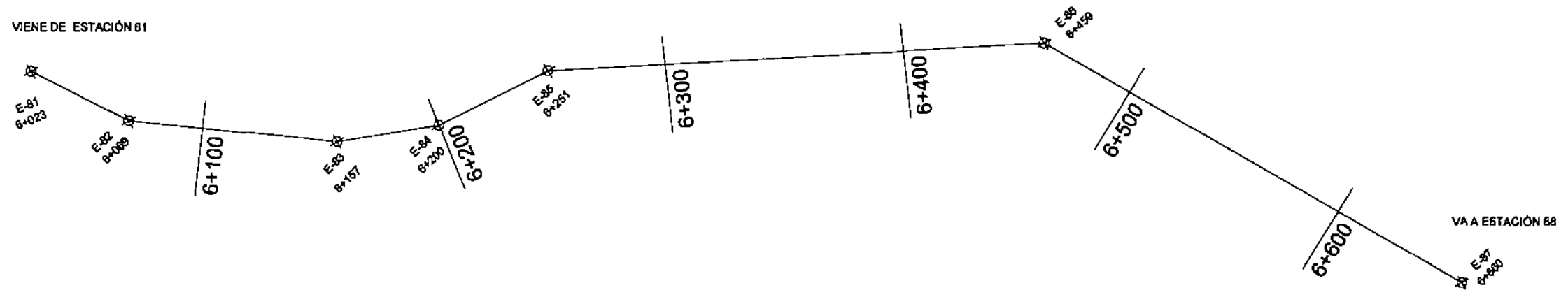
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA
 INGENIERO
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS. SEGUNDO SEMESTRE 2009

HOJA No.	11	20
Nombre	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	
Apellido	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	
Cédula	2004-12635	
Fecha	NOVIEMBRE 2011	
Código	2010CADA	

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
 SEGUNDO CENTRO RÍO BLANCO, SACAPULÁN, EL QUiché
PLANTA - PERFIL



VIENE DE ESTACIÓN 81



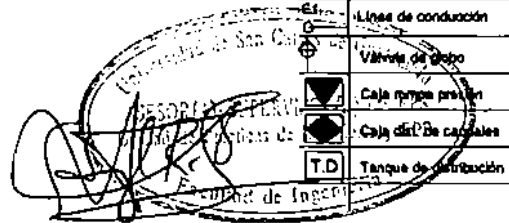
Longitud real = 656,11 m (110 tubos pvc Ø 1 1/2" 180 psi)

SIMBOLOGÍA

NE	Nivel estético
Cp	Cota piezométrica
C	Cota de terreno
⊕	Válvula de aire
∩	Válvula de limpieza
---	Línea piezométrica
---	Línea de conducción
⊕	Válvula de grupo
∇	Caja rompe presión
⬇	Caja de control de caudales
T.D.	Tanque de distribución

PLANTA - PERFIL (LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN) E-81 A E-87

ESCALA HORIZONTAL 1 : 1000
ESCALA VERTICAL 1 : 500



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA

ING. JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. INGENIERO

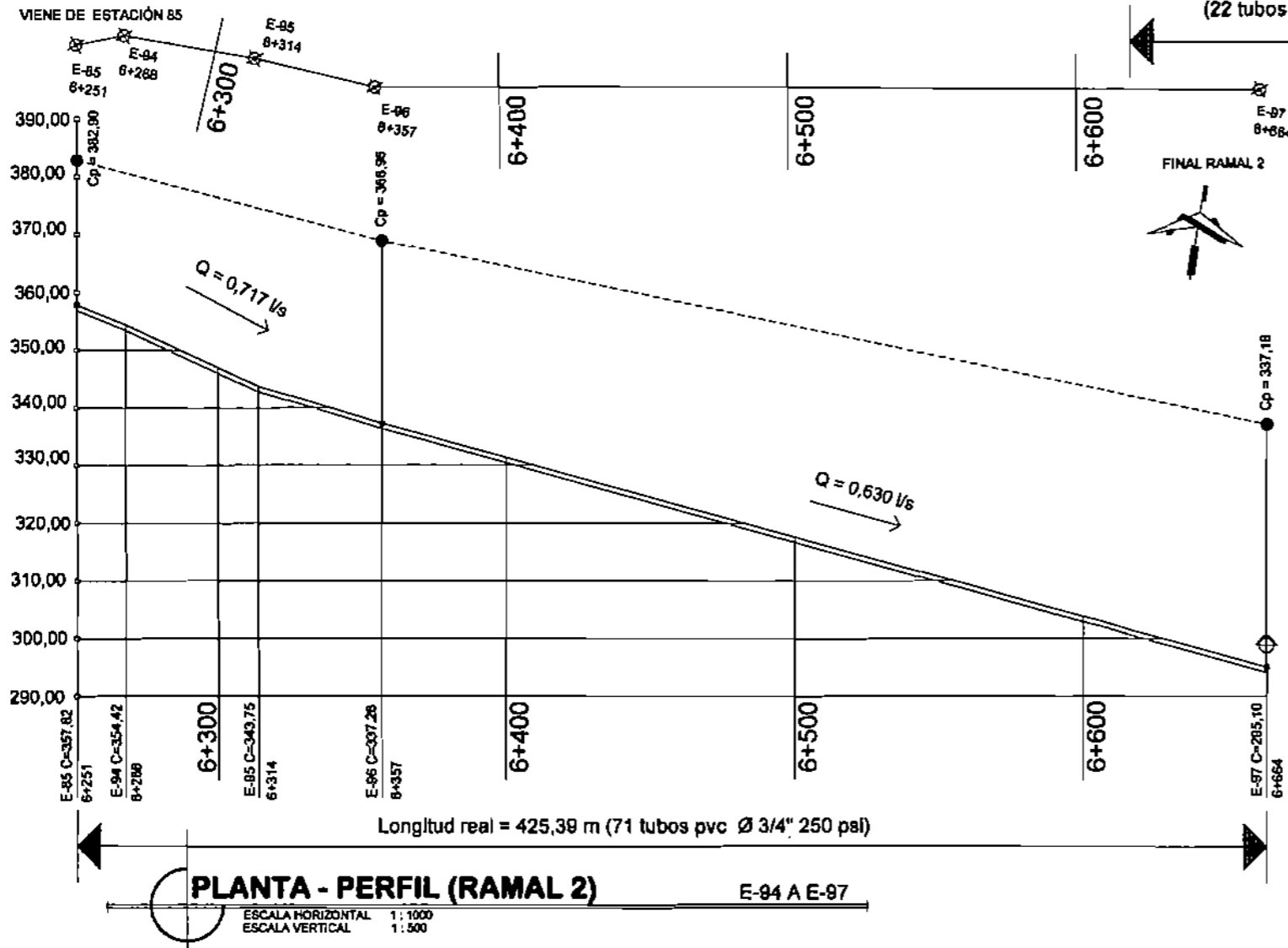
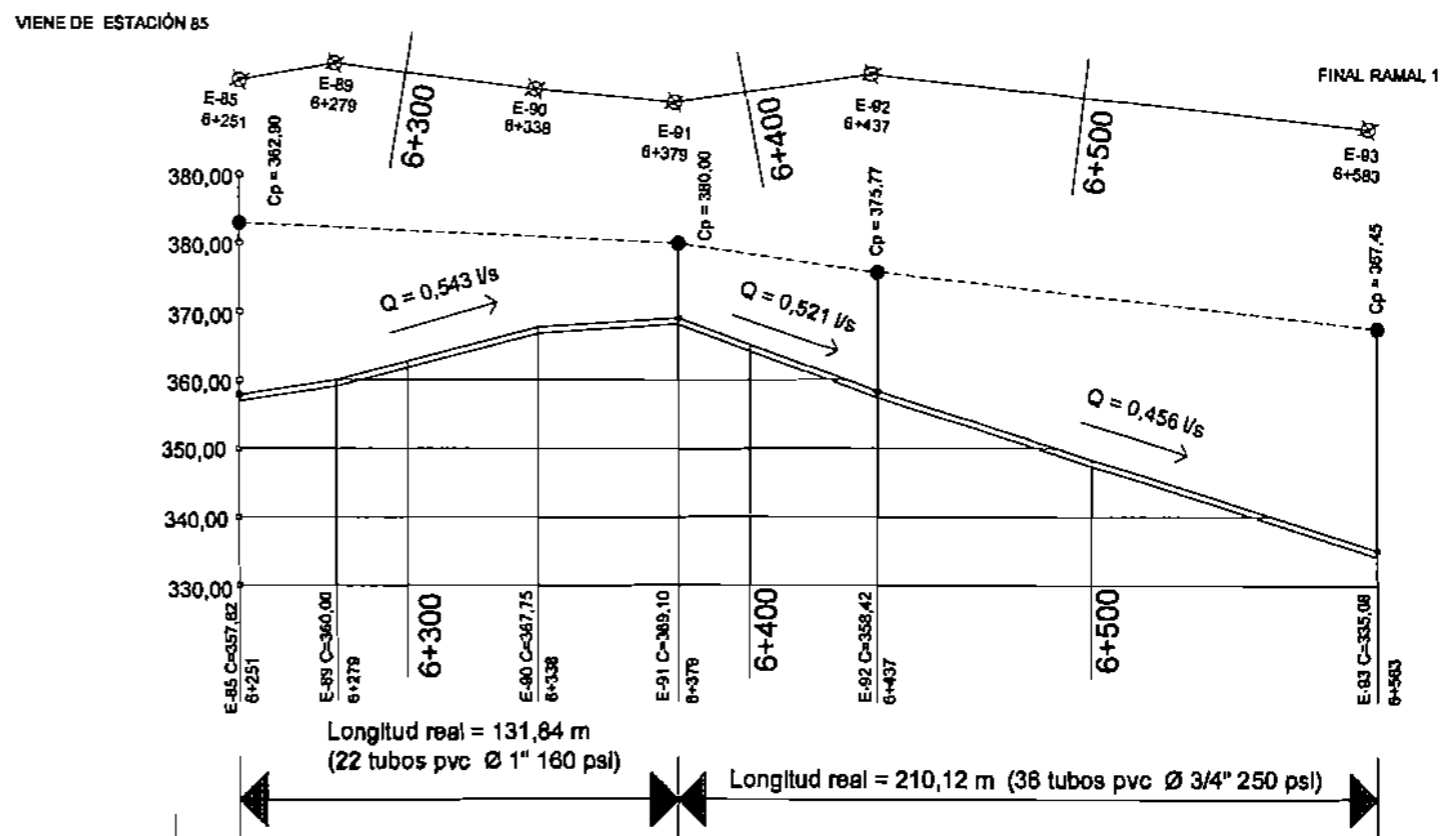
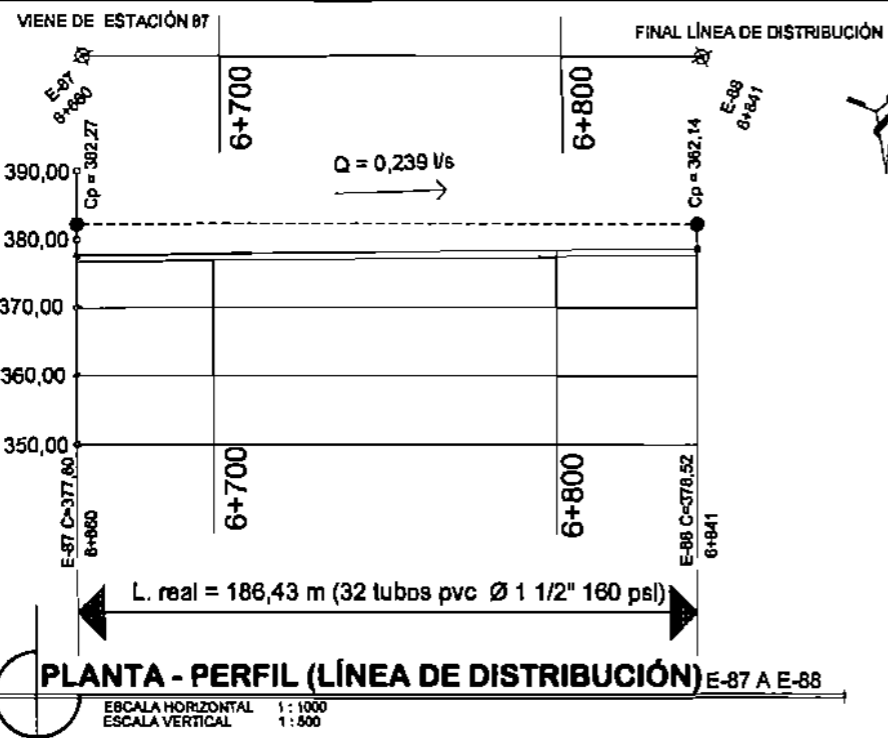
INSTRUMENTADO

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPB, SEGUNDO SEMESTRE 2009

NO. 12	12	20	20
JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.
2004-12635	2004-12635	2004-12635	2004-12635
NOVIEMBRE 2011	NOVIEMBRE 2011	NOVIEMBRE 2011	NOVIEMBRE 2011
INDICADA	INDICADA	INDICADA	INDICADA

Proyecto: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
Ubicación: SEGUNDO CENTRO RÍO BLANCO, SACAPULÁN, EL QUICHÉ

Para de: **PLANTA - PERFIL**



PLANTA - PERFIL (RAMAL 1) E-89 A E-93
 ESCALA HORIZONTAL 1:1000
 ESCALA VERTICAL 1:500

PLANTA - PERFIL (RAMAL 2) E-84 A E-97
 ESCALA HORIZONTAL 1:1000
 ESCALA VERTICAL 1:500

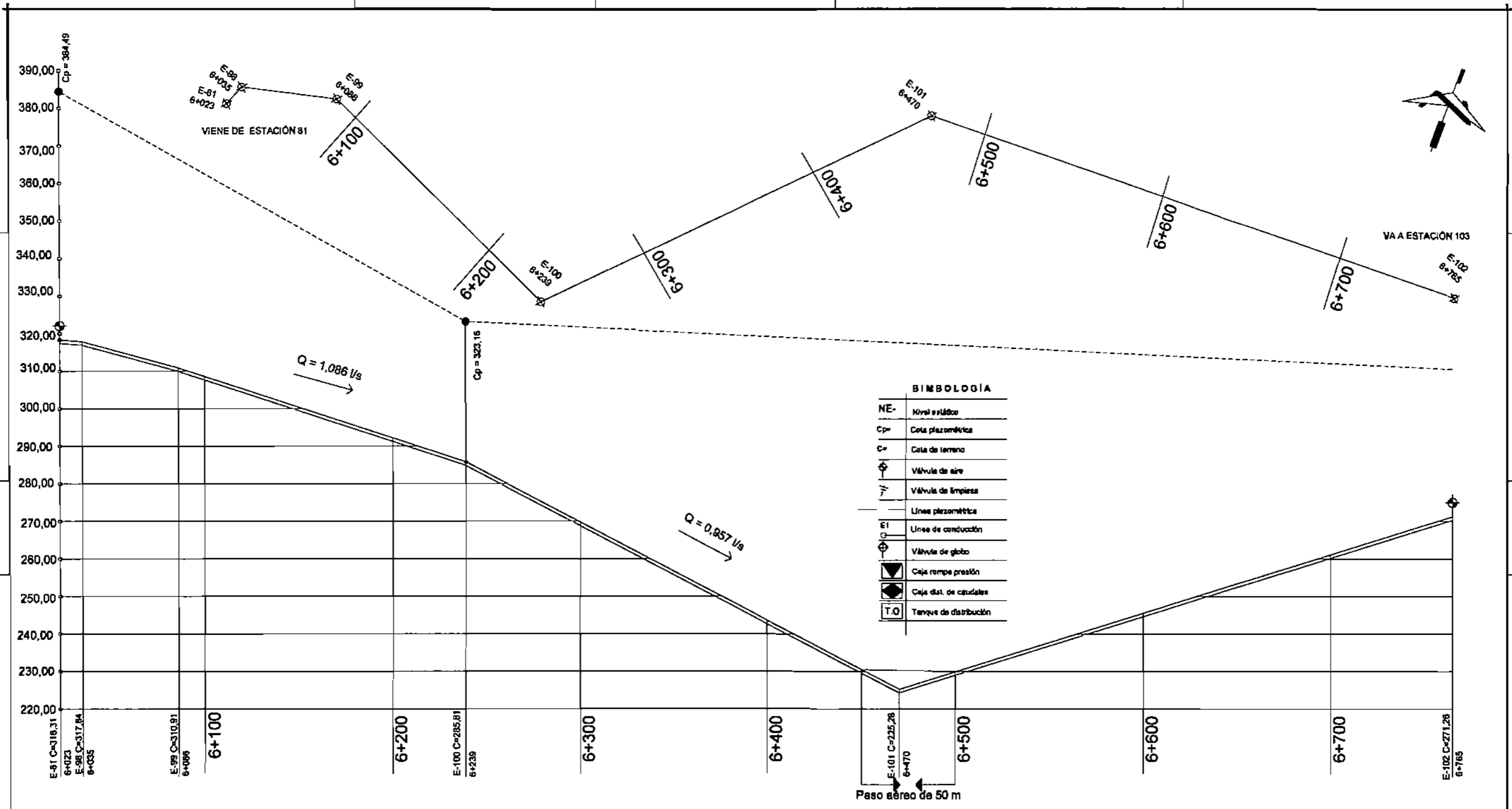
BIMBOLOGÍA

NE-	Nivel estático
Cp-	Cota piezométrica
C-	Cota de terreno
⊕	Válvula de aire
∇	Válvula de limpieza
---	Línea piezométrica
EI	Línea de conducción
⊕	Válvula de globo
⬇	Caja rompe presión
⬇	Caja de caudales
T.D	Tanque de distribución

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS. SEGUNDO SEMESTRE 2009

HOJA No. 13 de 20
 Proyecto: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
 Ubicación: SEGUNDO CENTRO RÍO BLANCO, SACAPULÁN, EL QUiché
 Fecha: NOVIEMBRE 2011
 Estado: INDICADA

PLANTA - PERFIL



BIMBOLOGÍA

NE-	Nivel estándar
Cp-	Cota piezométrica
C-	Cota de terreno
⊕	Válvula de aire
⊖	Válvula de empresa
---	Línea piezométrica
E1	Línea de conducción
⊙	Válvula de globo
▾	Caja rompe presión
⬢	Caja dist. de caudales
T.O	Tanque de distribución

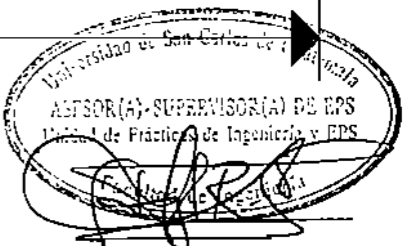
Longitud real = 222,48 m (38 tubos pvc Ø 3/4" 250 psi)

Longitud real = 541,78 m (91 tubos pvc Ø 1 1/4" 250 psi)

PLANTA - PERFIL (RAMAL 3)

ESCALA HORIZONTAL 1 : 1000
ESCALA VERTICAL 1 : 500

E-88 A E-102



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA

ING. JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. INGENIERO
ING. JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. INGENIERO

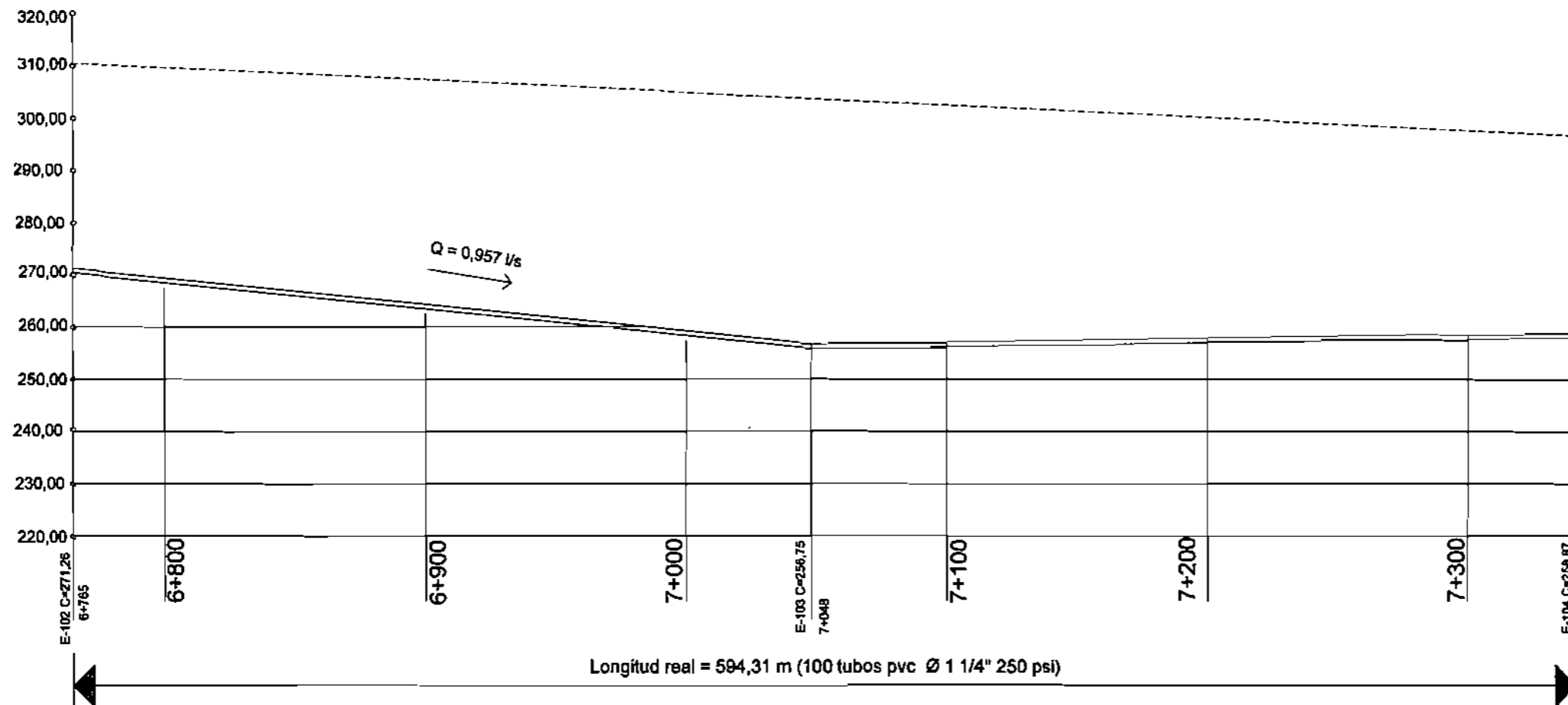
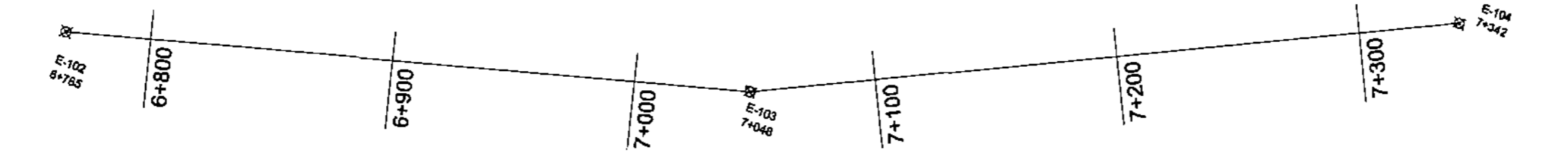
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS - SEGUNDO SEMESTRE 2009

HOJA No.	14	20
Diseño	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	
Calificación	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	
Dibujó	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	
Cadastró	2004-12835	
Asesor	ING. ÁNGEL ROBERTO SICA	
Fecha	NOVIEMBRE 2011	
Estado	INDICADA	

Proyecto	BISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
Ubicación	SEGUNDO CENTRO RÍO BLANCO, SACAPULAL, EL QUICHÉ
Nombre de la Hoja	PLANTA - PERFIL

VIENE DE ESTACIÓN 102

FINAL RAMAL 3



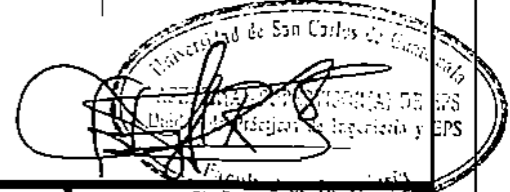
Longitud real = 594,31 m (100 tubos pvc Ø 1 1/4" 250 psi)

SIMBOLOGÍA

NE-	Nivel estático
Cp-	Cota piezométrica
C-	Cota de terreno
⊕	Válvula de aire
⊕	Válvula de limpieza
---	Línea piezométrica
---	Línea de conducción
⊕	Válvula de globo
▼	Caja rompe presión
◆	Caja dist. de caudales
T.D.	Tanque de distribución

PLANTA - PERFIL (RAMAL 3) E-102 A E-104

ESCALA HORIZONTAL 1:1000
ESCALA VERTICAL 1:500



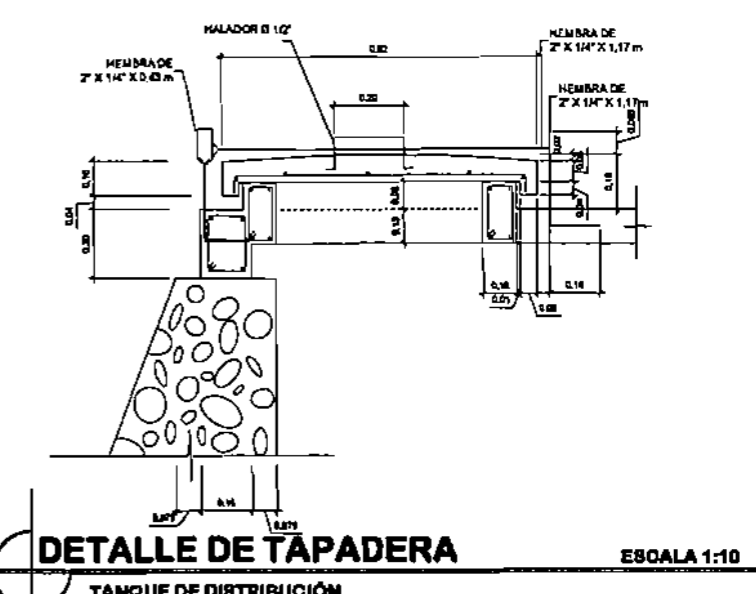
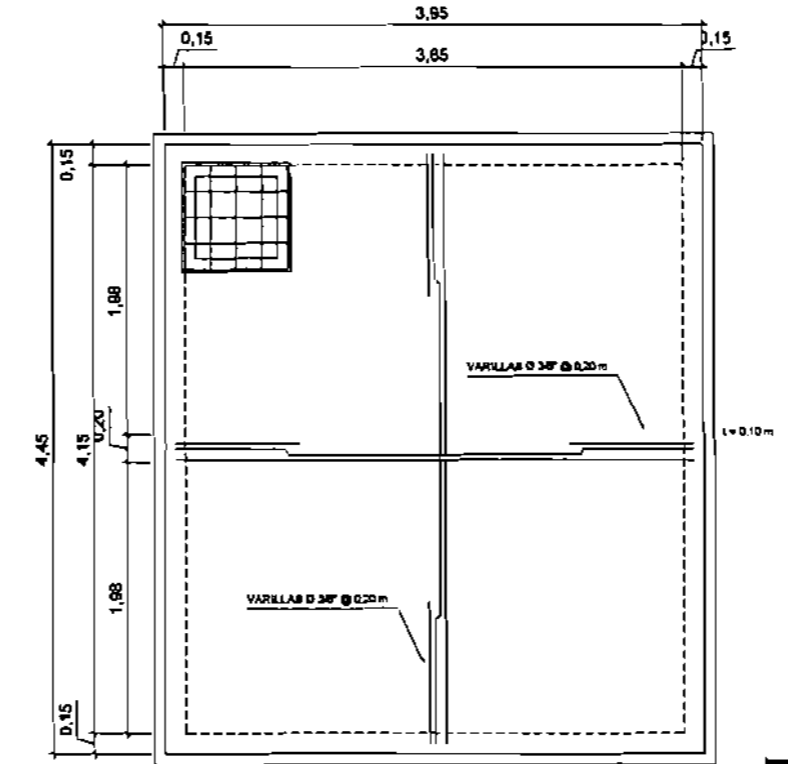
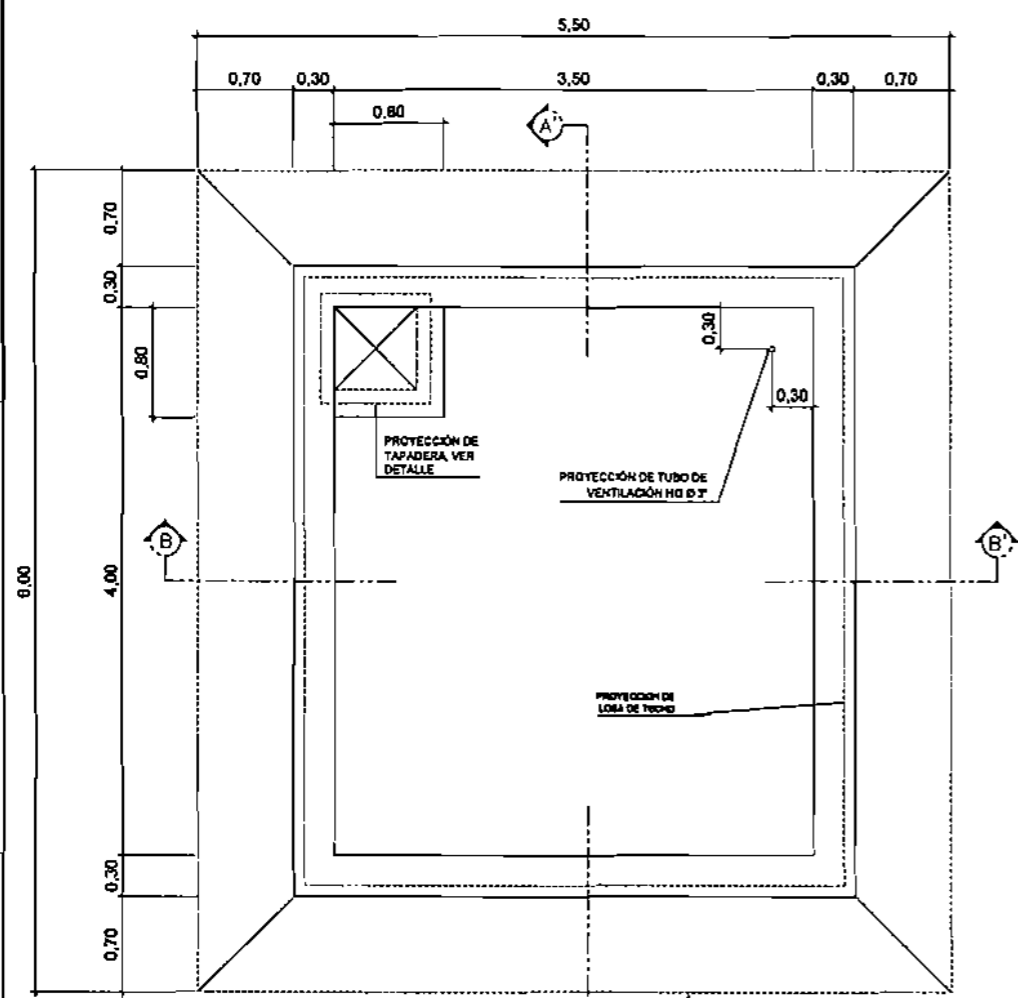
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA

ING. JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. INGENIERO
TEL. CARRÍ: 2004-12535

ING. ÁNGEL ROBERTO BAC
TEL. CARRÍ: 2004-12535

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPB. SEGUNDO SEMESTRE 2008

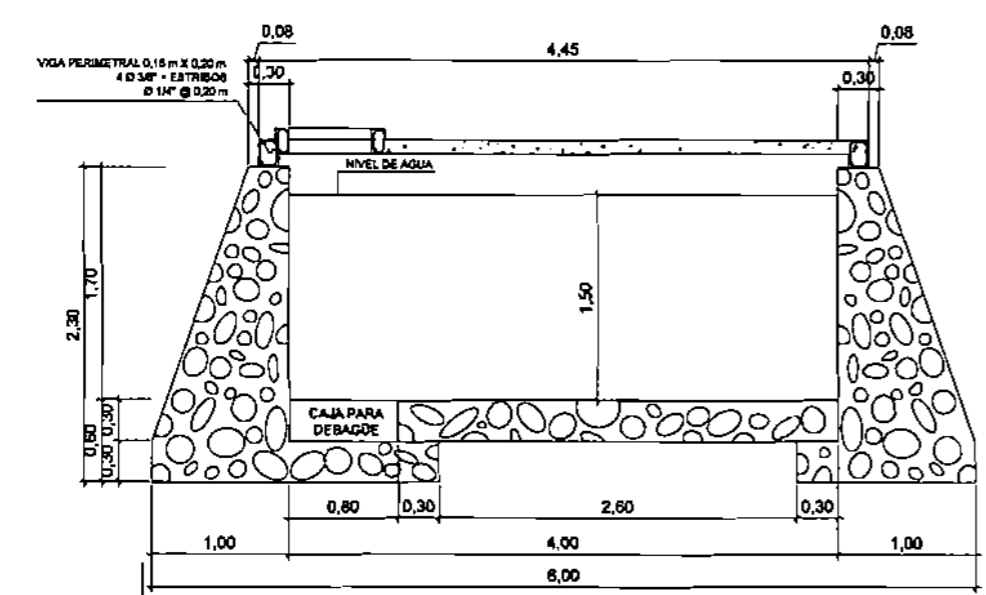
HOJA No.	15	20	Nombre	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	Apellido	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	Matrícula	2004-12535	Fecha	NOVIEMBRE 2011	Estado	INDICADA
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE SEGUNDO CENTRO RIO BLANCO, SACAPULÁN, EL QUICHÉ												
PLANTA - PERFIL												



PLANTA DEL TANQUE
TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
ESCALA 1:25

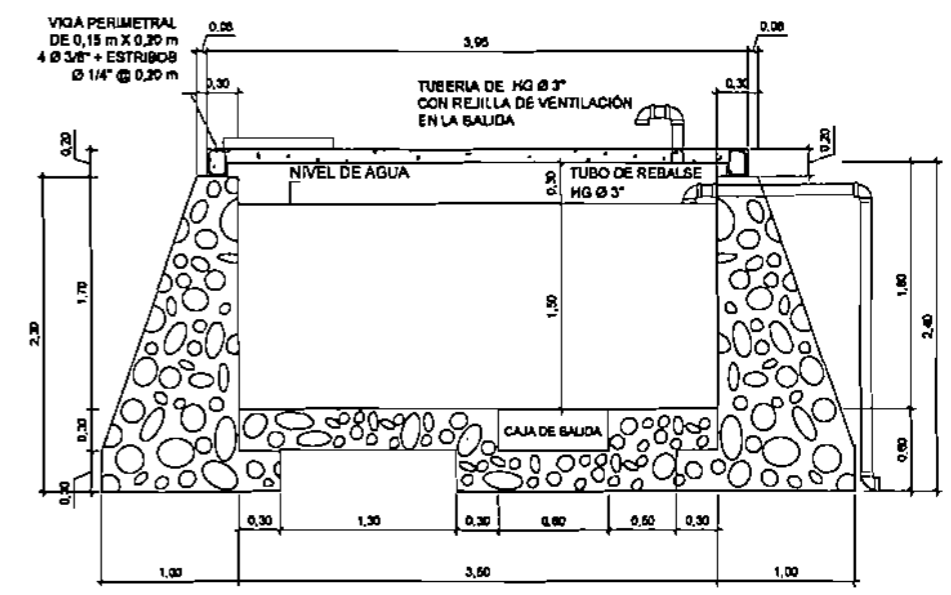
PLANTA DE LOSA SUPERIOR
TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
ESCALA 1:25

DETALLE DE TAPADERA
TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
ESCALA 1:10



ESPECIFICACIONES ACCESORIOS:

- MATERIALES:**
- 1.- CONCRETO: SE USARÁ CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESIÓN ($f'c$) DE 210 Kg/cm² (3000 lb/plg²) PARA LA LOSA SUPERIOR Y PARA LOS MUROS DE 280 Kg/cm² (4000 lb/plg²), ANSOS A LOS 28 DÍAS.
 - 2.- ACERO DE REFUERZO: SE USARÁ ACERO DE REFUERZO DE $f_y = 2810$ Kg/cm² (GRADO 40 KSI) ESPECIFICACIÓN ASTM A615.
- VARIOS:**
- 3.- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN METROS.
 - 4.- LOS RECUBRIMIENTOS SERÁN DE 2.50 cm, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO Y ESTE SE MEDIRÁ ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.
 - 5.- EL TERRENO BAJO LA LOSA DE PISO DEBERÁ SER PERFECTAMENTE APISONADO.
 - 6.- LA LOSA DEL TECHO DEBERÁ TENER UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS.
 - 7.- LOS MUROS DEBERÁN SER DE PIEDRA BOLA DE 8\"/>
 - 8.- LA SUPERFICIE DE LAS LOSAS DE CONCRETO DEBERÁN QUEDAR CERRADAS CON CEMENTO ARENA.
 - 9.- LOS MUROS DE TANQUE SERÁN DE MAMPOSTERÍA: 67% PIEDRA BOLA 33% CONCRETO 1:2:3



SECCIÓN B - B'
TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
ESCALA 1:25

SECCIÓN A - A'
TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
ESCALA 1:25

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA

ING. JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. No. DAPNE: 2004-12835

ING. ÁNGEL ROBERTO GIC No. DAPNE: 2004-12835

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS, SEGUNDO SEMESTRE 2009

Hoja No. 18 de 20

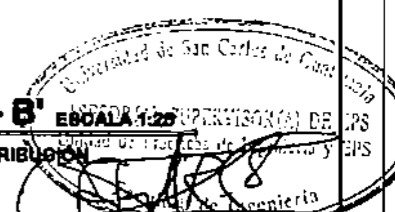
Proyecto: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Lugar: SEGUNDO CENTRO RÍO BLANCO, SACAPULÁN, EL QUiché

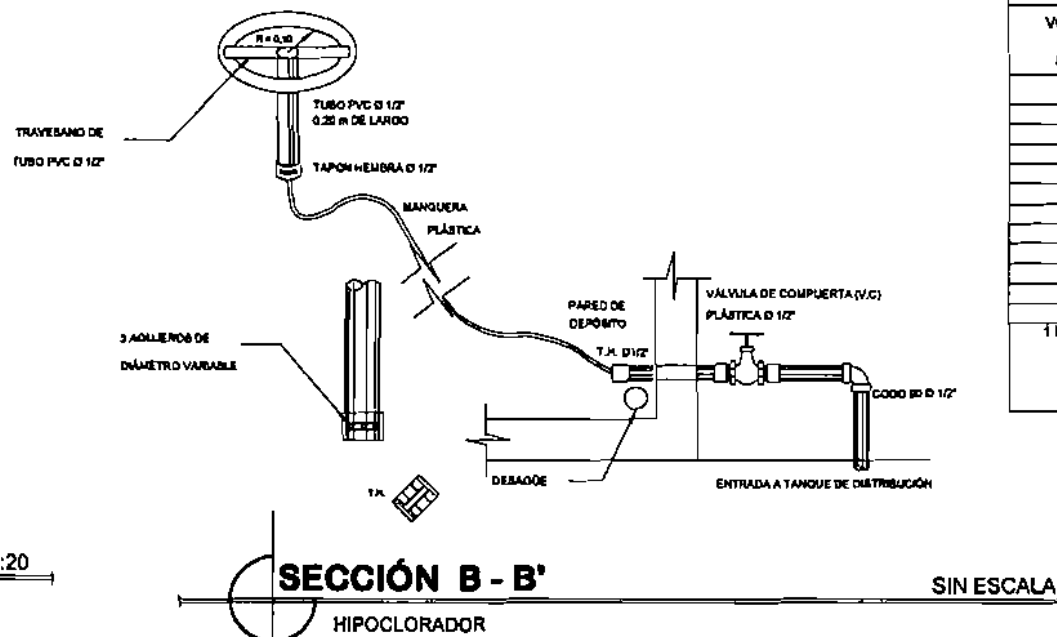
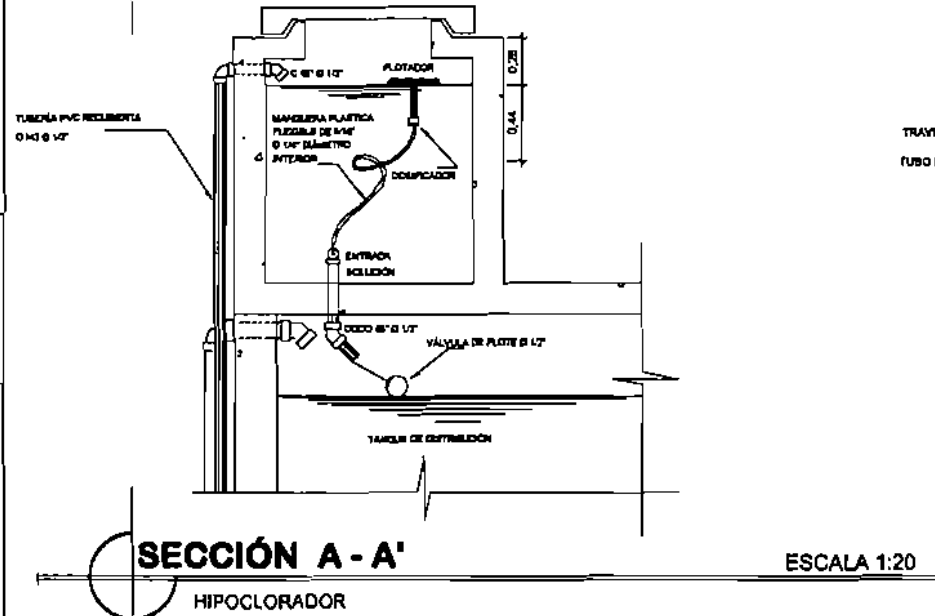
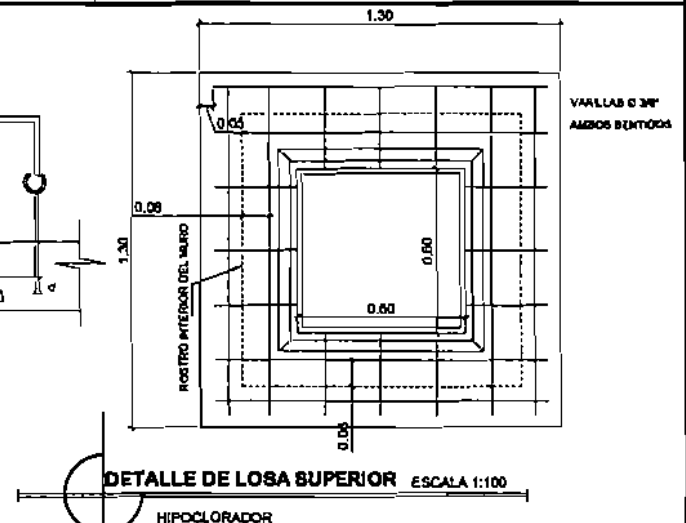
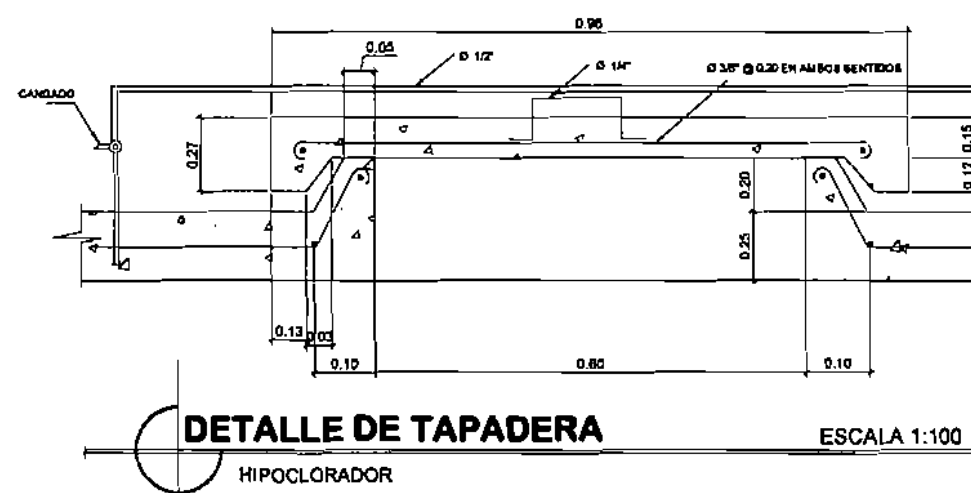
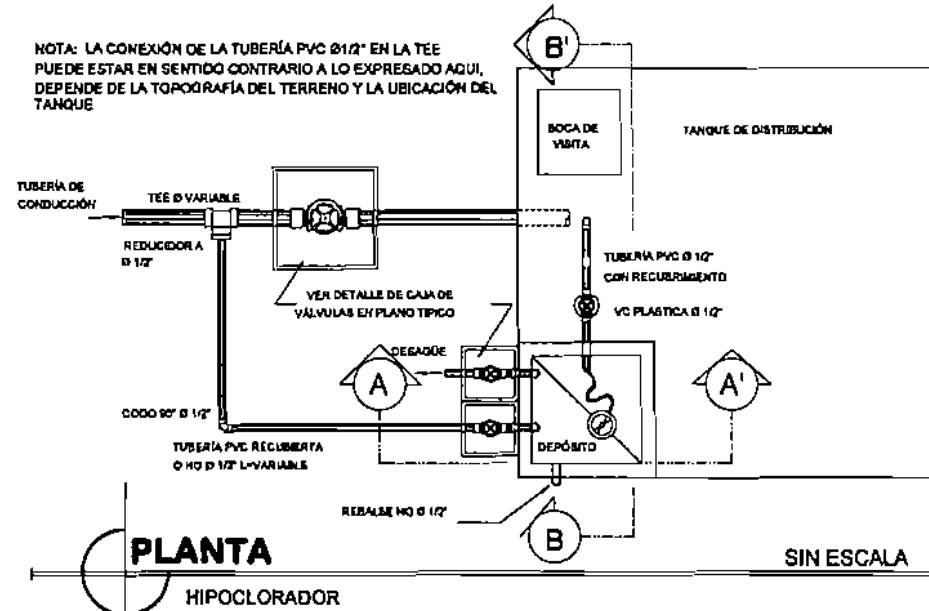
Fecha: NOVIEMBRE 2011

Para de: TANQUE DE DISTRIBUCIÓN DE 20 m³

INDICADA



NOTA: LA CONEXIÓN DE LA TUBERÍA PVC Ø 1 1/2" EN LA TEE PUEDE ESTAR EN SENTIDO CONTRARIO A LO EXPRESADO AQUÍ, DEPENDE DE LA TOPOGRAFÍA DEL TERRENO Y LA UBICACIÓN DEL TANQUE



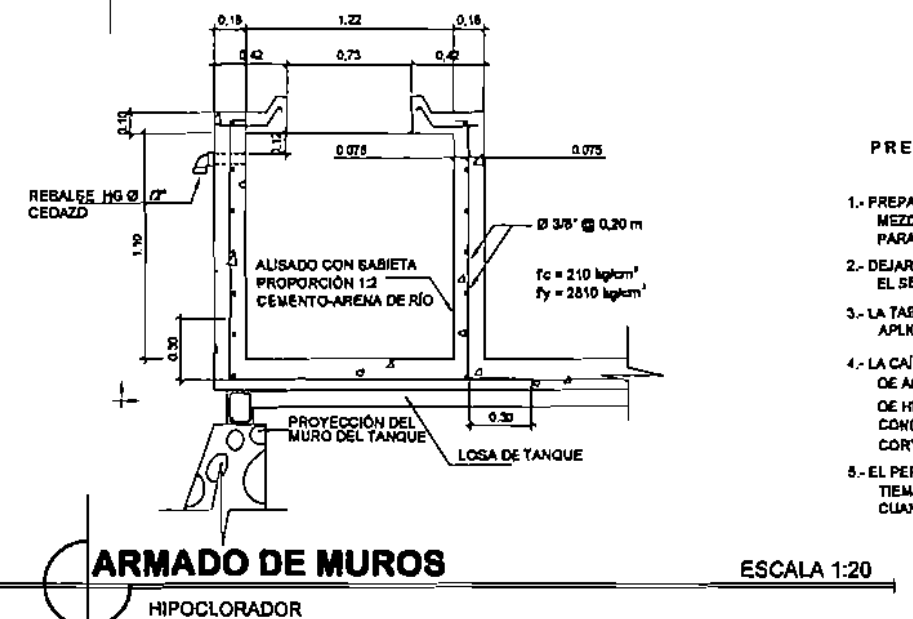
HIPOCLORITO NECESARIO PARA PREPARAR SOLUCIÓN AL 0.10%

VOLUMEN DE SOLUCIÓN REQUERIDA LITROS	CANTIDAD DE HIPOCLORITO					
	85 %	86 %	87 %	88 %	89 %	90 %
1	1,94	1,82	1,49	1,47	1,45	1,43
2	3,88	3,65	2,98	2,94	2,90	2,86
10	19,40	18,26	14,90	14,71	14,49	14,29
20	38,80	36,52	29,80	29,42	29,00	28,57
50	97,00	91,26	74,75	73,55	72,46	71,43
75	145,50	136,89	112,13	110,29	108,70	107,14
100	194,00	182,48	149,00	147,06	144,90	142,86
300	582,00	547,44	447,00	441,18	434,70	428,57
500	970,00	910,80	742,50	735,26	724,50	714,29
800	1552,00	1457,28	1188,00	1170,82	1149,60	1128,57
1000	1940,00	1824,80	1490,00	1470,82	1449,60	1428,57

1 lb = 450 gramos

VOLUMEN DEL DEPÓSITO A UTILIZARSE 1000 l
DOSIFICAR 3 LIBRAS Y 1 ONZA PARA 85%
DOSIFICAR 3 LIBRAS PARA 90%

TABLA 1



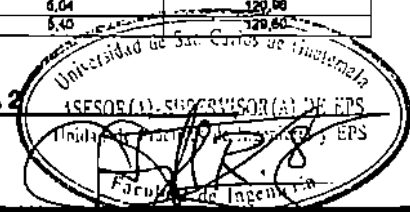
PREPARACIÓN DE LA SOLUCIÓN DE HIPOCLORADOR:
INSTRUCCIONES

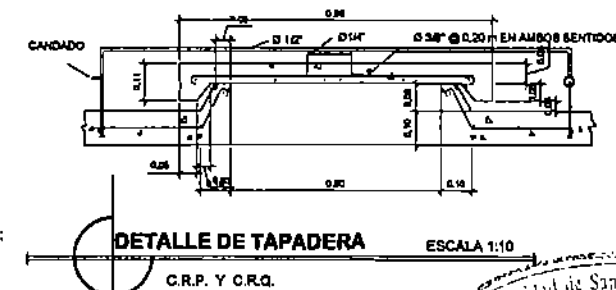
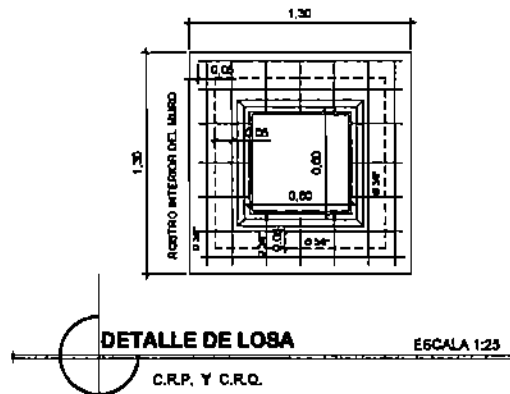
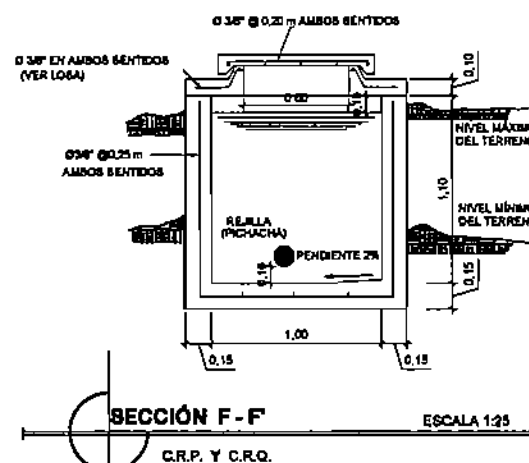
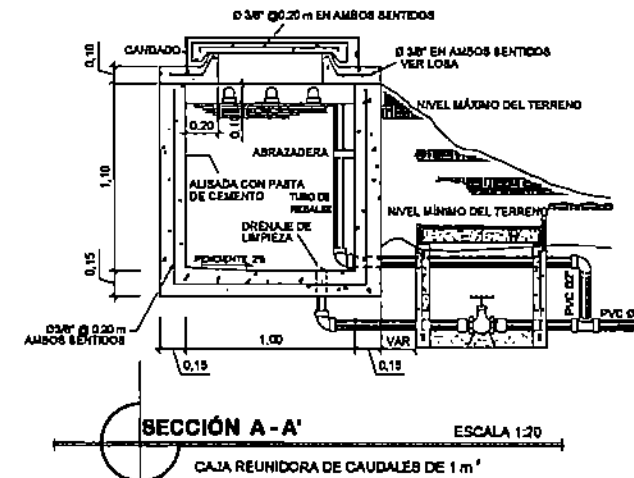
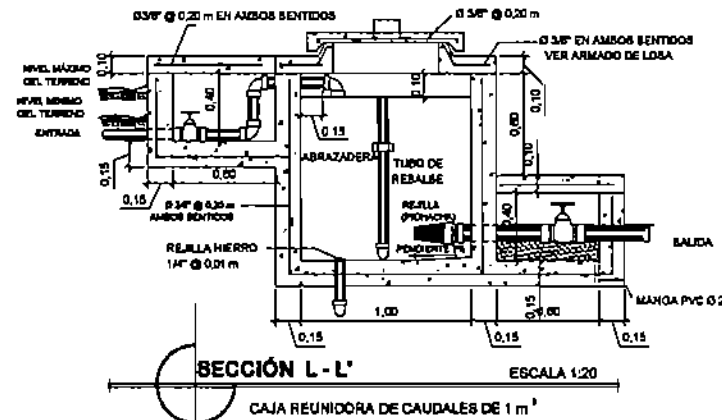
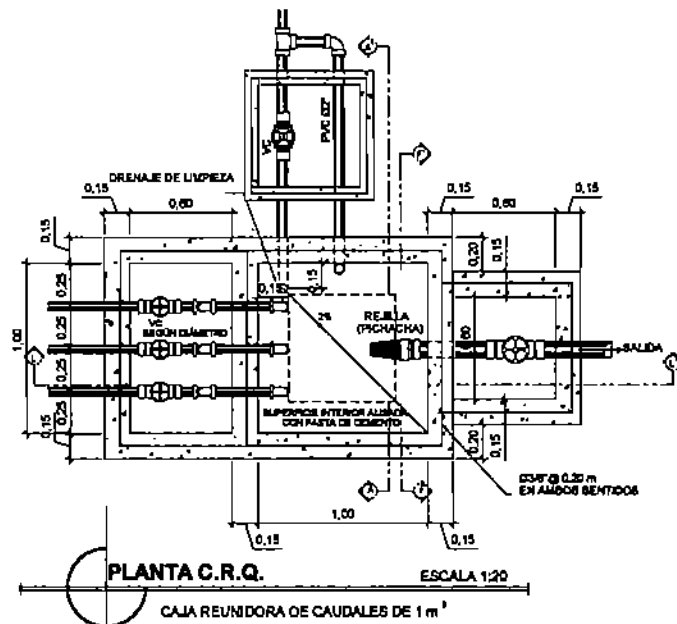
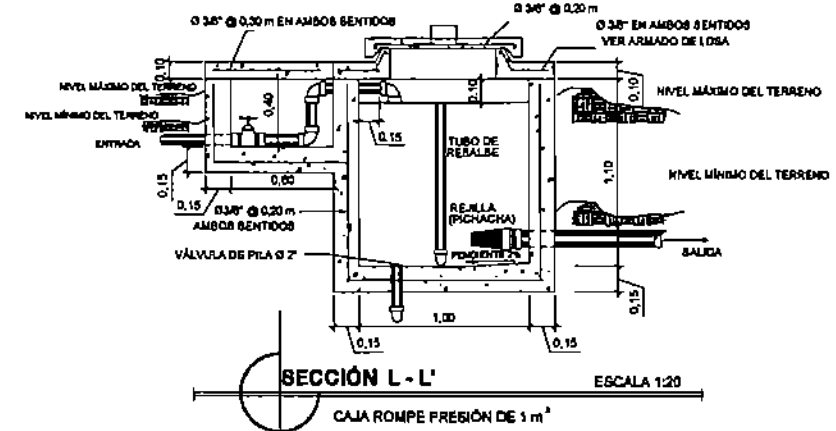
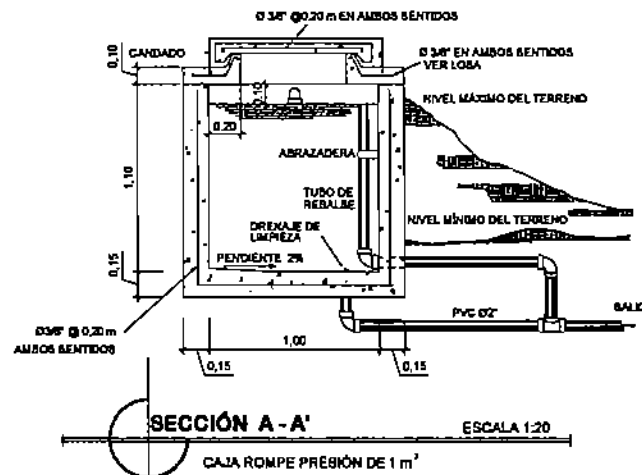
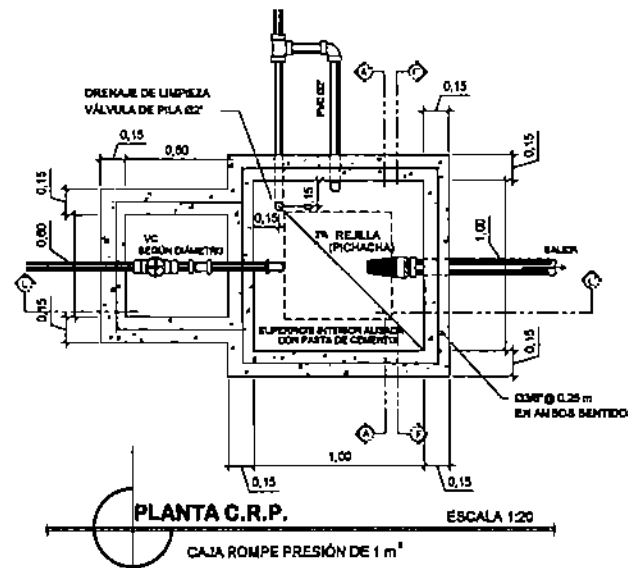
- 1.- PREPARAR LA SOLUCIÓN CONCENTRADA DE HIPOCLORITO DE SODIO EN OTRO TANQUE O DEPÓSITO MEZCLÁNDOLA PERFECTAMENTE. LA TABLA 1 INDICA LA CANTIDAD DE CLOROGENO NECESARIA PARA PREPARAR UNA SOLUCIÓN AL 0.10% (1000 ppm).
- 2.- DEJAR SEDIMENTAR LA SOLUCIÓN. EL LÍQUIDO CLARO PASARLO AL DEPÓSITO DEL HIPOCLORADOR EL SEDIMENTO DESECHARLO YA QUE ES INACTIVO Y PRODUCE TAPONAMIENTOS EN LA TUBERÍA.
- 3.- LA TABLA 2 INDICA EL VOLUMEN DE SOLUCIÓN AL 0.1% RESPECTIVAMENTE, NECESARIA PARA APLICAR DURANTE DOS DÍAS COMO MÍNIMO PARA DIFERENTES CAUDALES DE DISEÑO.
- 4.- LA CAÍDA DE LA SOLUCIÓN DE HIPOCLORITO AL TANQUE DEBERÁ SER NORMAL A LA ENTRADA DE AGUA PROCEDENTE DE LA CONDUCCIÓN, O EN OTROS PALABRAS, DEBERÁ CAER LA SOLUCIÓN DE HIPOCLORITO SOBRE EL CHORRO DE AGUA QUE ENTRA AL TANQUE PROCEDENTE DE LA CONDUCCIÓN, CON EL OBJETO DE LOGRAR UNA BUENA MEZCLA EN UN TIEMPO RELATIVAMENTE CORTO.
- 5.- EL PERÍODO DE CONTACTO EN EL TANQUE DE DISTRIBUCIÓN SERÁ COMO MÍNIMO DE DOS HORAS, TIEMPO DURANTE EL CUAL EL AGUA NO PASARÁ A LA RED DE DISTRIBUCIÓN. ESTO SÓLO SE HACE CUANDO SE INICIA EL PROCESO DE CLORACIÓN.

VOLUMEN DE SOLUCIÓN AL 0.1% QUE TIENE QUE INGRESAR AL TANQUE PARA DOSIFICAR 1 mg/l

CAUDAL DEL SISTEMA	CANTIDAD NECESARIA DE SOLUCIÓN	
l/s	l/hora	l/día
0,50	1,80	43,20
0,60	2,16	51,84
0,70	2,52	60,48
0,80	2,88	69,12
0,90	3,24	77,76
1,00	3,60	86,40
1,10	3,96	95,04
1,20	4,32	103,68
1,30	4,68	112,32
1,40	5,04	120,96
1,50	5,40	129,60

TABLA 2



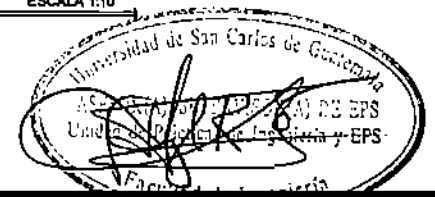


ESPECIFICACIONES C.R.P. Y C.R.Q.:

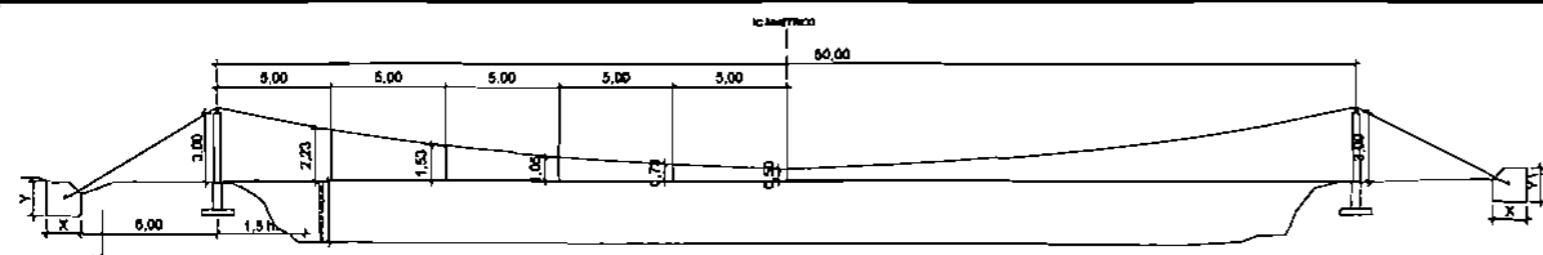
- CONCRETO f'c = 3000 psi
- ACERO DE REFUERZO fy = 40 000 psi
- EL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA DE REBALSE SERÁ MAYOR QUE EL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA DE ENTRADA Y EL MÍNIMO SERÁ 2"



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA
 VÍA DR. JOSÉ CALVO LÓPEZ No. 2004-12635 ABBACCH INTERBARRIO
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EP6. SEGUNDO SEMESTRE 2009



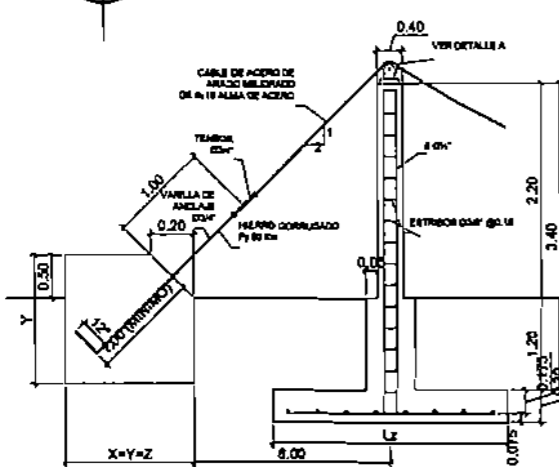
HOJA No.	18	20	18	20	18	20
Nombre	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.	JOSÉ CARLOS LÓPEZ O.
Categoría	Arquitecto	Arquitecto	Arquitecto	Arquitecto	Arquitecto	Arquitecto
Proyecto	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE					
Ubicación	SEGUNDO CENTRO RÍO BLANCO, SACAPULÁN, EL QUiché					
Fecha	NOVIEMBRE 2011					
Estado	INDICADA					
Parte de	CAJA ROMPE PRESIÓN Y CAJA REUNIDORA DE CAUDALES DE 1 m³					



PASO AÉREO TÍPICO

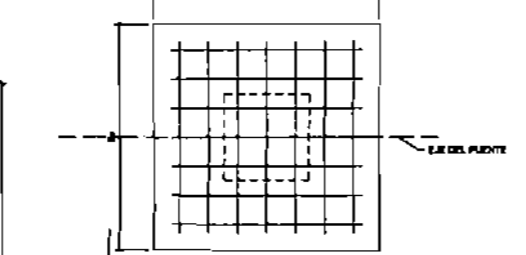
PASO AÉREO DE 50 m.

ESCALA 1:150



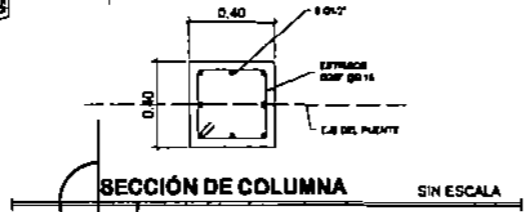
ELEVACIÓN DE COLUMNA

PASO AÉREO DE 50 m



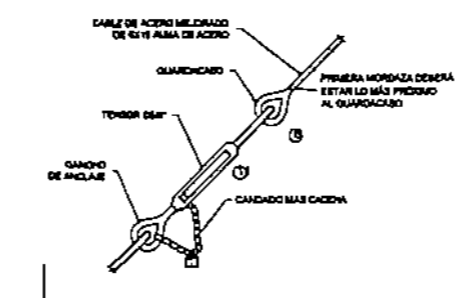
ELEVACIÓN DE ZAPATA

PASO AÉREO DE 50 m



SECCIÓN DE COLUMNA

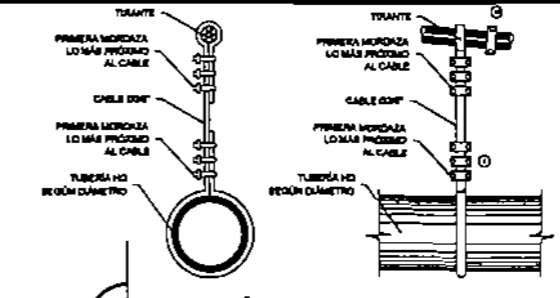
PASO AÉREO DE 50 m



DETALLE DEL TENSOR

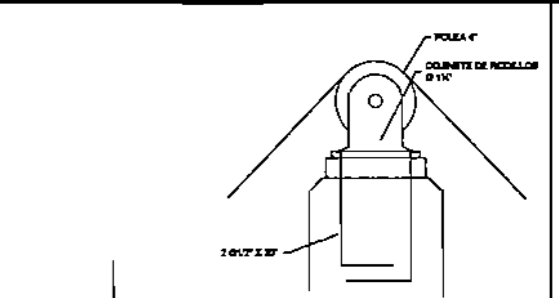
PASO AÉREO DE 50 m

DIÁMETRO DE TUBERÍA				
	2"	3"	4"	6"
Lx	1.10	1.30	1.50	1.80
Bx	1.00	1.00	1.00	1.00
REFUERZO EN BZ	5 Ø 1/2"	5 Ø 1/2"	6 Ø 1/2"	9 Ø 1/2"
REFUERZO EN LZ	5 Ø 1/2"	6 Ø 1/2"	8 Ø 1/2"	12 Ø 1/2"
X=Y=Z	1.40	1.50	1.75	2.10
Ø CABLE	1/2"	1/2"	1/2"	5/8"



SUSPENSIÓN DEL CABLE

PASO AÉREO DE 50 m



APOYO DEL CABLE

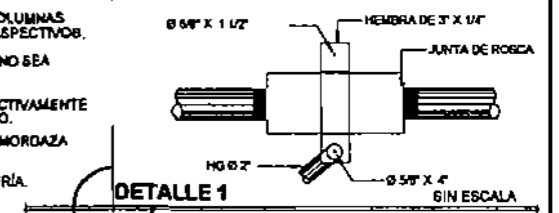
PASO AÉREO DE 50 m

ESPECIFICACIONES PASOS AÉREOS:

- A. MATERIALES**
- CONCRETO: SE USARÁ CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A LA COMPRESIÓN DE 210 kg/cm² (3000 lb/pulg²) A LOS 28 DÍAS PARA LA FUNDICIÓN DE LAS COLUMNAS, ZAPATAS Y ANCLAJES.
 - ACERO DE REFUERZO: SE USARÁ REFUERZO GRADO 40 800 psf.
 - CABLE DE ALAMBRE: SE USARÁ CABLE DE ACERO DE ARADO MEJORADO COMPUESTO DE 8 CORDONES DE 18 ALAMBRES POR CORDÓN CON ALMA DE ACERO CON UN DIÁMETRO SEGÚN PARA CADA USO.
- B. VARIOS**
- EL NIVEL DE CIMENTACIÓN DE LAS ZAPATAS DEBERÁ SER EL MISMO PARA AMBAS COLUMNAS, Y ESTAS ÚLTIMAS QUEDARÁN PERFECTAMENTE ALINEADAS CON LOS MUERTOS RESPECTIVOS.
 - LA ESTRUCTURA HA SIDO CALCULADA PARA UN SUELO CUYA CAPACIDAD SOPORTE NO SEA MENOR DE 15.00 ton/m².
 - EL RECUBRIMIENTO EN LAS COLUMNAS Y ZAPATAS SERÁ DE 0.04 m Y 0.075 m RESPECTIVAMENTE Y ESTE SE MEDIRÁ ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.
 - LAS MORDAZAS DE EMPALME SE DEBERÁN COLOCAR DE MODO QUE LA BASE DE LA MORDAZA SE HALLE EN CONTACTO CON LA PROLONGACIÓN DEL CABLE.
 - EL PASO AÉREO HA SIDO DISEÑADO PARA EL USO EXCLUSIVO DEL PASO DE LA TUBERÍA.
 - A LOS GANCHOS DE ANCLAJE SE LES DEBERÁN APLICAR DOS MANOS DE PINTURA ANTICORROSIVA.
 - TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN METROS.
 - TODOS LOS EXTREMOS DEL CABLE DEBERÁN PROTEGERSE CON 8 A 10 VUELTAS DE ALAMBRE GALVANIZADO.
 - SI EL TERRENO TIENE PENDIENTE, LA LOCALIZACIÓN DEL MUERTO ESTARÁ DEFINIDA CONSIDERANDO QUE EL CABLE TIENE UNA INCLINACIÓN CON RELACIÓN: 1 VERTICAL, 2 HORIZONTAL.

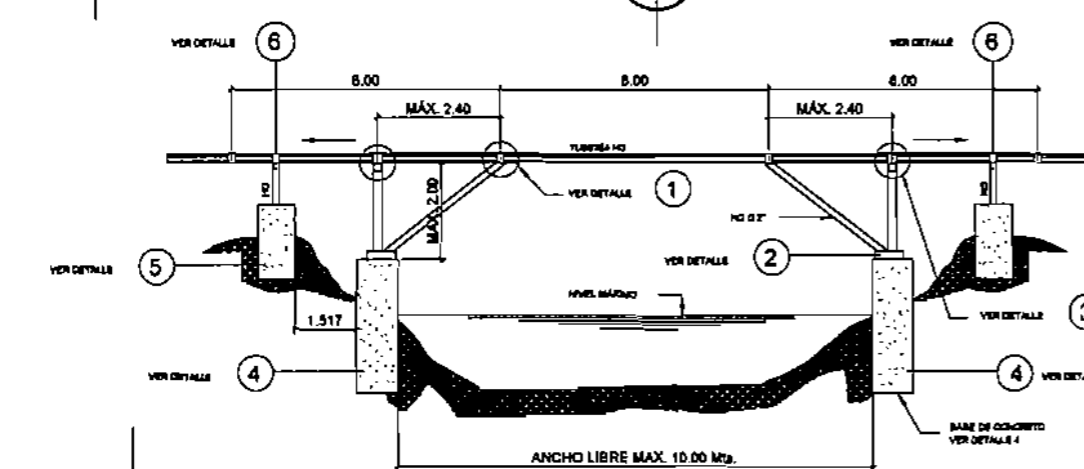
TENSORES TRANSVERSALES

PASO AÉREO DE 50 m



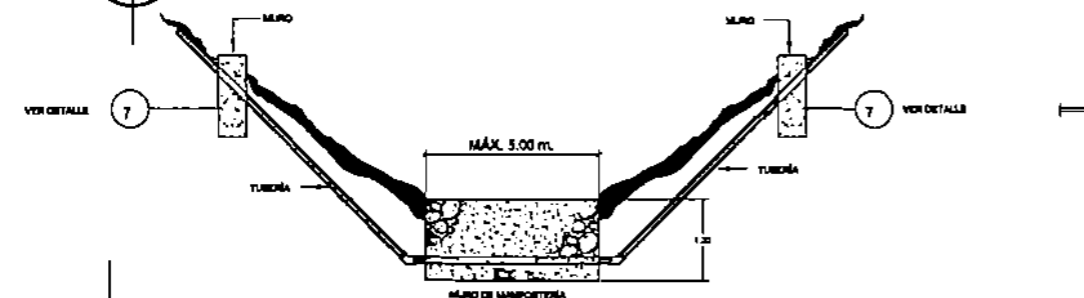
DETALLE 1

PASO DE ZANJÓN TÍPICO



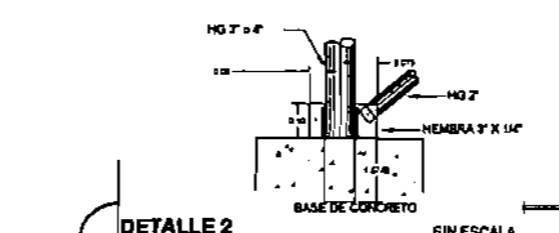
DETALLE LONGITUDINAL

PASO DE ZANJÓN TÍPICO



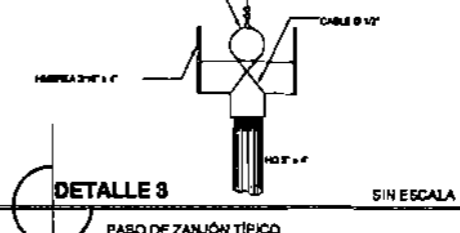
DETALLE LONGITUDINAL

PASO DE ZANJÓN PARA TERRAPLEN SUAVE



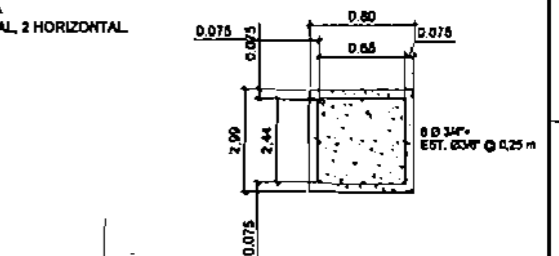
DETALLE 2

PASO DE ZANJÓN TÍPICO



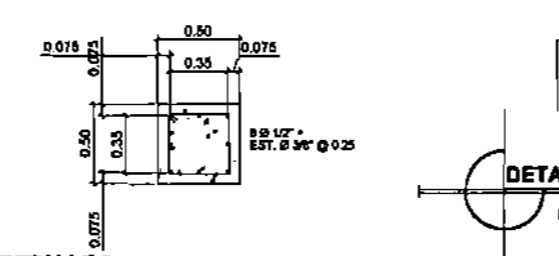
DETALLE 3

PASO DE ZANJÓN TÍPICO



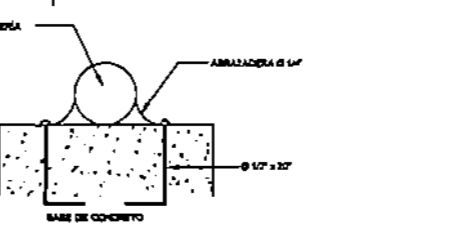
DETALLE 4

PASO DE ZANJÓN TÍPICO



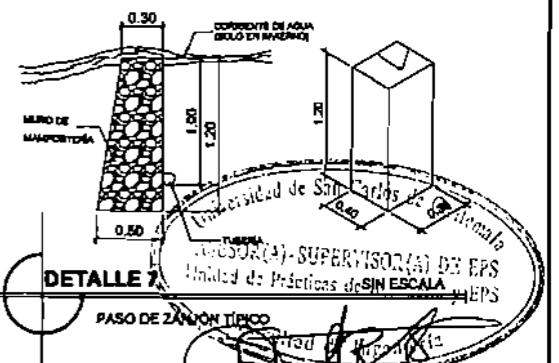
DETALLE 5

PASO DE ZANJÓN TÍPICO



DETALLE 6

PASO DE ZANJÓN TÍPICO



DETALLE 7

PASO DE ZANJÓN TÍPICO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA

PROF. JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. INGENIERO

PROF. ING. ÁNGEL ROBERTO SICA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS, SEGUNDO SEMESTRE 2009

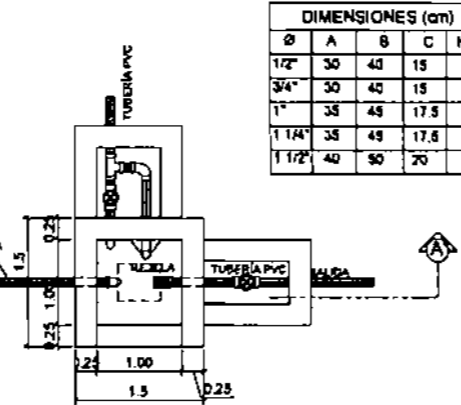
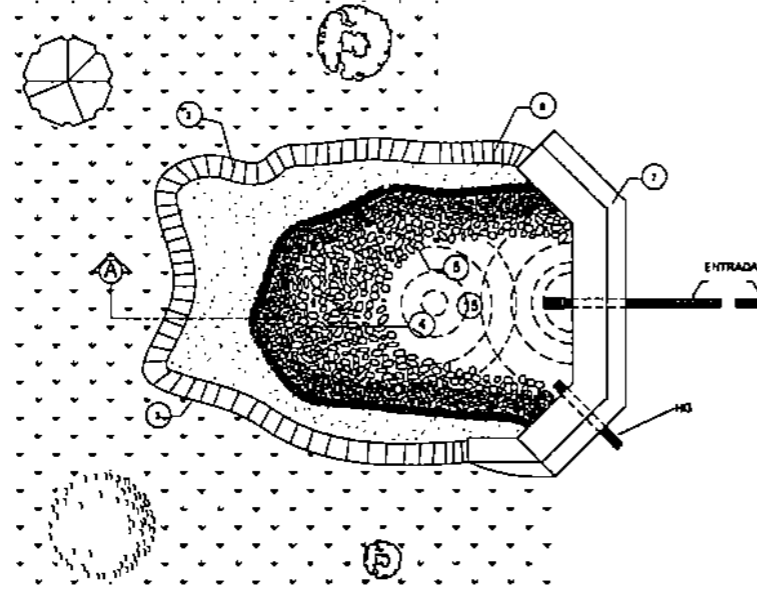
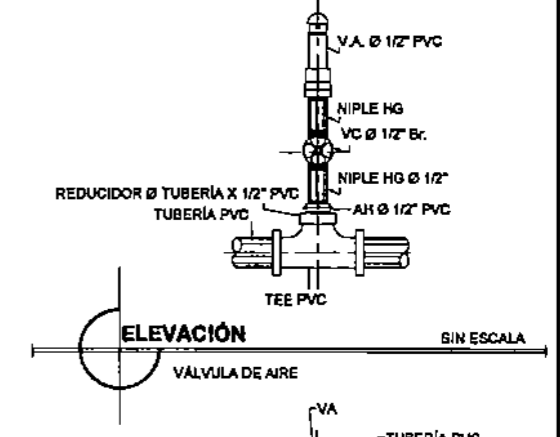
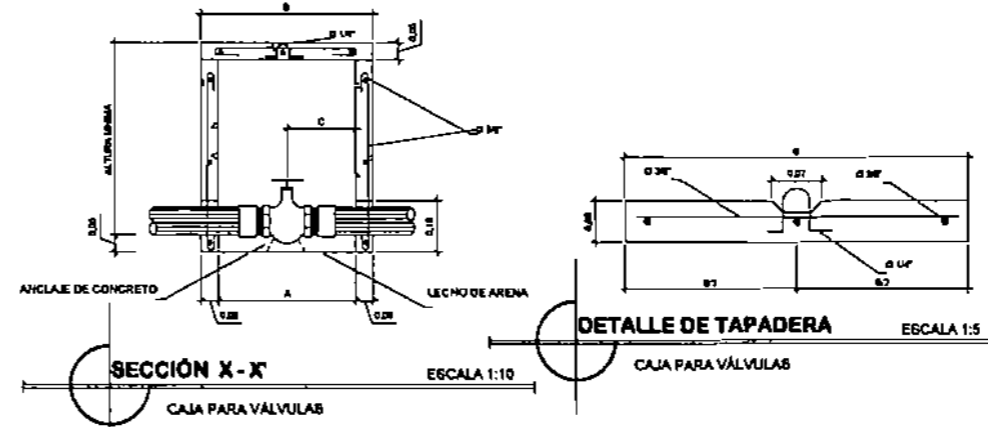
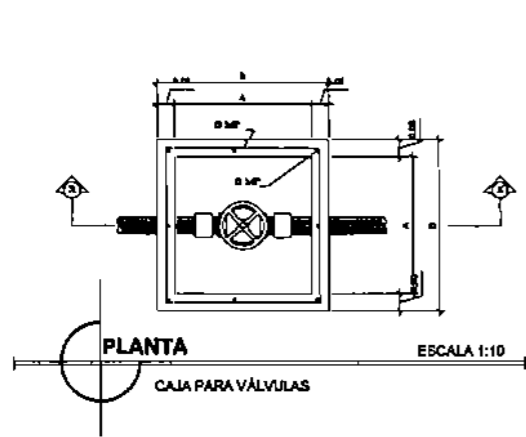
NOVA No. 19/20

PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

UNIDAD DE PRÁCTICAS DE EPS

NOVIEMBRE 2011

PASO AÉREO DE 50 m Y PASOS DE ZANJÓN

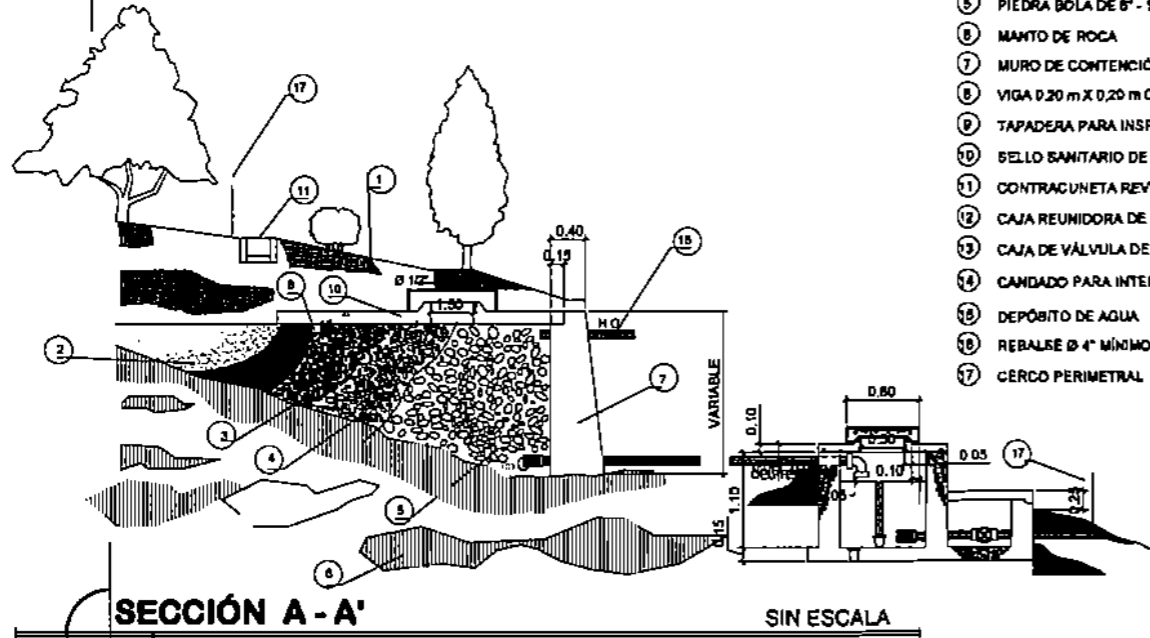
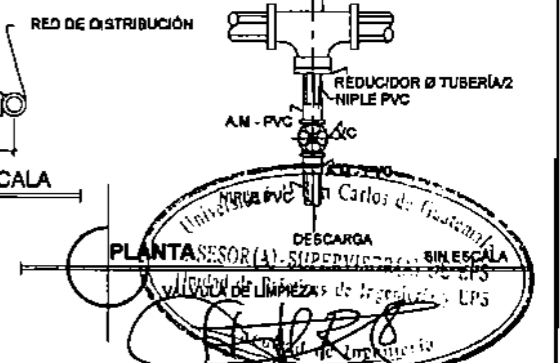
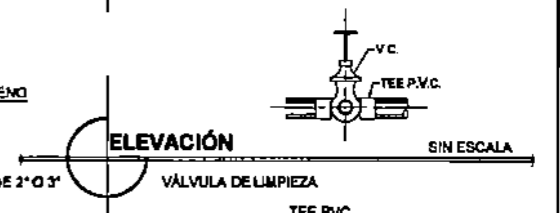
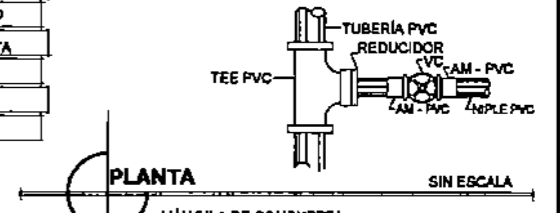
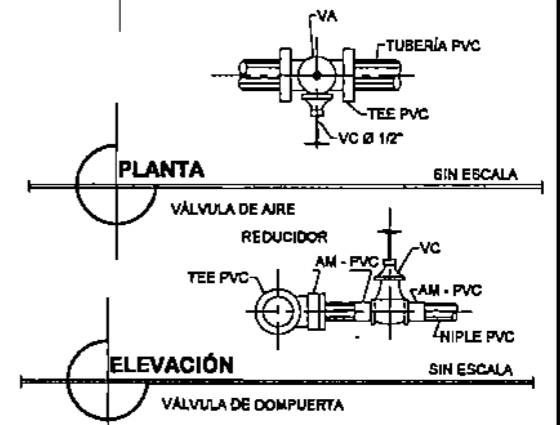


DIMENSIONES (cm)				
Ø	A	B	C	H MIN.
1/2"	30	40	15	30
3/4"	30	40	15	30
1"	35	45	17.5	45
1 1/4"	35	45	17.5	45
1 1/2"	40	50	20	50

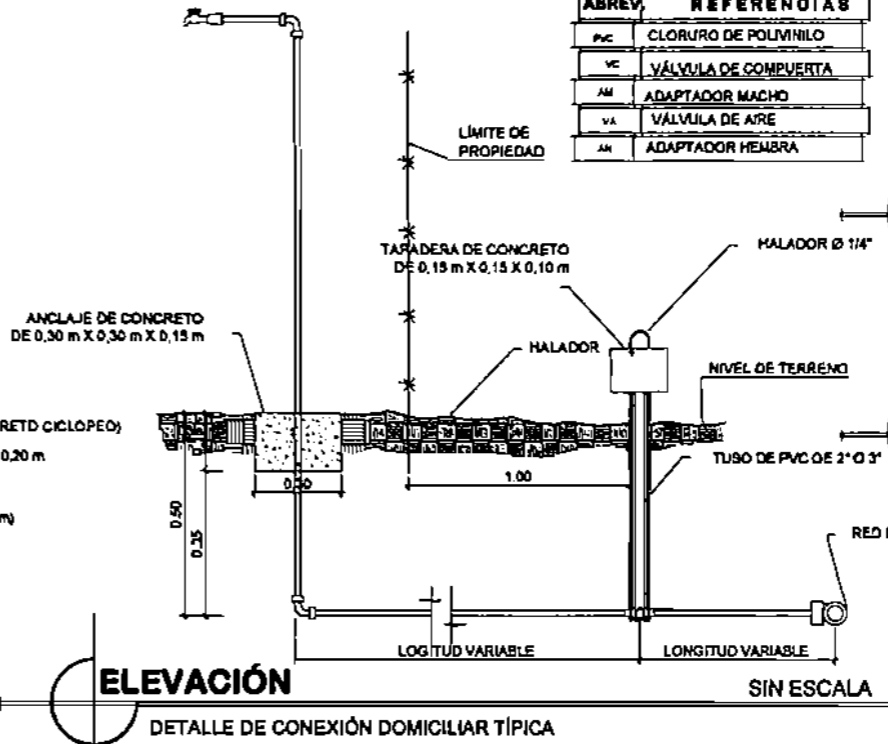
ESPECIFICACIONES DE ACCESORIOS:

- LA VÁLVULA DE AIRE Y COMPUERTA SERÁ Ø 1" PARA TUBERÍA PRINCIPAL
- LA VÁLVULA DE GLOBO SERÁ Ø 1", NO ESTÁ INDICADO EL DETALLE
- TODAS LAS VÁLVULAS DE LIMPIEZA Y DE GLOBO SERÁN VÁLVULAS DE COMPUERTA, LAS CUALES SE PROTEGERÁN CON CAJAS DE CONCRETO, PIEDRA O LADRILLO TAYUYO, SEGUN SE INDICUE EN LAS ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO.
- EL DIÁMETRO DE LA VÁLVULA DE LIMPIEZA SERÁ LA MITAD DEL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA DE CONDUCCIÓN
- LAS VÁLVULAS SE ASIENTARÁN SOBRE UN LECHO DE ARENA PARA FACILITAR EL DRENAJE
- LAS CAJAS Y TAPADERAS SE CONSTRUIRÁN DE CONCRETO f'c = 210 kg/cm²
- EL HIERRO DE REFUERZO SERÁ DE Ø 3/8"
- TODAS LAS PAREDES IRÁN ALIZADAS CON GABIETAS PROPORCIÓN 1 CEMENTO, 2 ARENA DE RÍO

ABREV.	REFERENCIAS
PVC	CLORURO DE POLIETILENO
VC	VÁLVULA DE COMPUERTA
AM	ADAPTADOR MACHO
VA	VÁLVULA DE AIRE
AM	ADAPTADOR HEMBRA



- 1 TERRENO NATURAL
- 2 ACUÍFERO
- 3 GRAVA 1/2"
- 4 GRAVA 3"
- 5 PIEDRA BOLA DE 8" - 10" DE DIÁMETRO
- 6 MANTO DE ROCA
- 7 MURO DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERÍA (CONCRETO CICLOPEO)
- 8 VIGA 0.20 m X 0.20 m CON 4 Ø 3/8" + EST. Ø 1/4" Ø 0.20 m
- 9 TAPADERA PARA INSPECCIÓN
- 10 SELLO SANITARIO DE CONCRETO (ESPESOR 0.05 m)
- 11 CONTRACUNETTA REVESTIDA
- 12 CAJA REUNIDORA DE CAUDALES
- 13 CAJA DE VÁLVULA DE COMPUERTA
- 14 CANDADO PARA INTERPERIE
- 15 DEPÓSITO DE AGUA
- 16 REBALSE Ø 4" MÍNIMO
- 17 CERCO PERIMETRAL



ESPECIFICACIONES CAPTACIÓN:

- LA TUBERÍA QUE CONDUCE EL AGUA DE LA GALERÍA A LA CAJA DE CAPTACIÓN DEBE DISEÑARSE PARA EL CAUDAL MÁXIMO QUE PRODUCE LA FUENTE.
- EL REBALSE DE Ø 4" DEBE SER INSTALADO A UN MÍNIMO DE 0.05 m ABAJO DE LA COTA MÁS BAJA DEL BROTE DEL MANANTIAL PARA EVITAR RECARGAS EN EL MISMO.
- LA CONSTRUCCIÓN DE LA VIGA (VER CORTE A-A') QUEDARÁ A CRITERIO DEL CONSTRUCTOR CUANDO SE CONSIDERE NECESARIO.
- EL DESFOQUE DEL REBALSE DEBE ESTAR PROTEGIDO CON REJILLA DE AGUJEROS Ø = 1/4"

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA

ING. JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. T. 1004-12635
ING. JOSÉ CARLOS LÓPEZ O. T. 1004-12635

ING. ÁNGEL ROBERTO GIC
NOVIEMBRE 2011

INDICADA

HOJA NO. 20

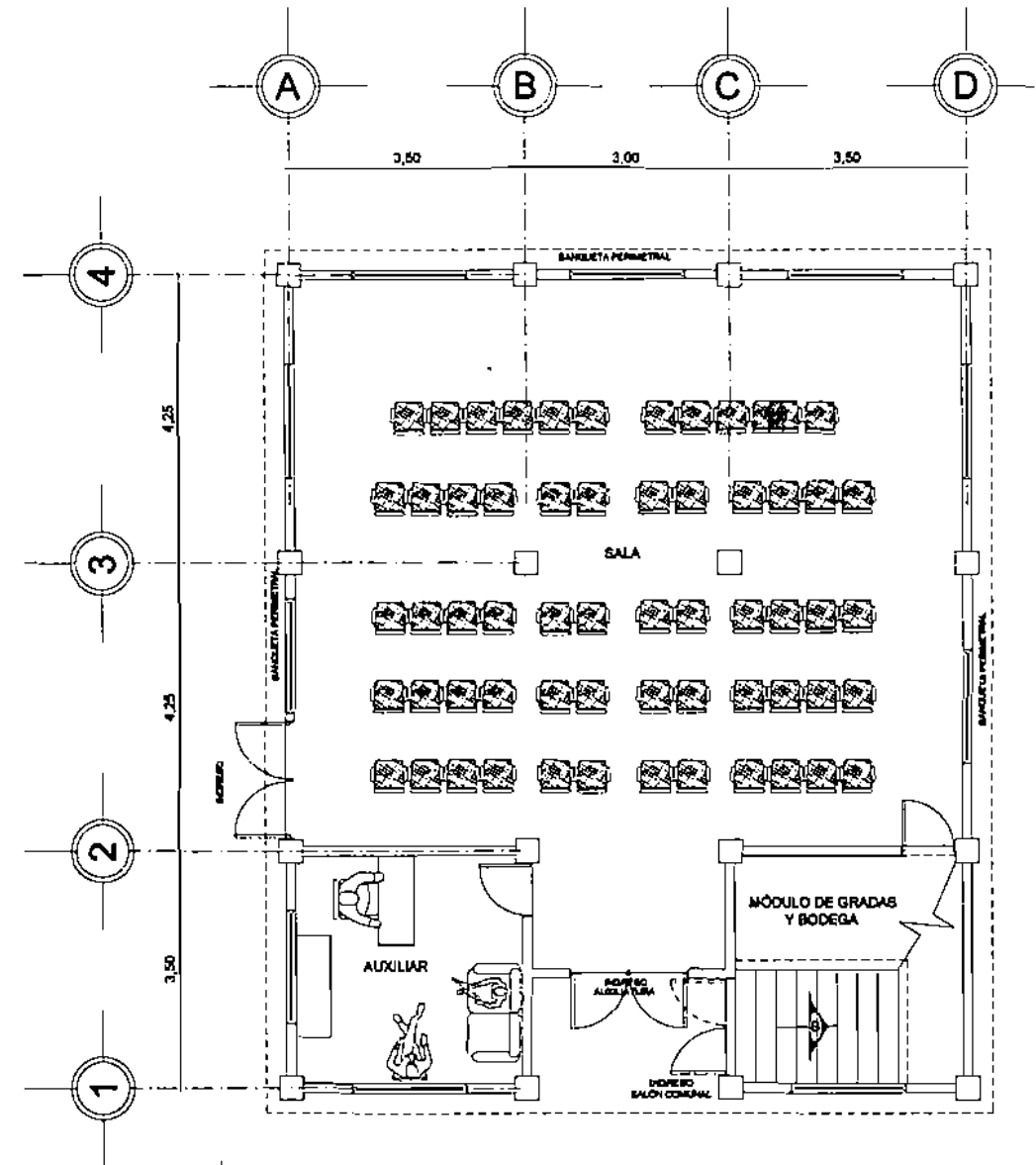
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

UBICACIÓN: SEGUNDO CENTRO ISO BLANCO, SACAPULÁN, EL QUiché

FECHA DE EMISIÓN: NOVIEMBRE 2011

INDICADA

DESCARGA
PLANTA SESOR (A) - SUPERVISOR
VÁLVULA DE LIMPIEZA de Inspección LPS



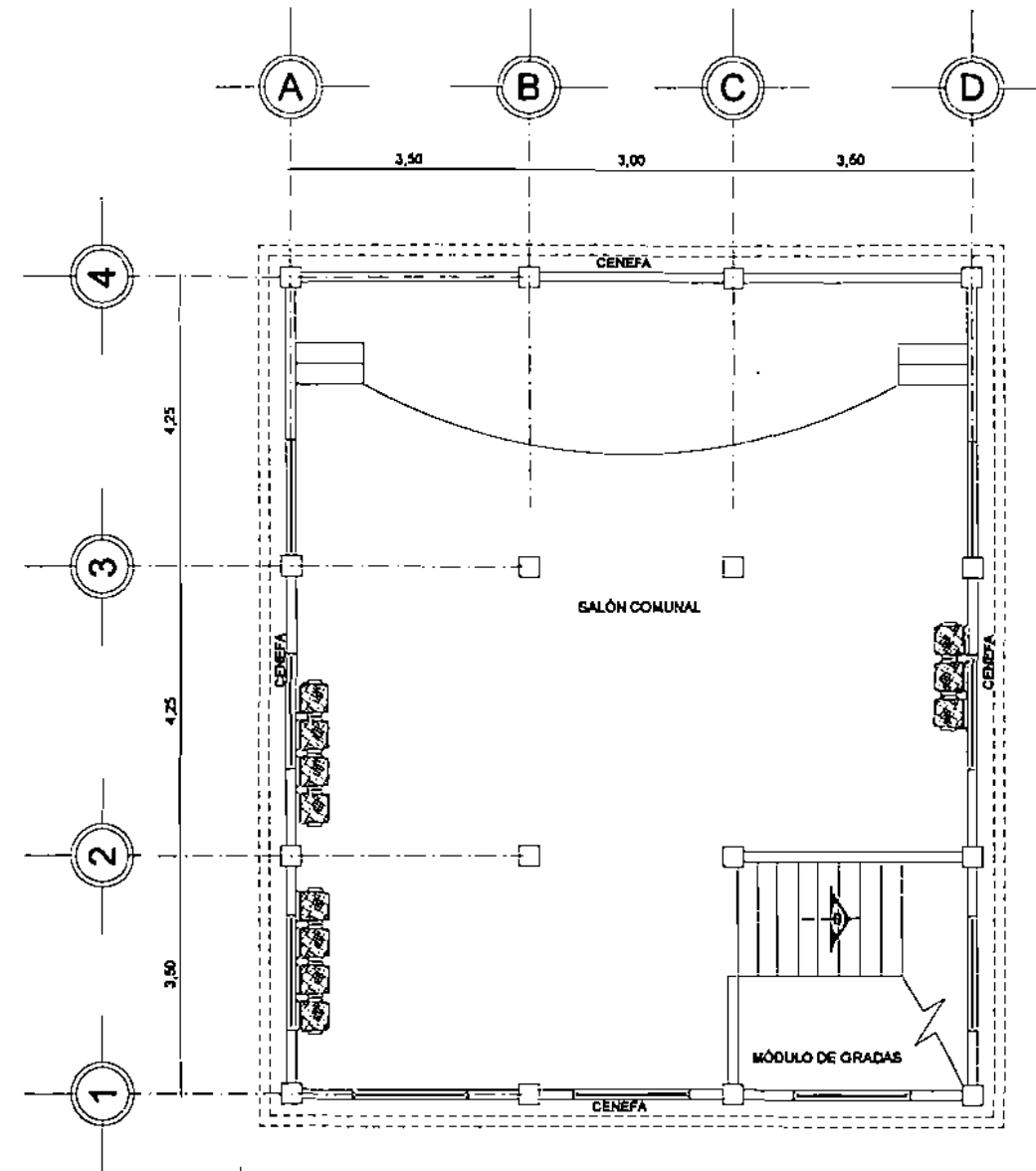
PLANTA ARQUITECTONICA

AUXILIATURA PRIMER NIVEL
ARQUITECTURA

ESCALA 1:60



INDICA SUBIDA O BAJADA DE GRADAS



PLANTA ARQUITECTONICA

AUXILIATURA SEGUNDO NIVEL
ARQUITECTURA

ESCALA 1:60



PROYECTO
EDIFICIO MODELO PARA AUDIATORIA MUNICIPAL
MUNICIPIO DE SACAPULAS, EL QUICHÉ
ARQUITECTURA
PLANO DE

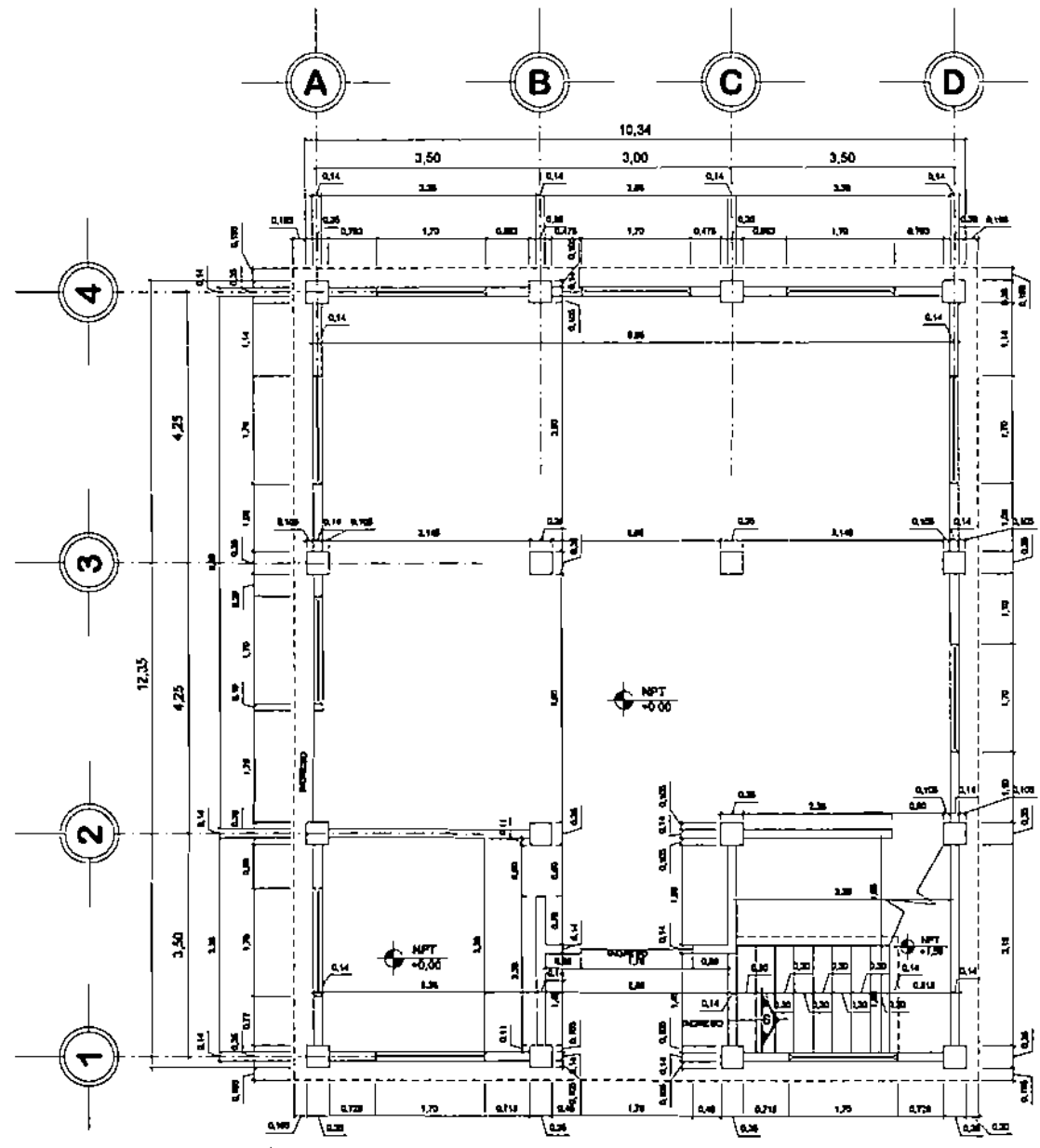
JOSÉ CARLOS LÓPEZ	Diseño
JOSÉ CARLOS LÓPEZ	Detalle
JOSÉ CARLOS LÓPEZ	Diseño
2004 - 12935	Carpeta
ING. ANGELO R. SIC	Fecha
NOVIEMBRE 2011	Escala
INDICADA	

HQJA No.

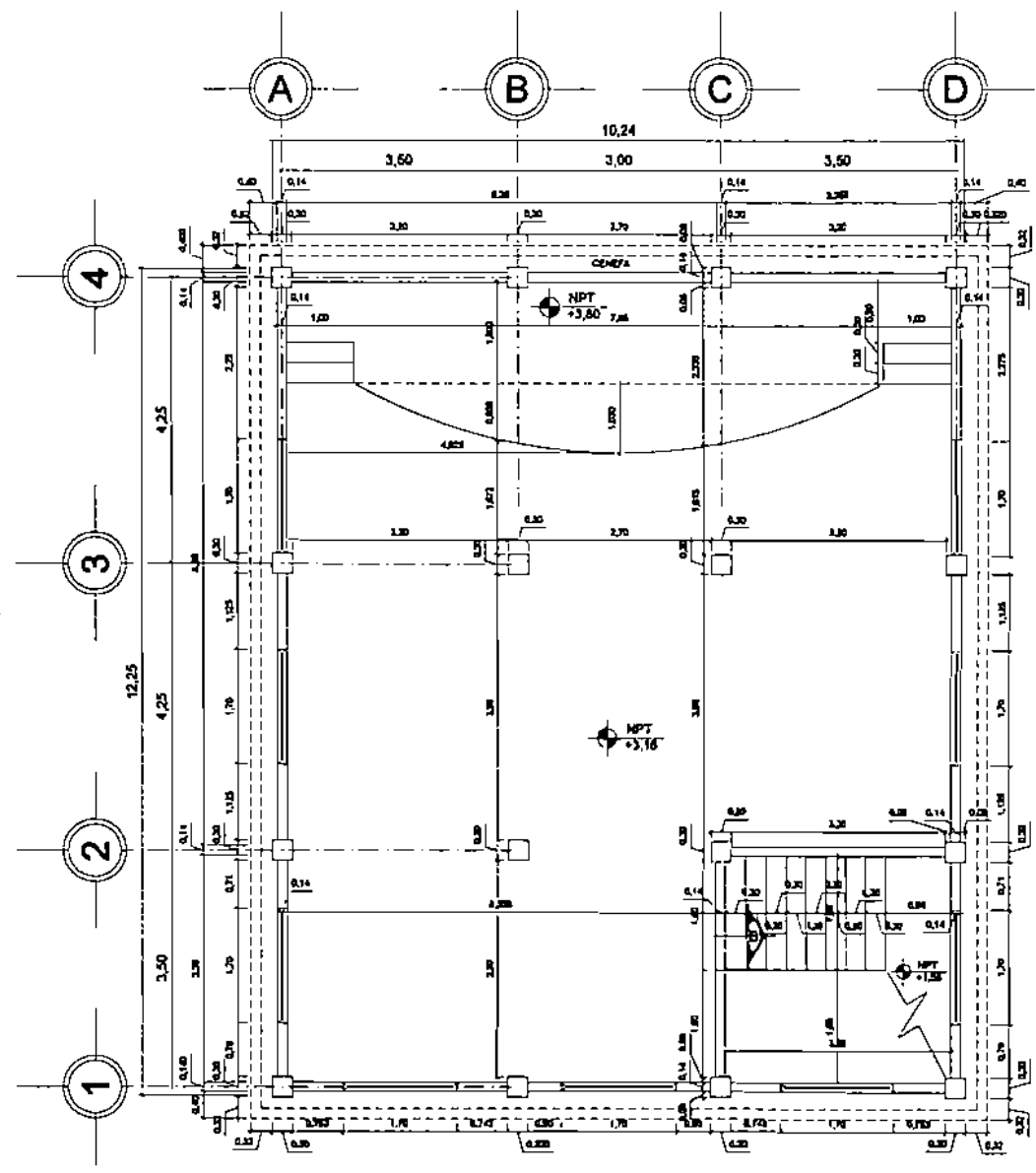
Facultad de Ingeniería
Instituto Tecnológico de Guatemala
Escuela de Ingeniería y EPS
Escuela de Ingeniería y EPS

ING. JOSÉ CARLOS LÓPEZ
ING. ANGELO R. SIC
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS 2do SEMESTRE 2008





PLANTA ACOTADA
 AUXILIATURA PRIMER NIVEL
 ACOTADA
 EBCALA 1:50



PLANTA ACOTADA
 AUXILIATURA SEGUNDO NIVEL
 ARQUITECTURA
 ESCALA 1:50

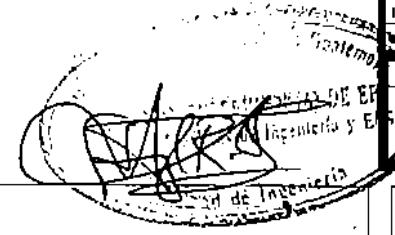
NPT
 +0,10 INDICA NIVEL DE PISO TERMINADO



PROYECTO
 EDIFICIO MODELO PARA AURILLATURA MUNICIPAL
 MUNICIPIO DE SACAPULAS, EL QUICHÉ
 PLANTA ACOTADA

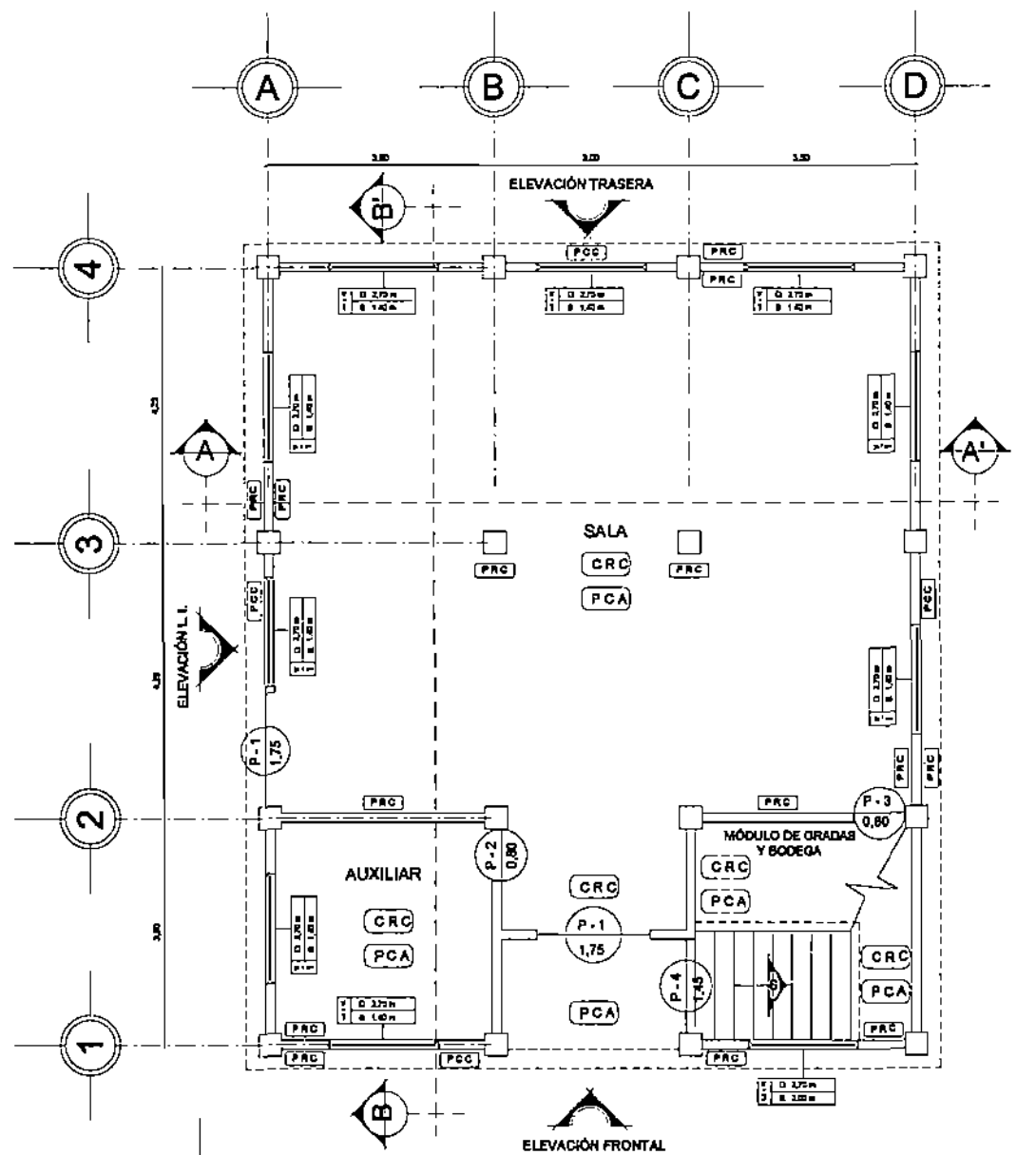
JOSÉ CARLOS LÓPEZ
 JOSÉ CARLOS LÓPEZ
 JOSÉ CARLOS LÓPEZ
 2004 - 12835
 ING. ÁNGEL R. SIC
 NOVIEMBRE 2011
 INDICADA

H.C. No.
 02
 15



EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPB 2do SEMESTRE 2008

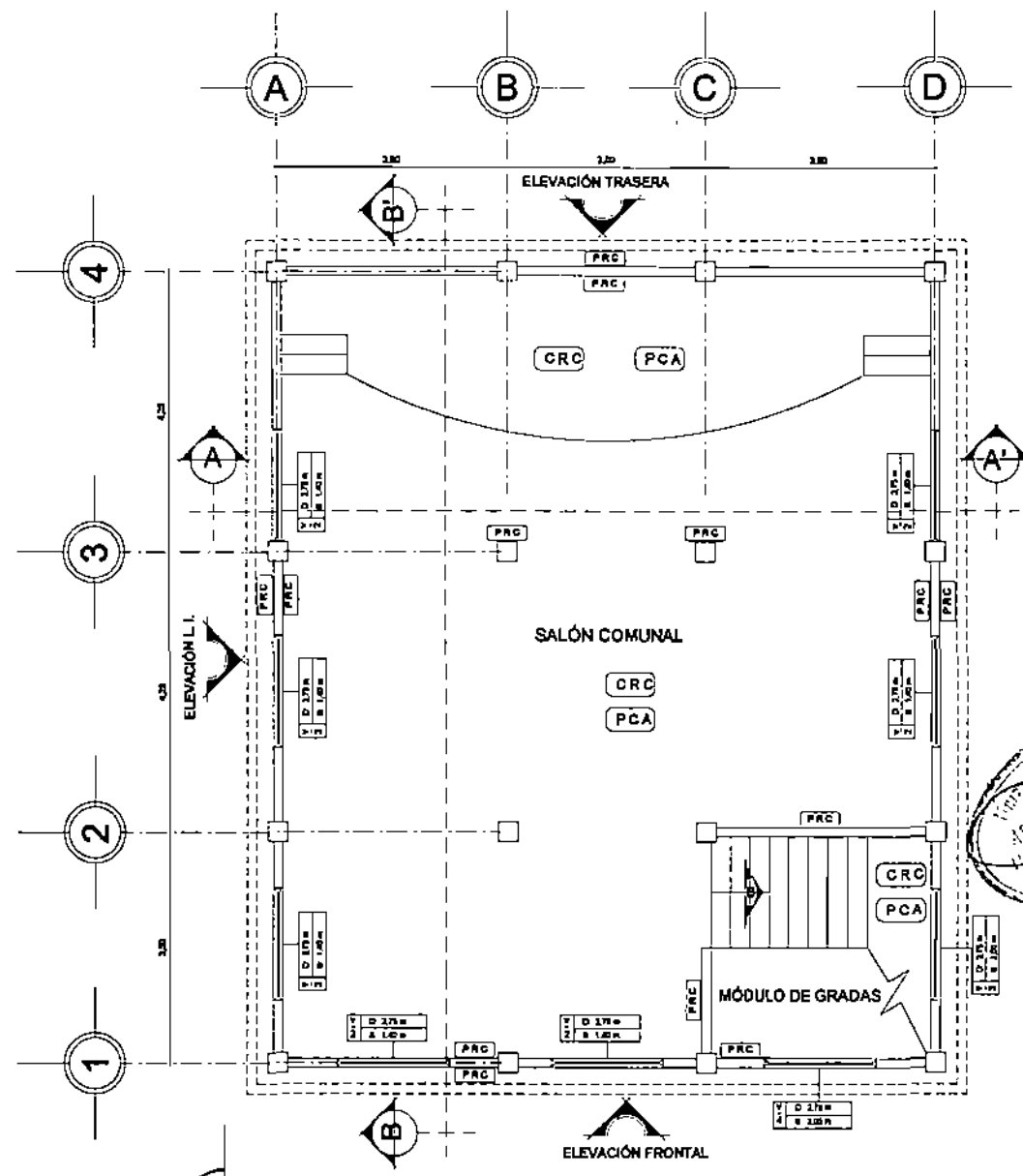




PLANTA DE ACABADOS

AUXILIATURA PRIMER NIVEL ACABADOS

ESCALA 1:50



PLANTA DE ACABADOS

AUXILIATURA SEGUNDO NIVEL ARQUITECTURA

ESCALA 1:50

ESPECIFICACIONES DE ACABADOS:

- TODO EL PISO INTERIOR Y DE INGRESO SERÁ DE TORTA DE CEMENTO ALIZADO DE 0,08 m DE ESPESOR SOBRE UNA BASE DE MATERIAL SELECTO DE 0,04 m DE ESPESOR.
- LA BANQUETA PERIMETRAL SERÁ DE PLANCHAS DE CONCRETO CERNIDO FUNDIDAS EN SITU, DE 0,08 m DE ESPESOR.
- TODAS LAS PAREDES SE LEVANTARÁN CON BLOCK POMEZ SEGUN ESPECIFICACIONES ESTRUCTURALES.
- TODOS LOS SILLARES SERÁN ARMADOS Y FUNDIDOS EN SITU CON ACABADOS DE REPELLO Y CERNIDO.

ESPECIFICACIONES DE PUERTAS Y VENTANAS:

- PUERTAS DE METAL DE TUBO CUADRADO DE 2" X 2" + LÁMINA DE ACERO CALIBRE 3/16" PINTADA CON DOS MANOS DE PINTURA ANTICORROSIVA COLOR A ESCOGER + DOS MANOS DE PINTURA DE ACEITE COLOR A ESCOGER.
- VENTANERÍA DE METAL CON ANGULAR DE 1" X 1/8" + TEE DE 1" + ANGULAR DE 3/4" X 1/8" CON VIDRIO TRANSPARENTE DE 5 mm PINTADA CON DOS MANOS DE PINTURA ANTICORROSIVA COLOR A ESCOGER + DOS MANOS DE PINTURA DE ACEITE COLOR A ESCOGER.

PLANILLA DE VENTANAS

TIPO	ANCHO	ALTURA	SILLAR	DINTEL	MATERIAL	CANT.
V-1	1,70 m	1,30 m	1,40 m	2,70 m	METAL	9
V-2	1,70 m	1,35 m	1,40 m	2,70 m	METAL	7
V-3	1,70 m	0,70 m	2,00 m	2,70 m	METAL	1
V-4	1,70 m	0,70 m	2,03 m	2,75 m	METAL	2

PLANILLA DE PUERTAS

TIPO	ANCHO	ALTURA	CANT.	MATERIAL	S.L.	DESCRIPCIÓN
P-1	1,75 m	2,10 m	2	METAL	0,90 m	DOBLE HOJA
P-2	0,80 m	2,10 m	1	METAL	-	SIMPLE
P-3	0,80 m	1,20 m	1	METAL	-	SIMPLE
P-4	1,45 m	2,10 m	1	METAL	0,50 m	DOBLE HOJA

NOMENCLATURA

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
(P-1)	INDICA TIPO DE PUERTA INDICA ANCHO DE PUERTA
(V-1)	INDICA TIPO DE VENTANA (DINTEL Y SILLAR)
(PCA)	INDICA PISO DE CONCRETO ALIZADO DE 0,08 m DE ESPESOR
(PCO)	INDICA ACABADO DE PISO EXTERIOR DE CONCRETO CERNIDO
(CRC)	INDICA ACABADO DE CIELO CON REPELLO + CERNIDO
(PRC)	INDICA ACABADO DE PARED CON REPELLO + CERNIDO
(ELEVACIÓN I.)	INDICA TIPO DE ELEVACIÓN
(CORTE)	INDICA CORTE

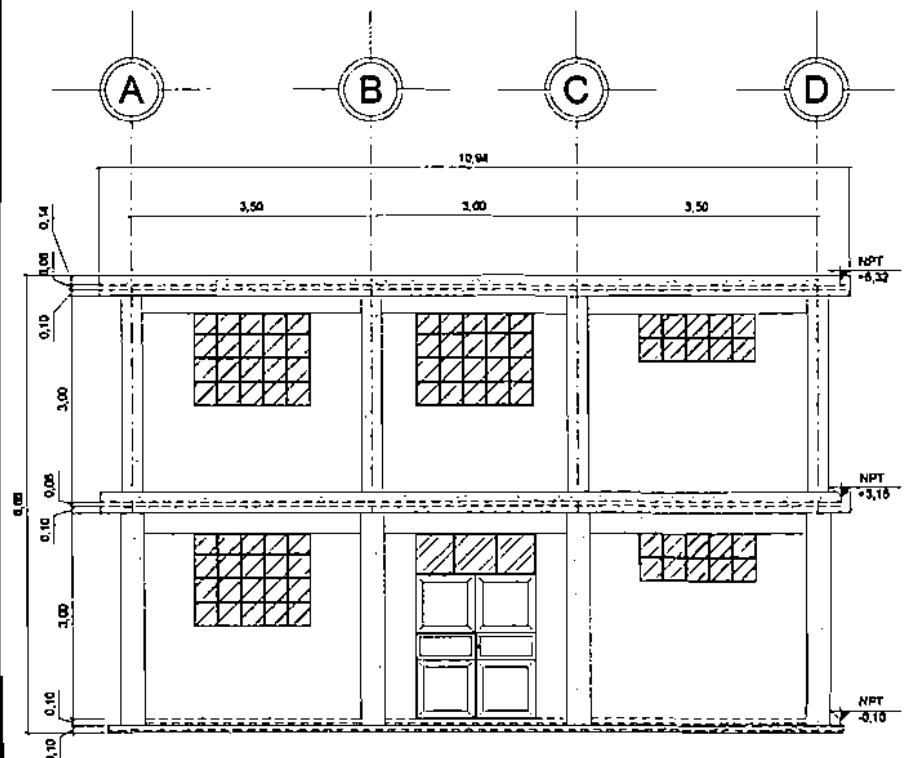


PROYECTO: EDIFICIO MODELO PARA AURTIATURA MUNICIPAL MUNICIPIO DE SACAPULAS, EL QUICHÉ

ACABADOS

ING. JOSÉ CARLOS LÓPEZ
 JOSÉ CARLOS LÓPEZ
 2004-12836
 ING. ÁNGEL R. SIC
 NOVIEMBRE 2011
 HOJA No. 03 / 15

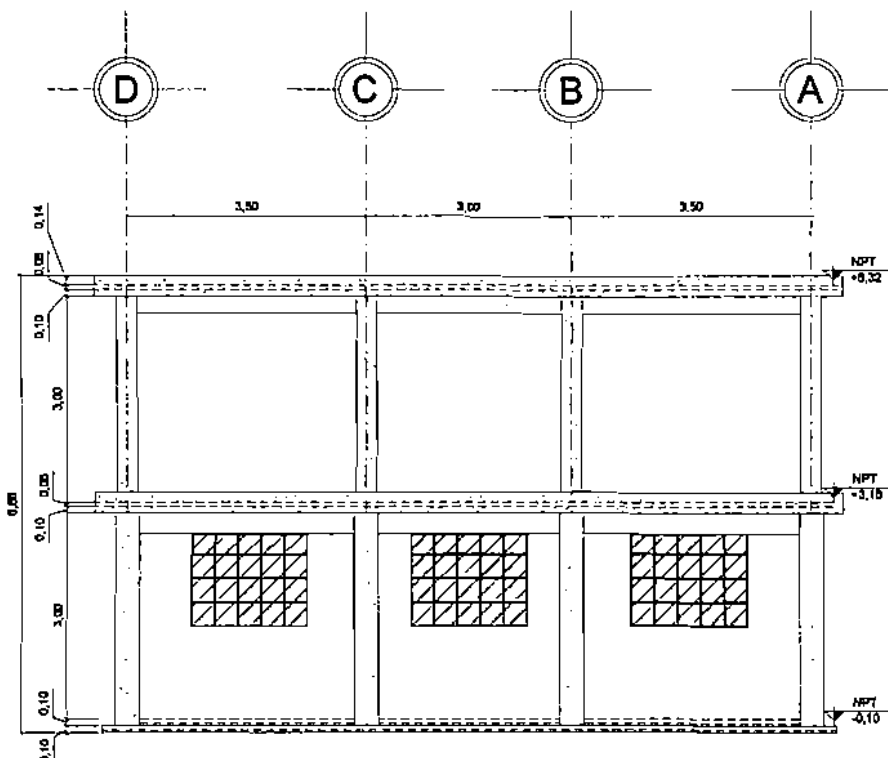




ELEVACIÓN FRONTAL

ESCALA 1:50

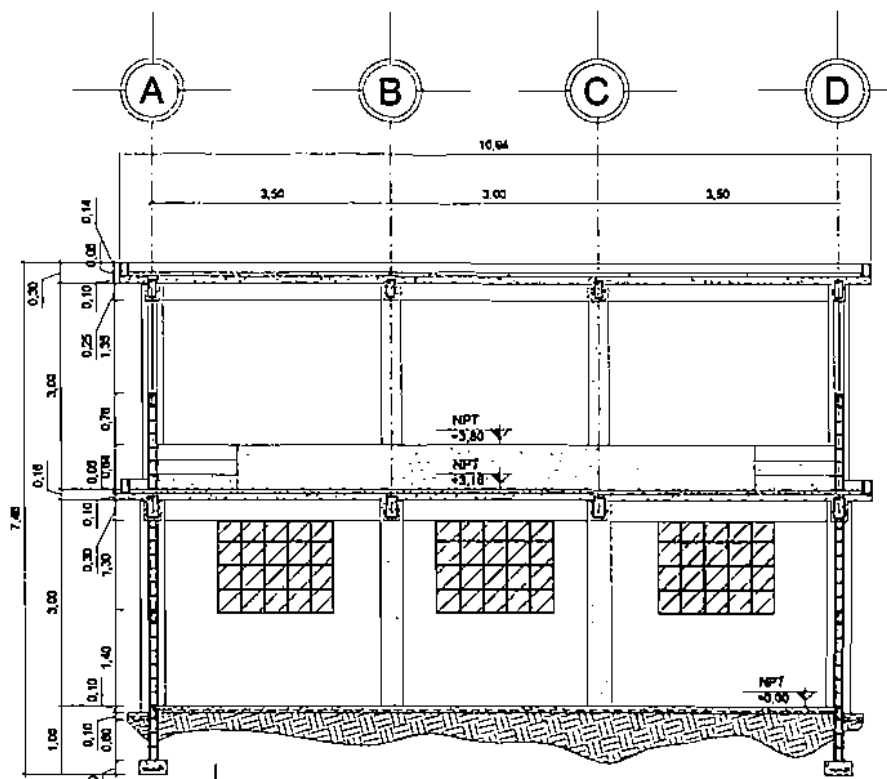
AUXILIATURA



ELEVACIÓN TRASERA

ESCALA 1:50

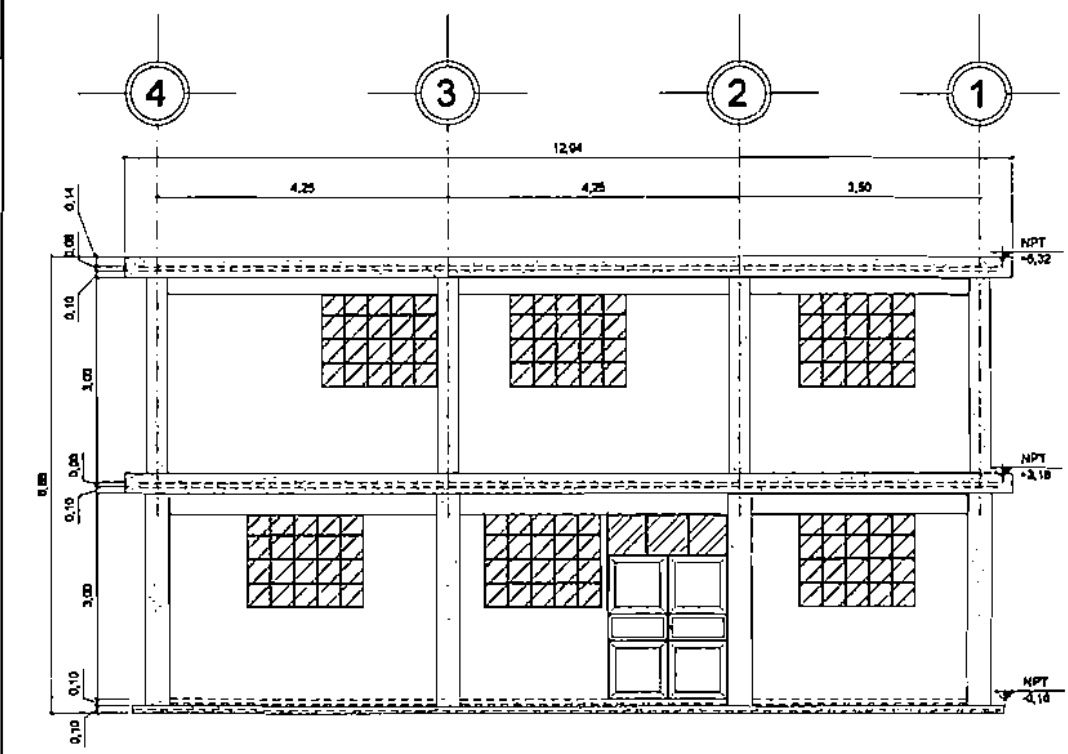
AUXILIATURA



SECCIÓN A-A'

ESCALA 1:50

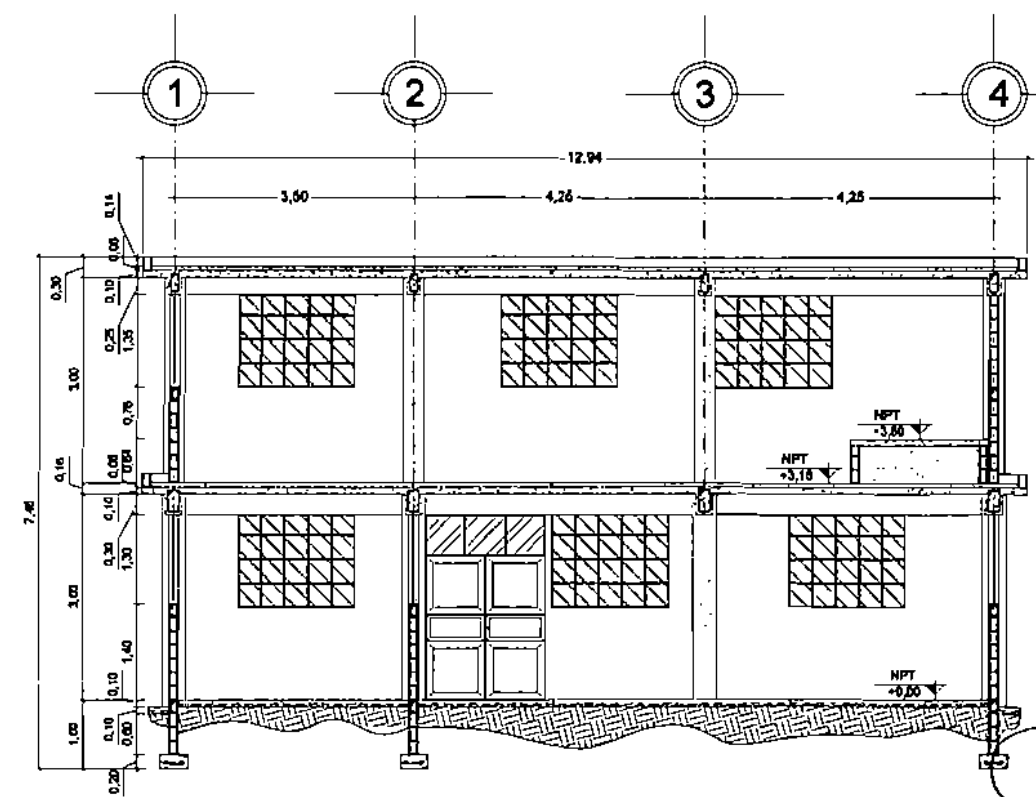
AUXILIATURA



ELEVACIÓN LATERAL IZQUIERDA

ESCALA 1:50

AUXILIATURA

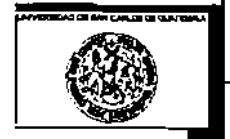


SECCIÓN B - B'

ESCALA 1:50

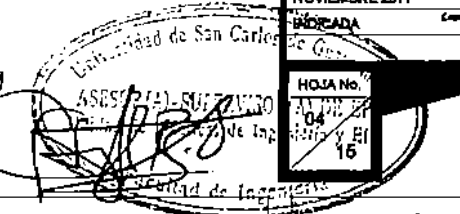
AUXILIATURA

INDICA NIVEL DE PISO TERMINADO.



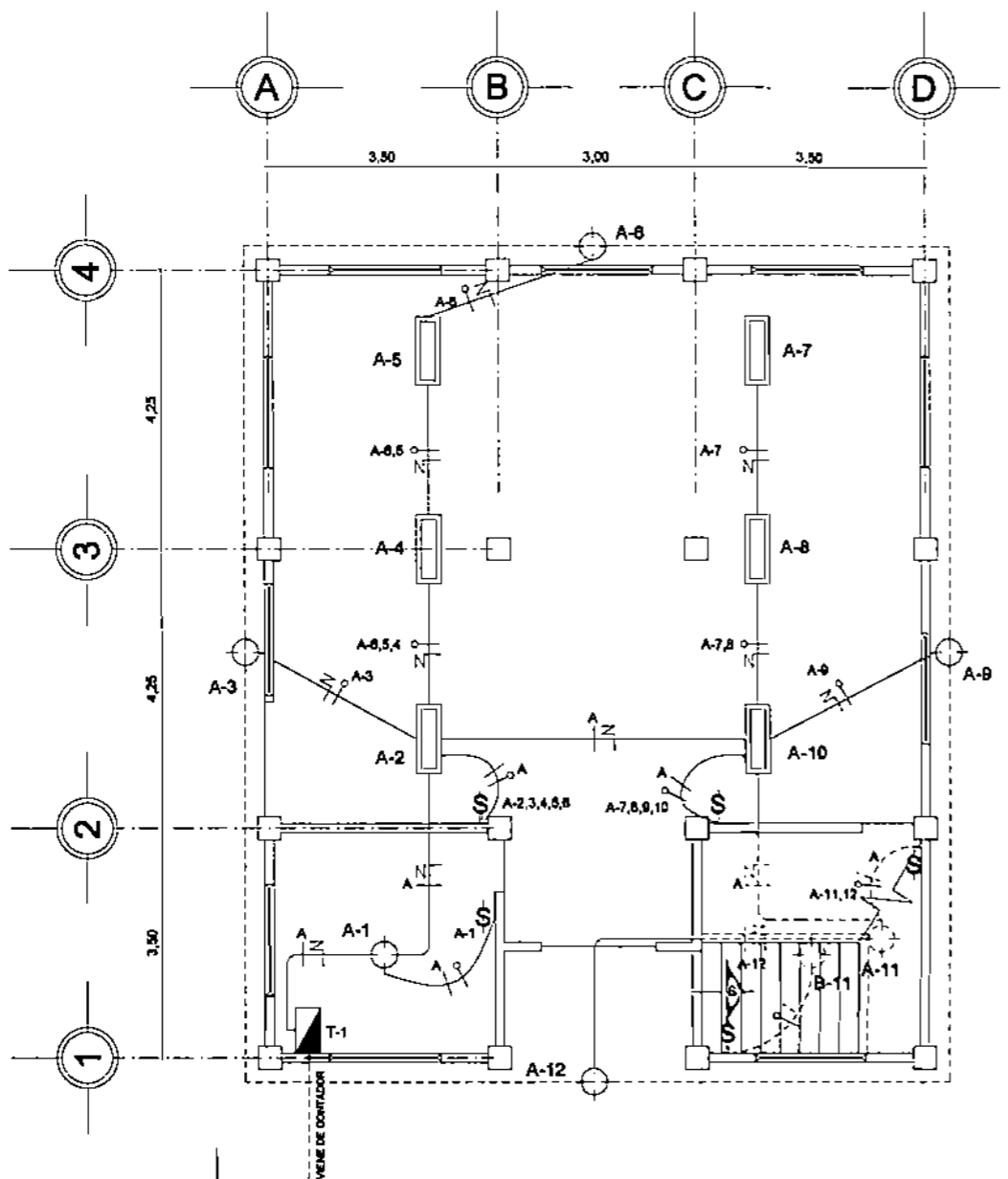
PROYECTO
EDIFICIO MODELO PARA AUXILIATURA MUNICIPAL
 MUNICIPIO DE SACAPULAS, EL QUICHÉ
ELEVACIONES Y SECCIONES

JOSÉ CARLOS LÓPEZ
 JOSÉ CARLOS LÓPEZ
 JOSÉ CARLOS LÓPEZ
 2004-12638
 ING. ÁNGEL R. SAC
 NOVIEMBRE 2011

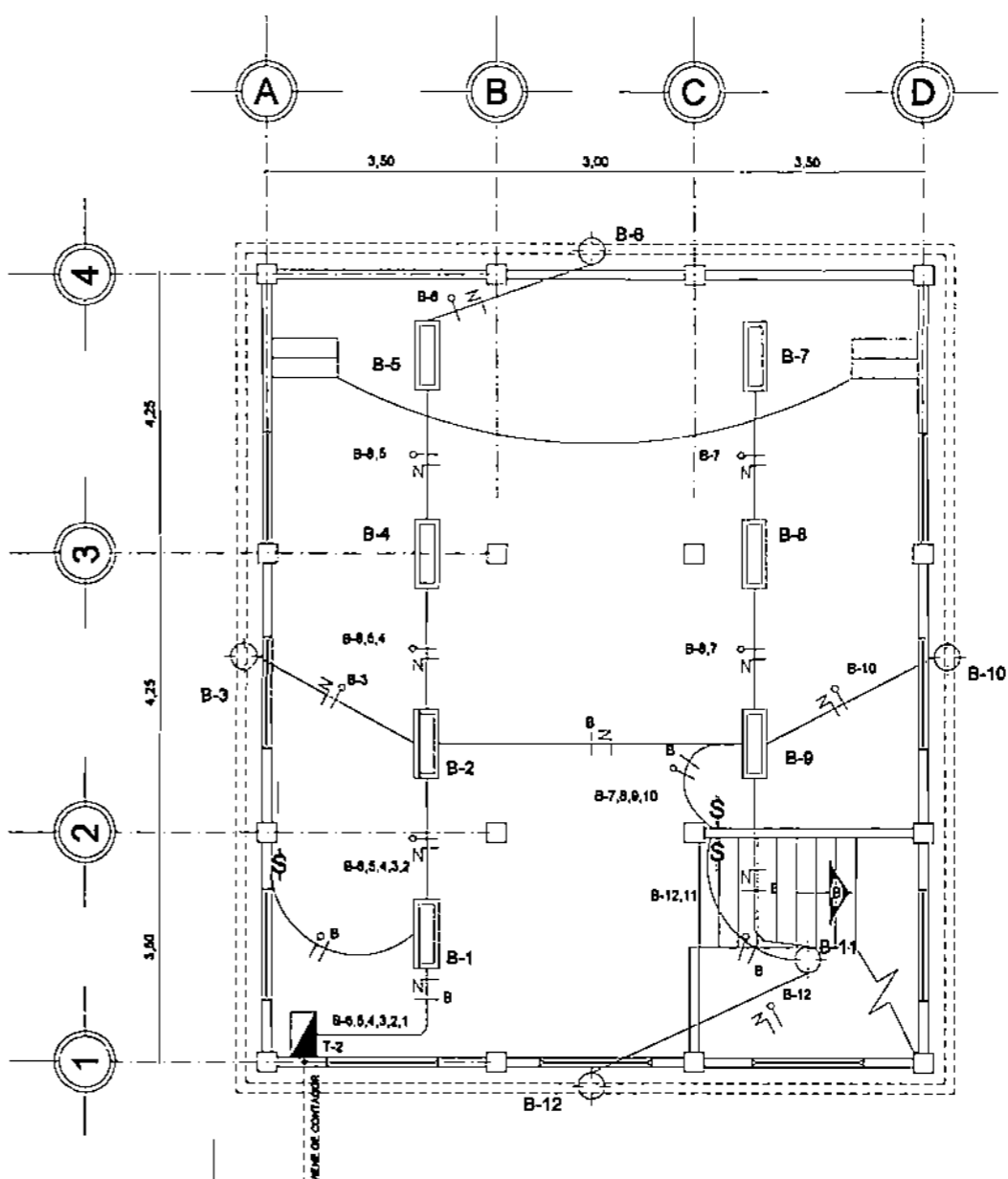


HOJA No. 04
 DE 15





PLANTA DE ILUMINACION
 AUXILIATURA PRIMER NIVEL
 INSTALACION ELECTRICA
 ESCALA 1:50



PLANTA DE ILUMINACION
 AUXILIATURA SEGUNDO NIVEL
 INSTALACION ELECTRICA
 ESCALA 1:50

NOMENCLATURA

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	T-1, T-2, TABLERO DE CIRCUITOS (6 CU)
	INTERRUPTOR DOBLE A 1,20 m SOBRE NPT
	LÁMPARA INCANDESCENTE
	LÁMPARA FLUORESCENTE DE 2 TUBOS DE 40 WATTS
	PODUCTO EN CIELO Y PARED
	PODUCTO SUBTERRANEO

	LÍNEA DE RETORNO
	LÍNEA DE NEUTRO
	LÍNEA VVA
	TOMACORRIENTE DOBLE 120V A 0,30 m DE ALTURA SOBRE NPT
	INDICACIÓN CIRCUITO A = 12 UNIDADES
	INDICACIÓN CIRCUITO B = 12 UNIDADES
	INDICACIÓN SUBIDA DE CABLEADO

NOTA:

LA UNIDAD A-11 DE ILUMINACIÓN PERTENECE A LA BODEGA, Y ESTÁ POR DEBAJO DEL MÓDULO DE GRADAS. LA UNIDAD B-11, LA QUE ILUMINA EL MÓDULO DE GRADAS, TIENE UN INTERRUPTOR EN EL PRIMERO COMD EN EL SEGUNDO NIVEL POR MEDIO DE UN CIRCUITO THREE-WAY (3W).

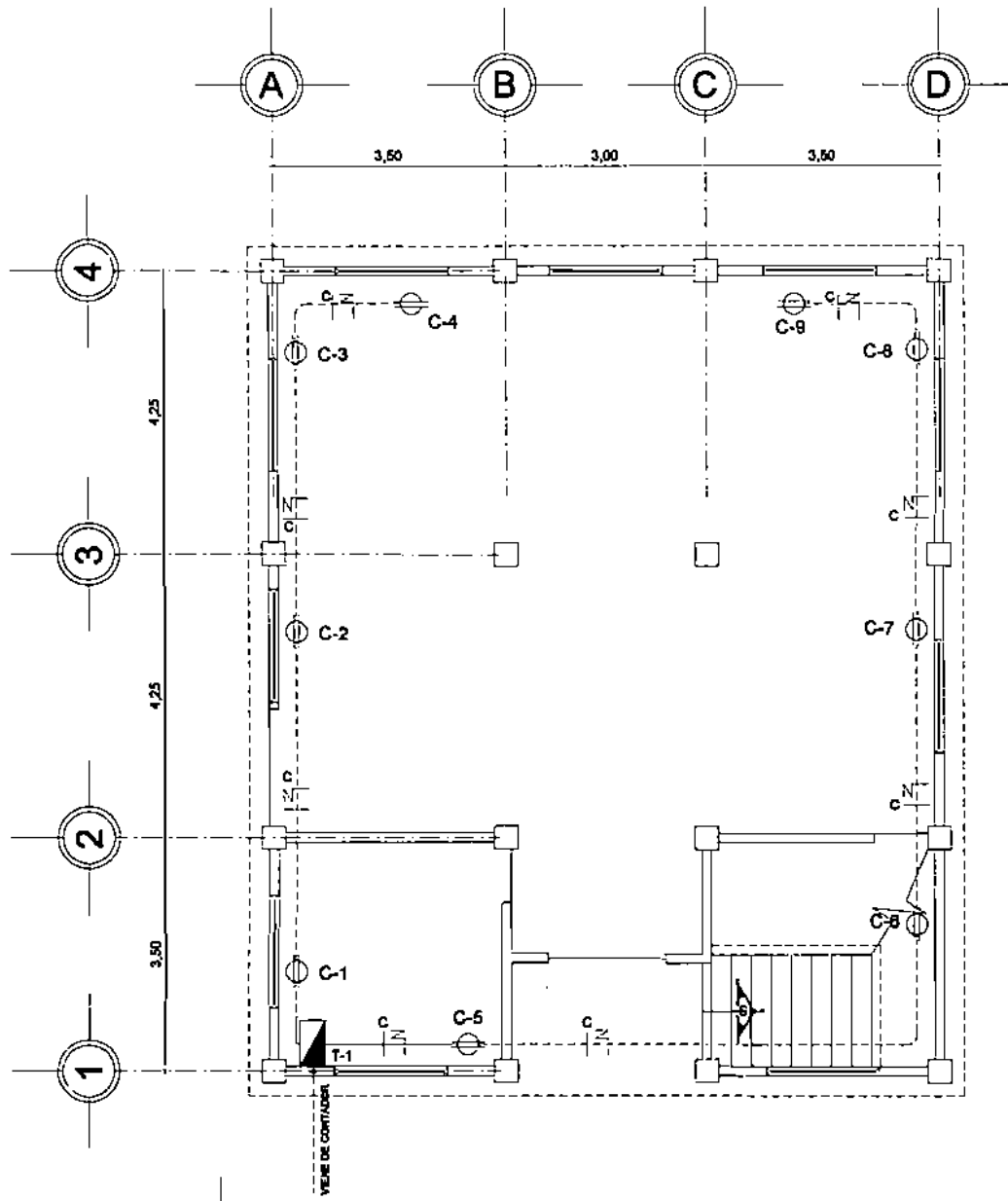


PROYECTO
 EDIFICIO MODELO PARA AUDIATURA MUNICIPAL
 MUNICIPIO DE SACAPULAS, EL QUICHÉ
 ILUMINACION

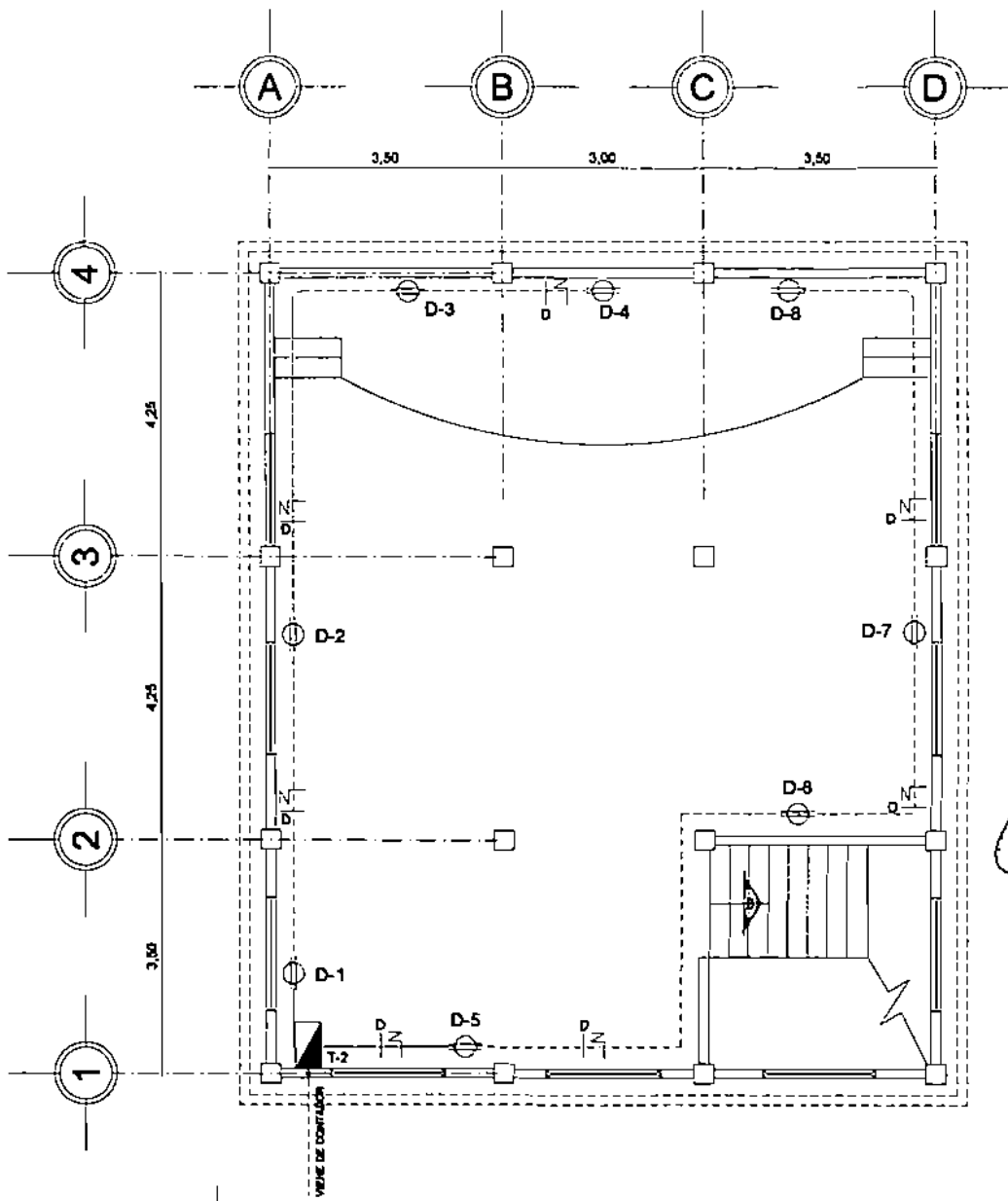
JOSÉ CARLOS LÓPEZ
 JOSÉ CARLOS LÓPEZ
 JOSÉ CARLOS LÓPEZ
 2004 - 12836
 ING. ÁNGEL R. SIC
 NOVIEMBRE 2011
 INDICADA

HOJA No. 05
 15





PLANTA DE FUERZA
 AUXILIARIA PRIMER NIVEL
 INSTALACIÓN ELÉCTRICA
 ESCALA 1:50



PLANTA DE FUERZA
 AUXILIARIA SEGUNDO NIVEL
 INSTALACIÓN ELÉCTRICA
 ESCALA 1:50

NOMENCLATURA

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	T-1, T-2, TABLERO DE CIRCUITOS (8 CU)
	INTERRUPTOR DOBLE A 1.20 m SOBRE NPT
	LÁMPARA INCANDESCENTE
	LÁMPARA FLUORESCENTE DE 2 TUBOS DE 40 WATTS
	POLIDUCTO EN CIELO Y PAREO
	POLIDUCTO SUBTERRANEO

	LÍNEA DE RETORNO
	LÍNEA DE NEUTRO
	LÍNEA VVA
	TOMACORRIENTE DOBLE 120V A 0.30 m DE ALTURA SOBRE EL NPT
	INDICACIÓN CIRCUITO A = 12 UNIDADES
	INDICACIÓN CIRCUITO B = 10 UNIDADES
	INDICACIÓN SUBIDA DE CABLEADO

NOTA:

LA UNIDAD A-11 DE ILUMINACIÓN PERTENECE A LA BODEGA, Y ESTA POR DEBAJO DEL MÓDULO DE GRADAS. LA UNIDAD B-11, LA QUE ILUMINA EL MÓDULO DE GRADAS, TIENE UN INTERRUPTOR EN EL PRIMERO COMO EN EL SEGUNDO NIVEL POR MEDIO DE UN CIRCUITO THREE-WAY (3W).

(Handwritten signature)

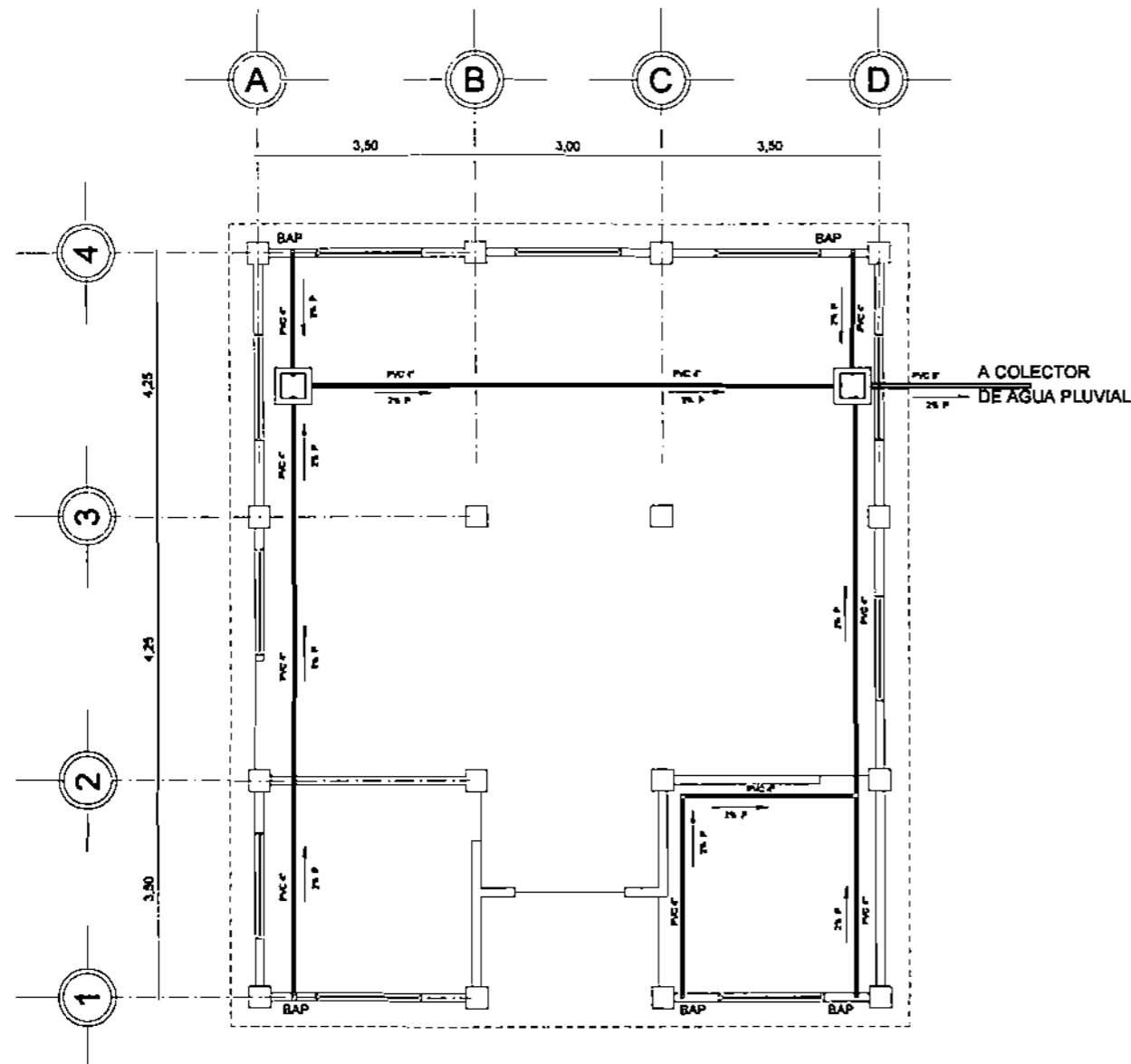


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 PROYECTO: EDIFICIO MODELO PARA AULAS MUNICIPALES, MUNICIPIO DE SACAPULAS, EL QUICHÉ
 FASE: FUERZA

JOSÉ CARLOS LÓPEZ
 JOSÉ CARLOS LÓPEZ
 JOSÉ CARLOS LÓPEZ
 2004 - 12633
 ING. ÁNGEL R. SIC
 NOVIEMBRE 2011
 INDICADA

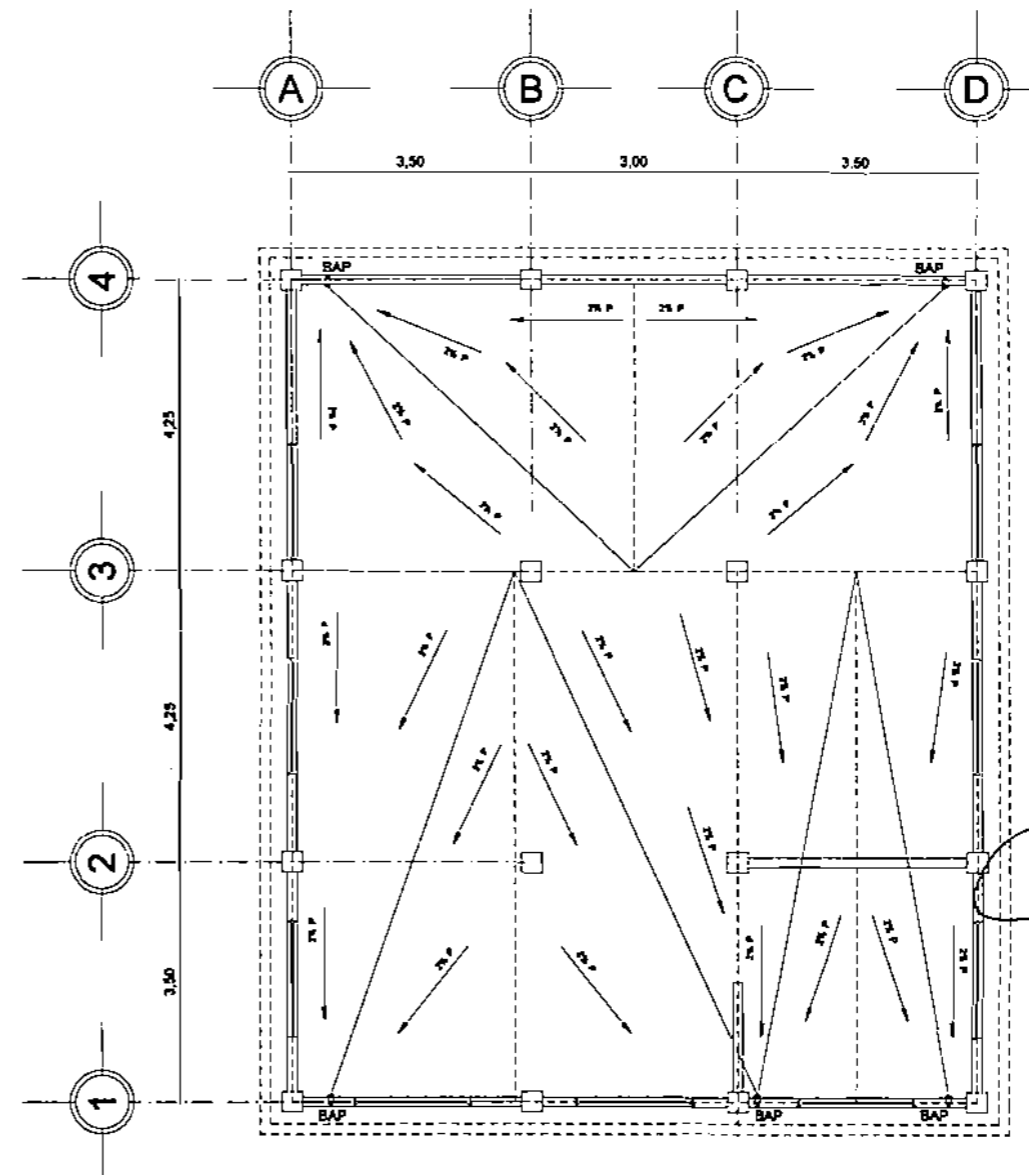
HOJA No.
 06 / 15





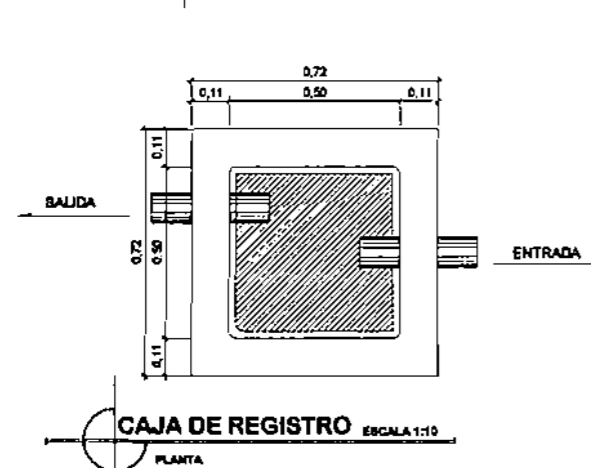
PLANTA INST. PARA AGUA PLUVIAL EBCALA 1:50

AUXILIATURA PRIMER NIVEL
INSTALACIÓN HIDRAULICA



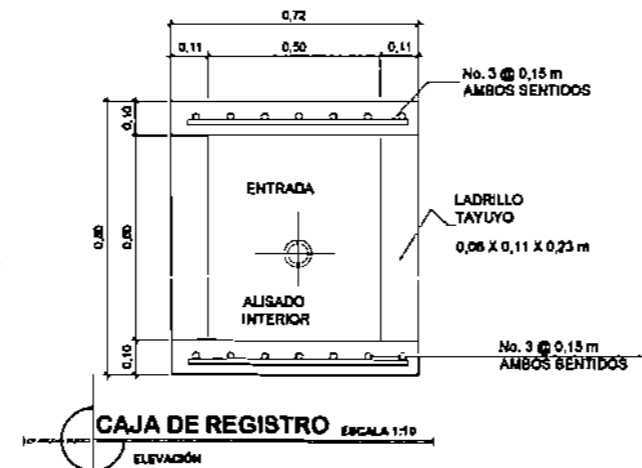
PLANTA INST. PARA AGUA PLUVIAL EBCALA 1:50

AUXILIATURA SEGUNDO NIVEL
INSTALACIÓN HIDRAULICA



CAJA DE REGISTRO EBCALA 1:10

PLANTA



CAJA DE REGISTRO EBCALA 1:10

ELEVACIÓN

NOMENCLATURA

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	CAJA DE REGISTRO DE AGUA PLUVIAL
	PENDIENTE DE TECHOS Y TUBERÍA
	TUBO PARA DRENAJE
	INDICACIÓN DE CONTINUIDAD DE LA TUBERÍA
	TÉ PARA DRENAJE
	CODO 90° (VISTA LATERAL)
	CODO 90° (VISTA ALTA)
	CODO 90° (VISTA BAJA)
	INDICA SECCIÓN DE TUBERÍA

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA INSTALACIÓN HIDRAULICA

- LA ÚNICA INSTALACIÓN HIDRAULICA EN EL EDIFICIO ES LA DE BAJADA DE AGUA PLUVIAL, YA QUE EN ALGUNOS DE LOS LUGARES EN DONDE SE PODRÁ REALIZAR LA OBRA NO EXISTEN DRENAJES Y/O AGUAPOTABLE.
- PARA LA BAJADA DE AGUA PLUVIAL SE DIVIDIÓ LA LOSA EN TRES PARTES, LAS CUALES TIENEN 42,5 m², 50,38 m² Y 27,13 m² DE ÁREA RESPECTIVAMENTE, Y 5 TUBOS PARA LA BAJADA DE AGUA.
- SI EN EL LUGAR NO EXISTE COLECTOR DE AGUA PLUVIAL, EL CONSTRUCTOR ESPECIFICARÁ HACIA DONDE DIRIGIR LA MISMA.
- SE REALIZARÁ UN PEQUEÑO DESNIVEL EN EL ÁREA LIBRE DE LA CENEFA QUE FAVOREZCA A LA BAJADA DE AGUA PLUVIAL.



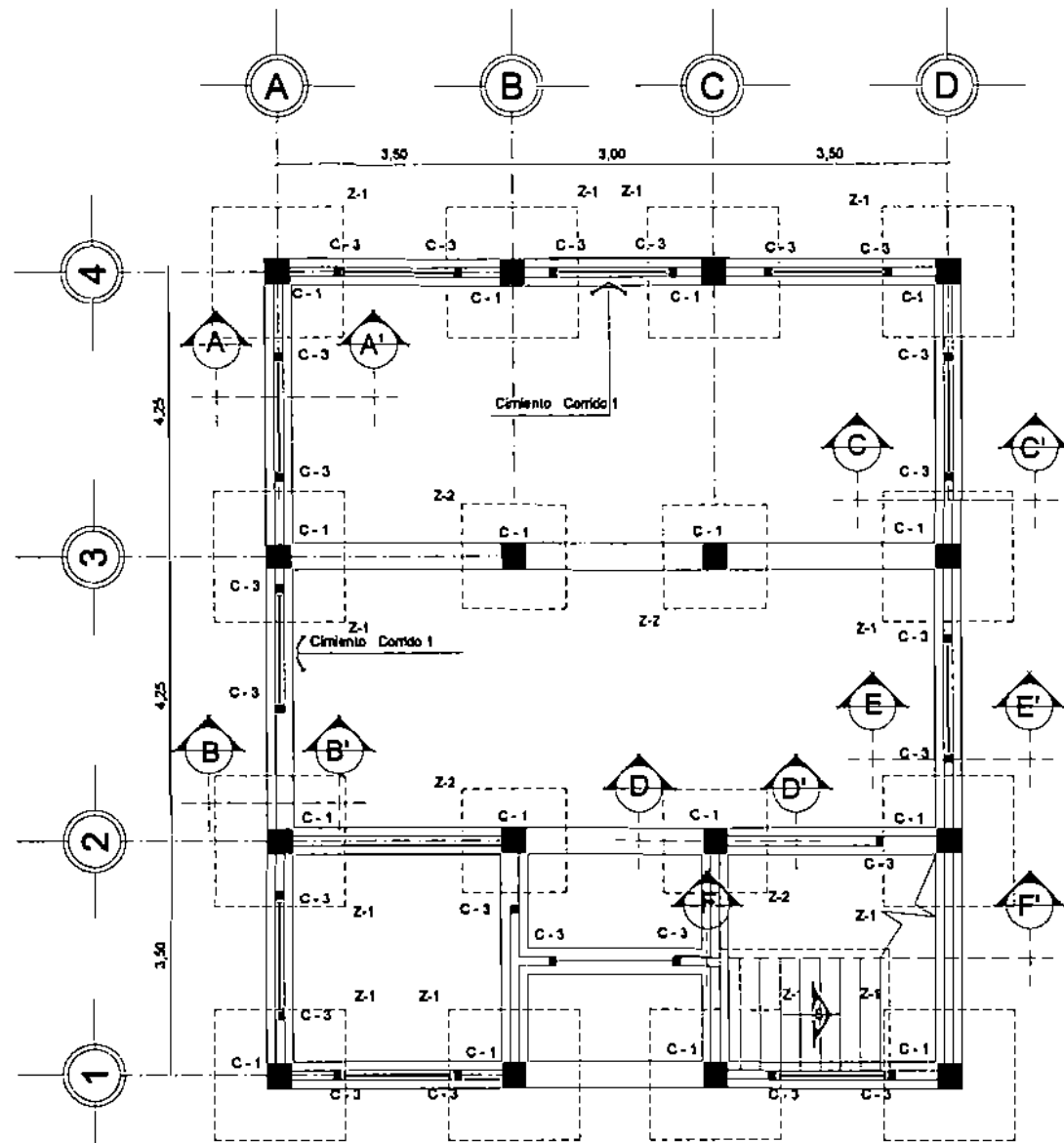
PROYECTO: EDIFICIO MODELO PARA AUDIATORIA MUNICIPAL MUNICIPIO DE SACAPULÁN, EL QUICHÉ

CLIENTE: MUNICIPALIDAD DE SACAPULÁN

PROYECTISTA: JOSÉ CARLOS LÓPEZ

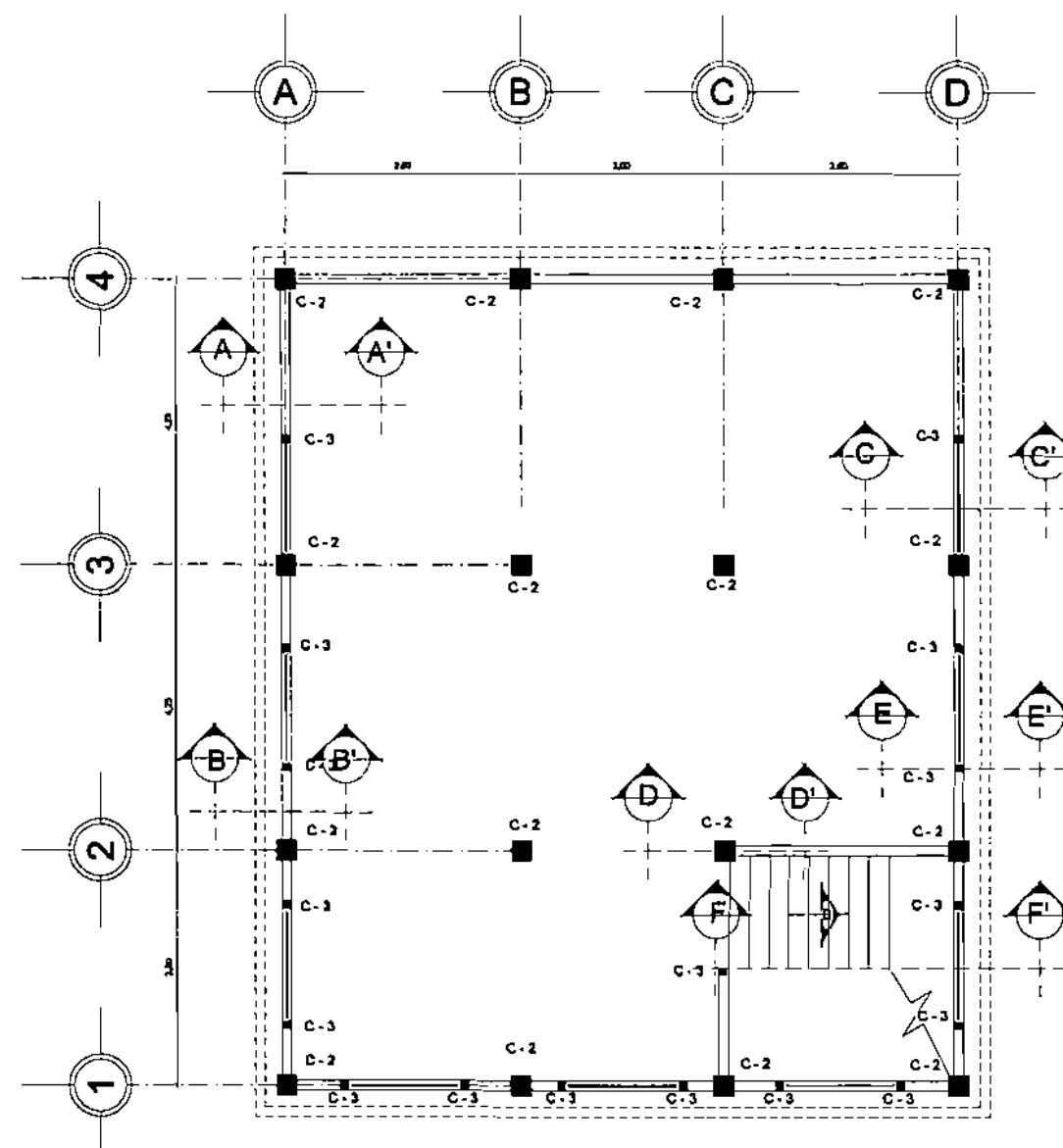
FECHA: NOVIEMBRE 2011

HOJA No. 07 / 15



PLANTA DE CIMIENTOS Y COLUMNAS ESCALA 1:50

AUXILIATURA PRIMER NIVEL
CIMIENTACIONES Y COLUMNAS



PLANTA DE COLUMNAS ESCALA 1:50

AUXILIATURA SEGUNDO NIVEL
COLUMNAS

ESPECIFICACIONES ESTRUCTURALES:

CONCRETO:

- EL CONCRETO DEBERÁ TENER UNA RESISTENCIA DE 210 Kg/cm² (f'_c) A LOS 28 DÍAS Y SU PROPORCIÓN DEPENDERÁ DEL TIPO DE AGREGADOS, LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO MÁXIMA PERMISIBLE ES 29.3 Litro/SACO DE CEMENTO. EL AGREGADO GRUESO (PIEDRÍN) DEBERÁ TENER SU DIÁMETRO ENTRE 1/2" Y 3/4".

- LA RESISTENCIA DEL ACERO DEBERÁ SER DE 2810 Kg/cm² (f_y). EL CUAL SERÁ DEL TIPO LEGÍTIMO CORRUGADO.

- EL MEZCLÓN PARA LOS PAÑUELOS DEBE SER MÁS LIMPIO QUE LA TORTA PARA PISO.

RECUBRIMIENTOS:

ZAPATAS = 0.075 m
 CIMENTO CORRIDO = 0.05 m
 COLUMNAS = 0.05 m
 SOLERAS = 0.025 a 0.03 m
 VIGAS = 0.04 m

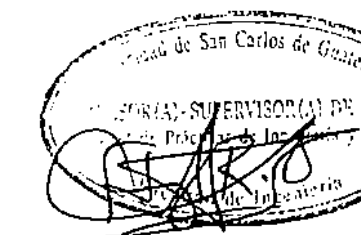
MUROS:

EL LEVANTADO SE HARÁ CON BLOCK DE POMEZ DE 0.14 m X 0.19 m X 0.39 m UNIDO O PEGADO CON SAVIETA EN PROPORCIÓN 1:3 (CEMENTO : ARENA DE RÍO).

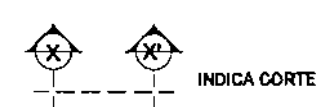


PROYECTO:
 EDIFICIO MODELO PARA AURILLATURA MUNICIPAL
 MUNICIPIO DE SACAPULAS, EL QUICHÉ
 PLAN DE
 CIMIENTACIONES Y COLUMNAS

JOSÉ CARLOS LÓPEZ DISEÑO
 JOSÉ CARLOS LÓPEZ COORDINADOR
 JOSÉ CARLOS LÓPEZ DISEÑO
 2004-12838 CÓDIGO
 ING. ÁNGEL R. SIC ASESOR
 NOVIEMBRE 2011 FECHA
 HONDURAS PAÍS



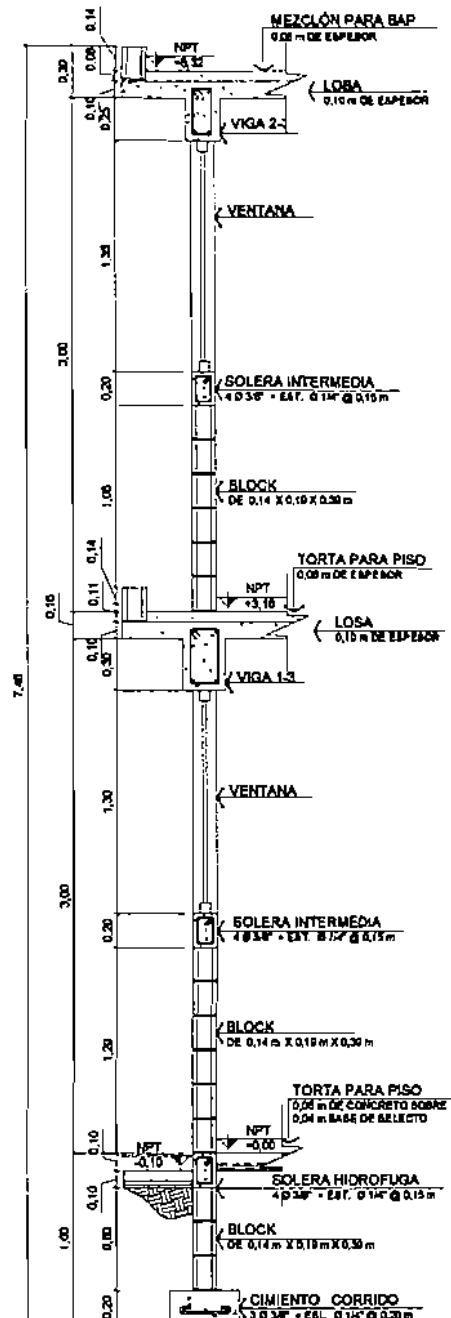
Hoja No.
 08
 15



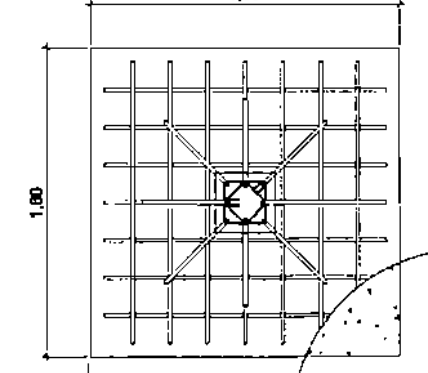
INDICA CORTE

ING. JOSÉ CARLOS LÓPEZ
 INGENIERO EN INGENIERÍA CIVIL
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS 2do SEMESTRE 2009

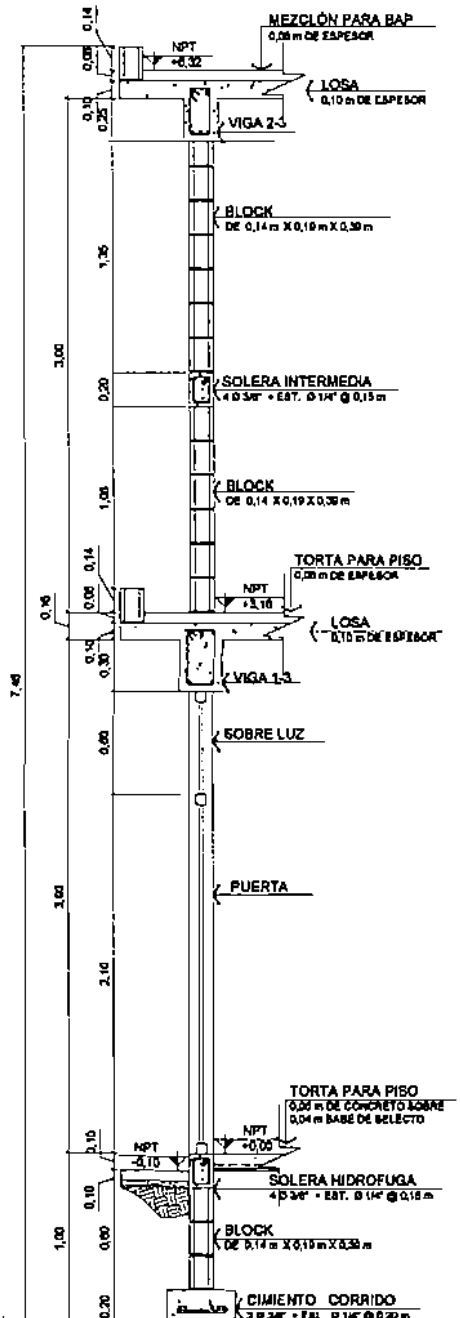




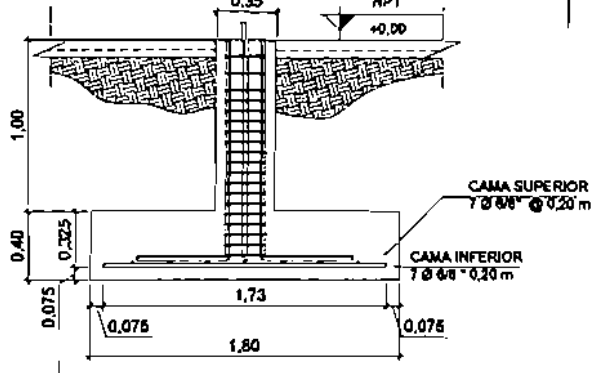
CORTE A-A' ESCALA 1:20
CORTE TÍPICO DE VENTANA



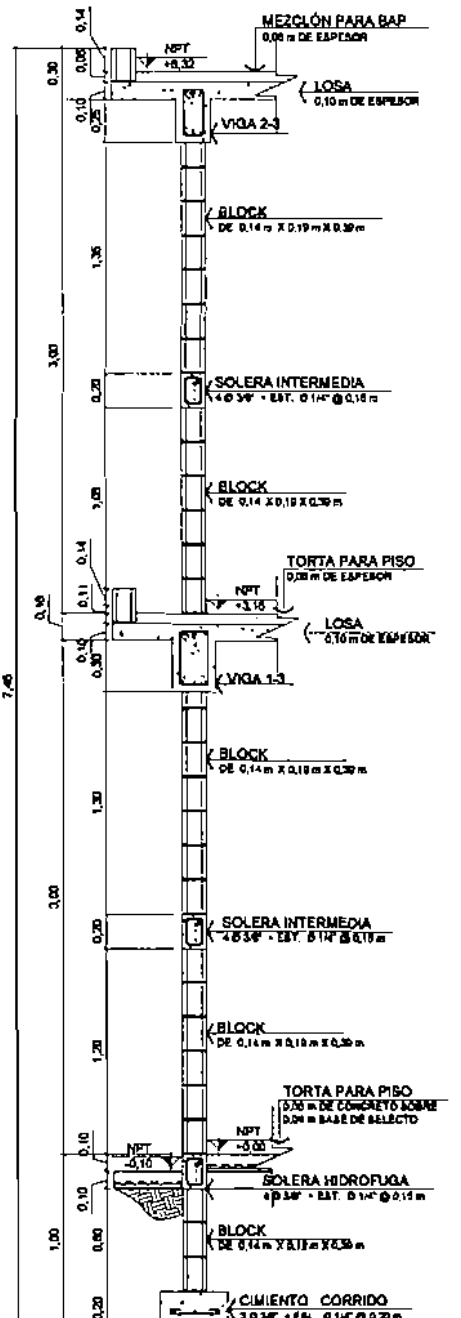
ZAPATA Z-2 ESCALA 1:20
DETALLE PLANTA



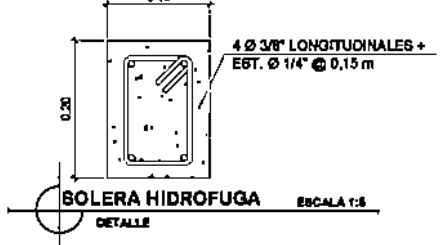
CORTE B-B' ESCALA 1:20
CORTE TÍPICO DE PUERTA



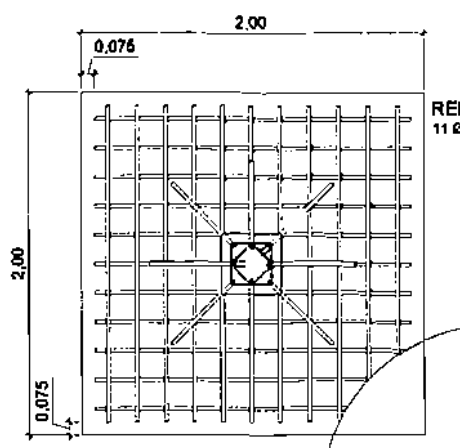
SECCIÓN ZAPATA Z-2 ESCALA 1:20
DETALLE PERFIL



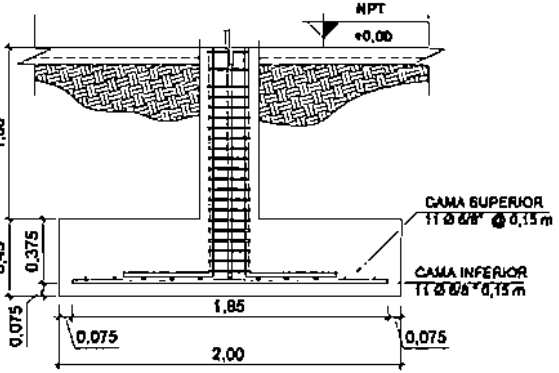
CORTE C-C' ESCALA 1:20
CORTE TÍPICO DE MURO



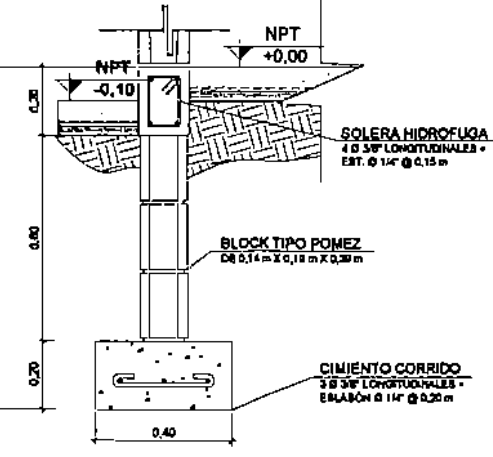
SOLERA HIDROFUGA ESCALA 1:5
DETALLE



ZAPATA Z-1 ESCALA 1:20
DETALLE PLANTA



SECCIÓN ZAPATA Z-1 ESCALA 1:20
DETALLE PERFIL



CIMENTO CORRIDO ESCALA 1:10
DETALLE PERFIL

REFUERZO ZAPATA Z-1
11 @ 8/8" @ 0,15 m EN AMBAS CAMAS

PROYECTO: EDIFICIO MODELO PARA AURILLATURA MUNICIPAL MUNICIPIO DE SACAPULAS, EL QUICHE

PROFESOR: JOSÉ CARLOS LÓPEZ

ESTUDIANTE: JOSÉ CARLOS LÓPEZ

FECHA: 2004 - 12/23

ING. ÁNGEL R. SIC

NOVIEMBRE 2011

INDICADA

HOJA No. 15

PROFESOR: JOSÉ CARLOS LÓPEZ

ESTUDIANTE: JOSÉ CARLOS LÓPEZ

FECHA: 2004 - 12/23

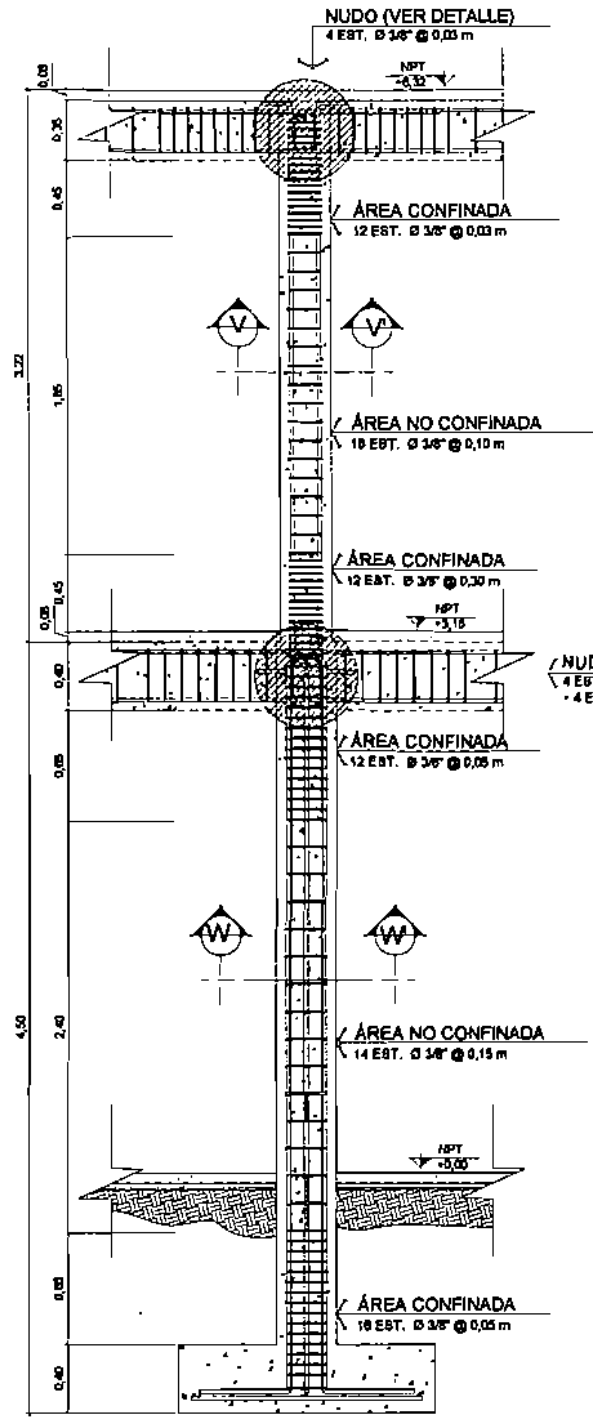
ING. ÁNGEL R. SIC

NOVIEMBRE 2011

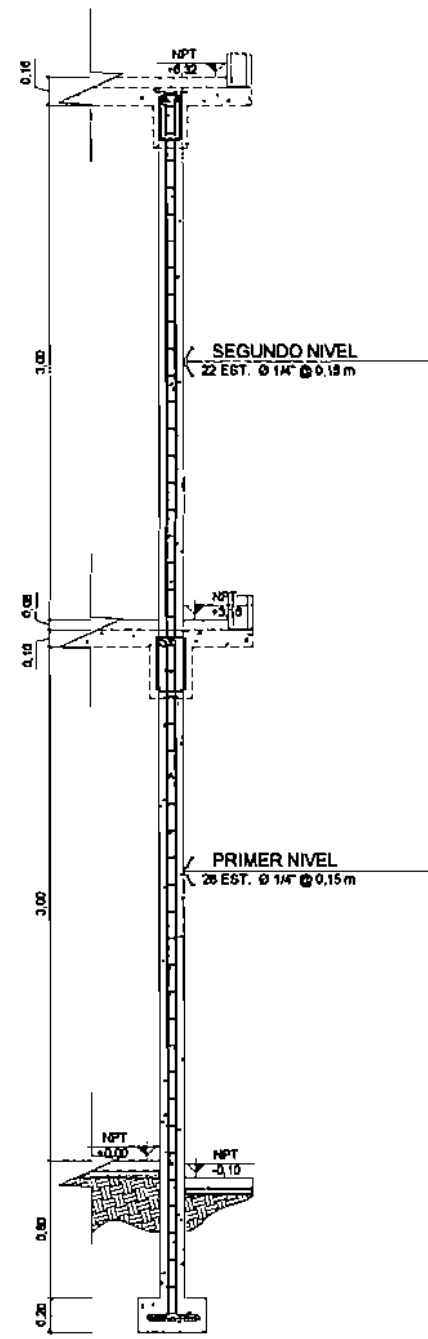
INDICADA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS 2do SEMESTRE 2009

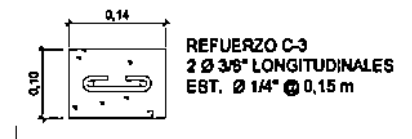
FACULTAD DE INGENIERÍA



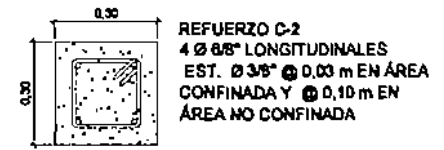
CORTE D - D'
ESCALA 1:20
CORTE TÍPICO DE COLUMNAS



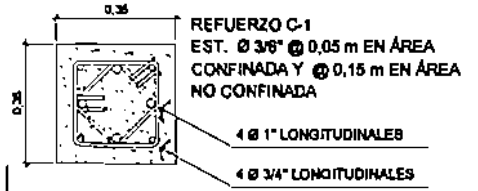
CORTE E - E'
ESCALA 1:20
CORTE TÍPICO DE COLUMNAS



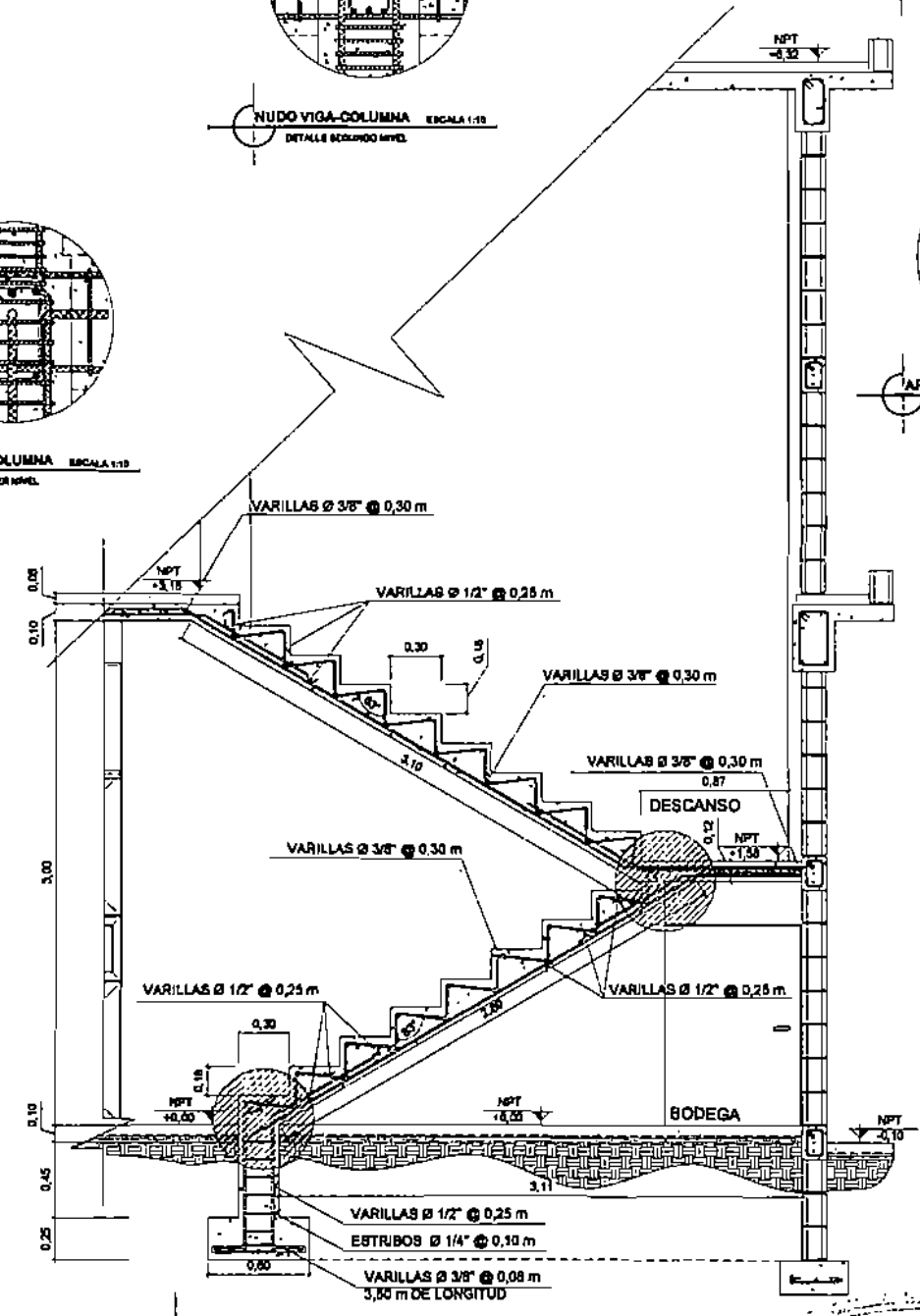
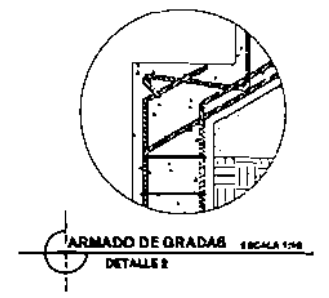
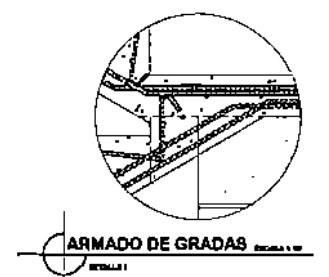
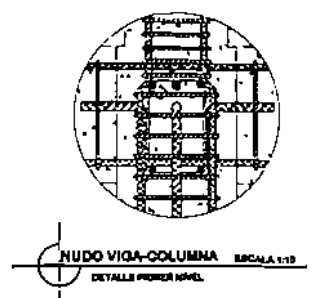
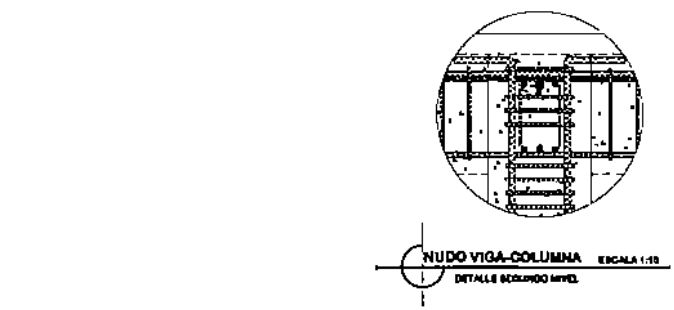
COLUMNA C-3
ESCALA 1:10
SECCIÓN 1/4"



COLUMNA C-2
ESCALA 1:10
SECCIÓN 1/4"



COLUMNA C-1
ESCALA 1:10
SECCIÓN 1/4"



CORTE F - F'
ESCALA 1:20
CORTE TÍPICO MÓDULO DE GRADAS

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS

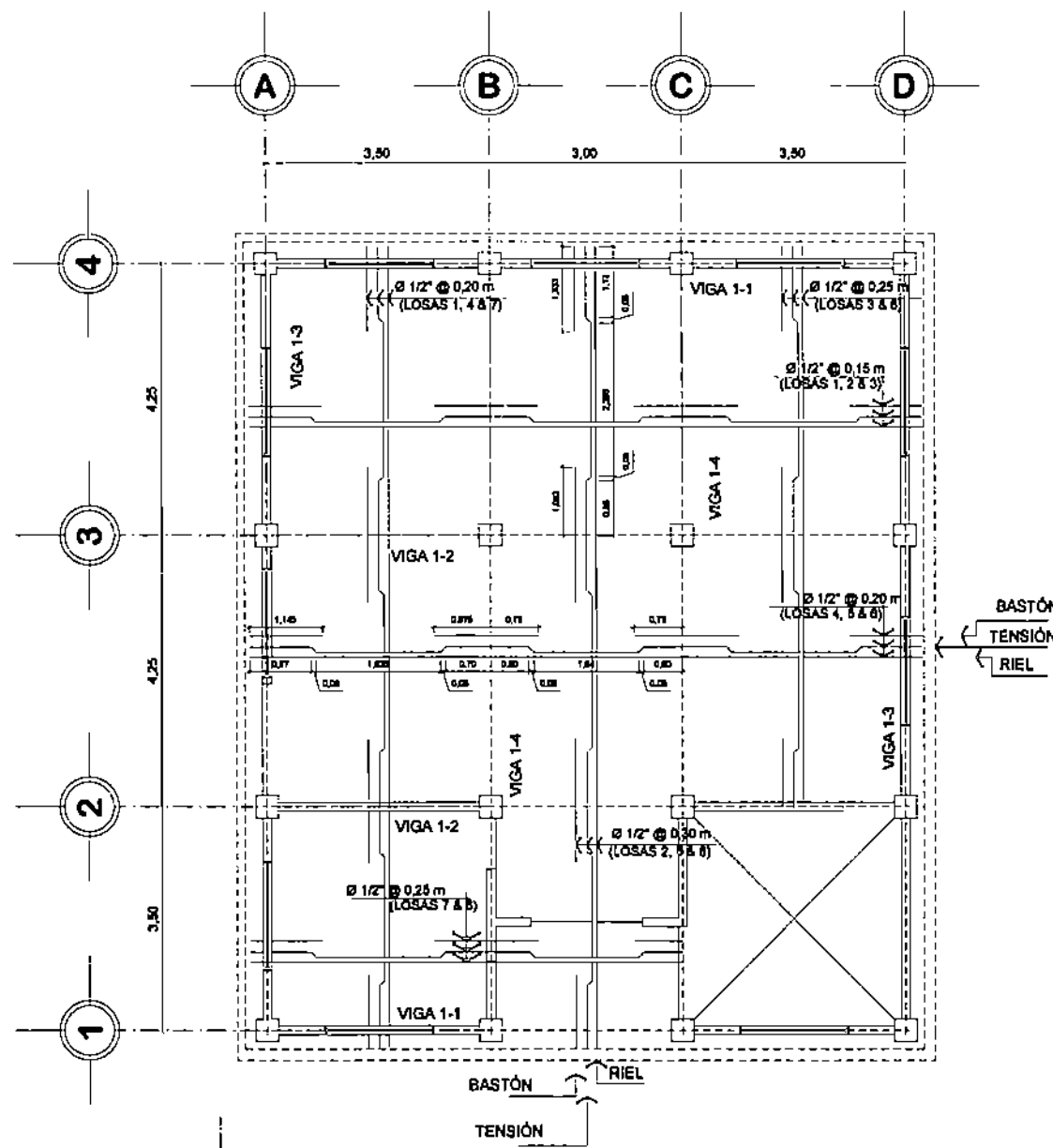
EDIFICIO MODELO PARA ADECUACIÓN MUNICIPAL
MUNICIPIO DE SACAPALAS, EL CHICHÉ

PROYECTO: PUNTO
DETALLE DE COLUMNAS Y MÓDULO DE GRADAS

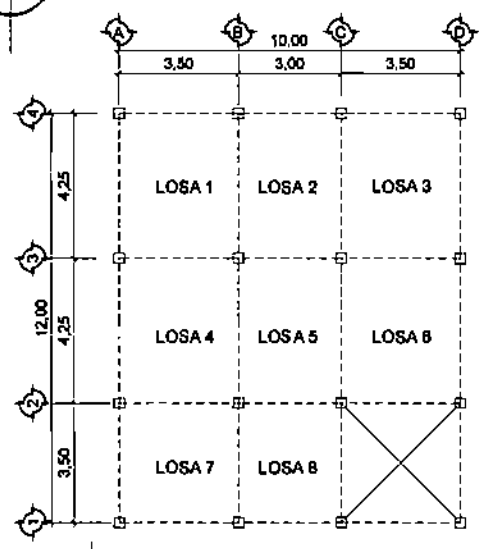
DESIGNADO: JOSÉ CARLOS LÓPEZ
DISEÑADO: JOSÉ CARLOS LÓPEZ
CORTE: 2004 - 12633
AUTOR: ING. ÁNGEL R. SIC
FECHA: NOVIEMBRE 2011
ESCALA: INDICADA

HOJA No. 15 DE 15

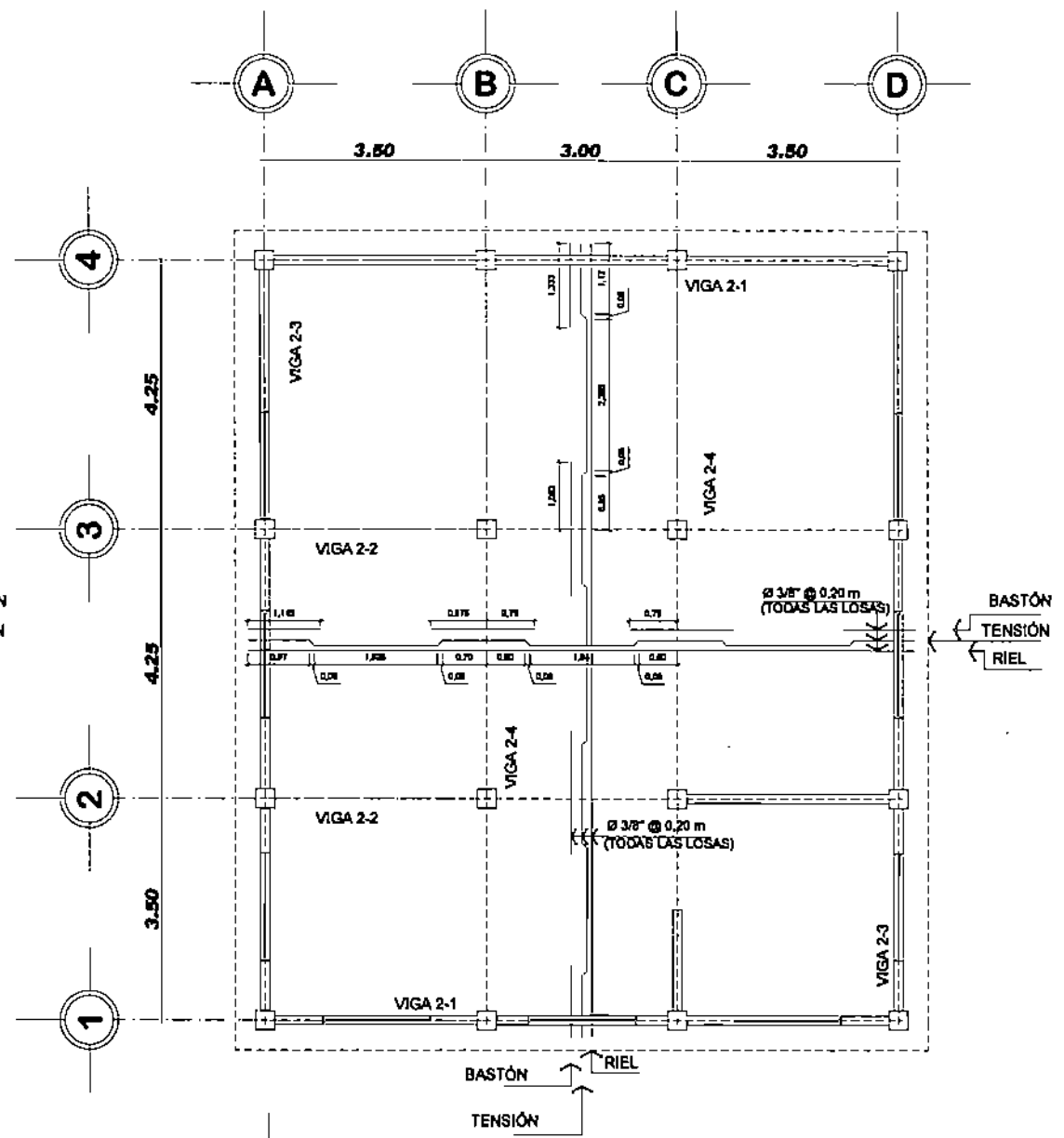
Escuela de Ingeniería



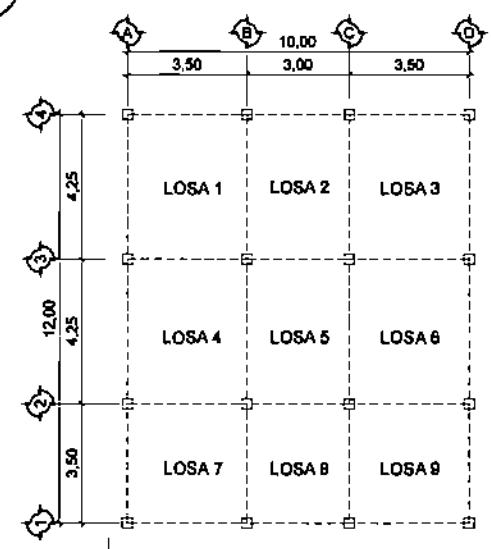
PLANTA DE ARMADO DE LOSA
AUXILIATURA PRIMER NIVEL
ESCALA 1:50



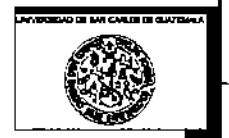
IDENTIFICACIÓN ESCALA 1:100
LOSAS PRIMER NIVEL



PLANTA DE ARMADO DE LOSA
AUXILIATURA SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:60



IDENTIFICACIÓN ESCALA 1:100
LOSAS SEGUNDO NIVEL



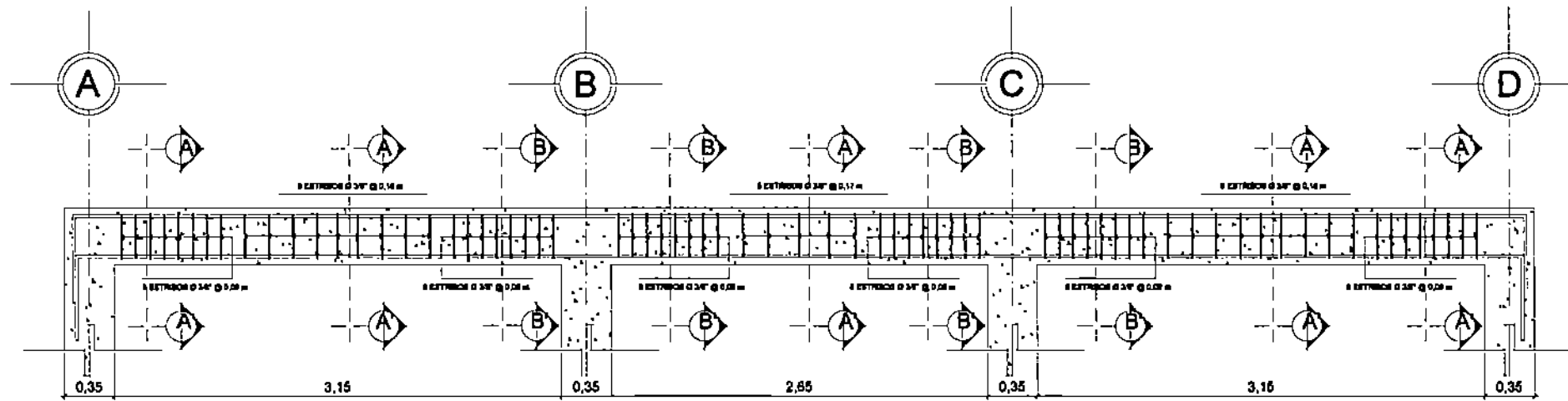
INSTITUTO
EDIFICIO MODELO PARA ADRIANATURA MUNICIPAL
MUNICIPIO DE SACAPULAS, EL QUICHÉ
ARMADO DE LOSAS

JOSE CARLOS LOPEZ
JOSE CARLOS LOPEZ
JOSE CARLOS LOPEZ
2004-12830
ING. ANGEL R. GIG
NOVIEMBRE 2011
INDICACION
EPS

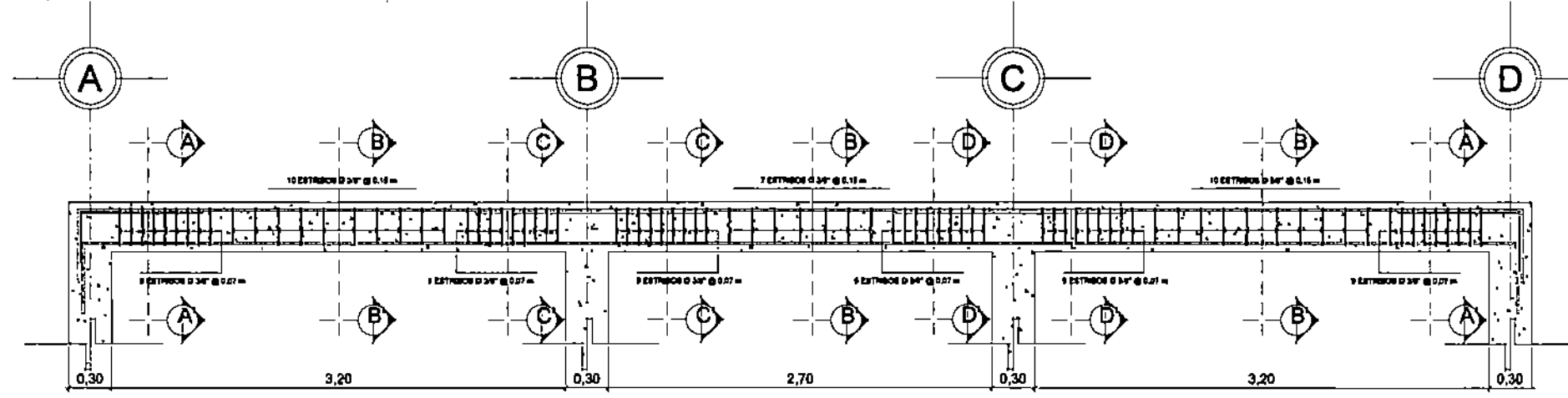
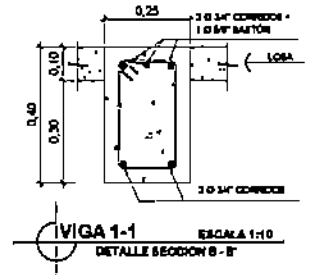
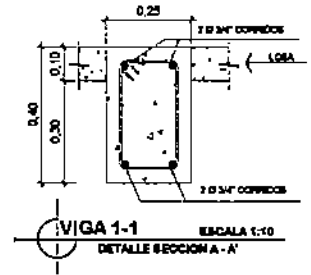
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
ING. ANGEL R. GIG
NOVIEMBRE 2011
INDICACION
EPS

HOJA No.
15

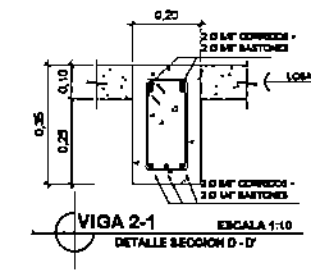
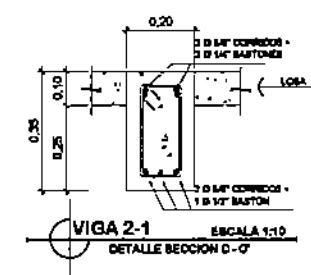
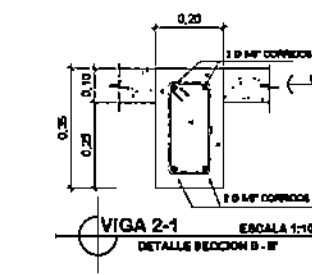
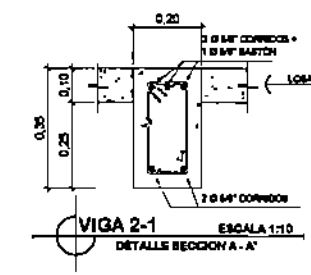




ELEVACION DE VIGA 1 - 1
 MARCOS 1 Y 4 (PRIMER NIVEL)
 ESCALA 1:20



ELEVACION DE VIGA 2 - 1
 MARCOS 1 Y 4 (SEGUNDO NIVEL)
 ESCALA 1:20



ESPECIFICACIONES PARA VIGAS:

- EL MÍNIMO ANCLAJE O DESARROLLO PARA VARILLAS SUJETAS A TENSION Y TRASLAPES:
 $\varnothing 3/8" = 0,30 \text{ m}$
 $\varnothing 1/2" = 0,40 \text{ m}$
 $\varnothing 5/8" = 0,50 \text{ m}$
 $\varnothing 3/4" = 0,60 \text{ m}$
- TODAS LAS VARILLAS SE DOBLARÁN EN FRÍO.
- EL PRIMER ESTRIBO EN VIGAS SE DEBE COLOCAR A 0.05 m DEL ROSTRO DE LA COLUMNA.
- LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LOS BASTONES EN LA CAMA SUPERIOR DEBE SER 1/5 DE LA LUZ LIBRE Y PARA LA CAMA INFERIOR 1/4 DE LA LUZ, MEDIDA DEL ROSTRO DE LA COLUMNA AL CENTRO DE LA VIGA.
- EL DIÁMETRO MÍNIMO DE DOBLES PARA ESTRIBOS DE $\varnothing 3/8"$ A $3/4"$ DEBERÁ SER IGUAL A 8 VECES EL DIÁMETRO DE LA VARILLA.
- LA LONGITUD PARA LOS ESTRIBOS DE CONFINAMIENTO DEBE SER DE 0,70 m PARA EL SEGUNDO NIVEL Y DE 0,80 m PARA EL PRIMER NIVEL. AMBAS LONGITUDES MEDIDAS DESDE EL ROSTRO DE LA COLUMNA HACIA EL CENTRO DE LA VIGA.

PROYECTO
 EDIFICIO MODELO PARA AGRICULTURA MUNICIPAL
 MUNICIPIO DE SACAPULAS, EL QUICHÉ

PROYECTANTE
 JOSÉ CARLOS LÓPEZ

PROYECTO
 DETALLE DE VIGAS PARA
 MARCOS 1 Y 4

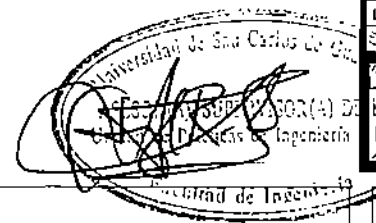
PROYECTANTE
 JOSÉ CARLOS LÓPEZ

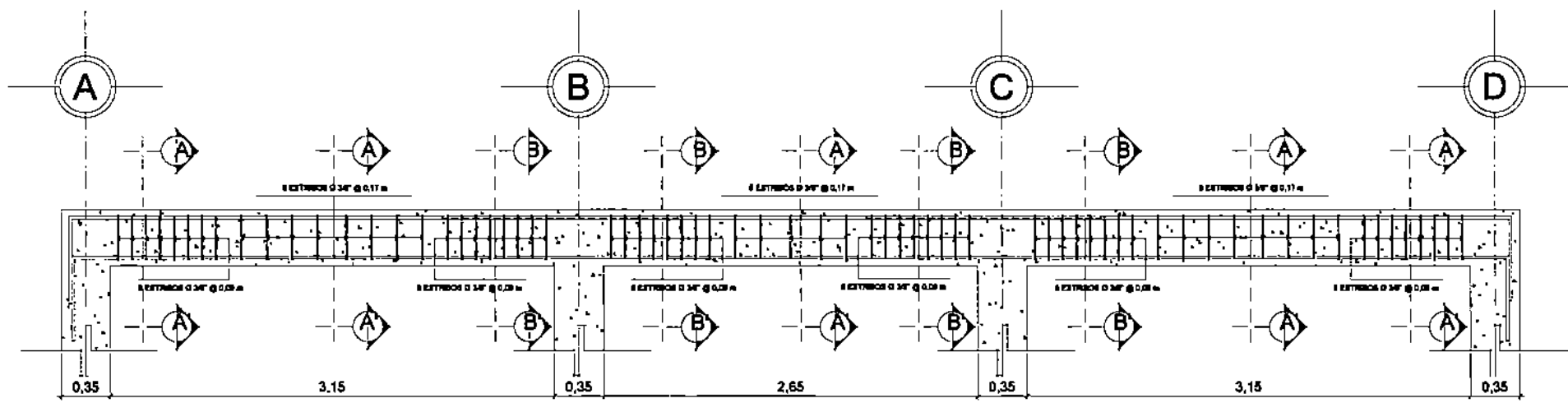
PROYECTO
 2004 - 12636

PROYECTANTE
 ING. ÁNGEL R. SIC

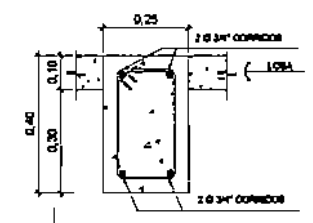
PROYECTO
 NOVIEMBRE 2011

PROYECTO
 INDICADA

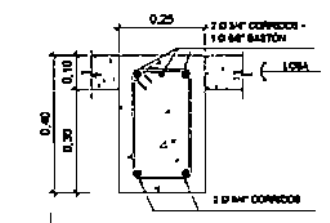




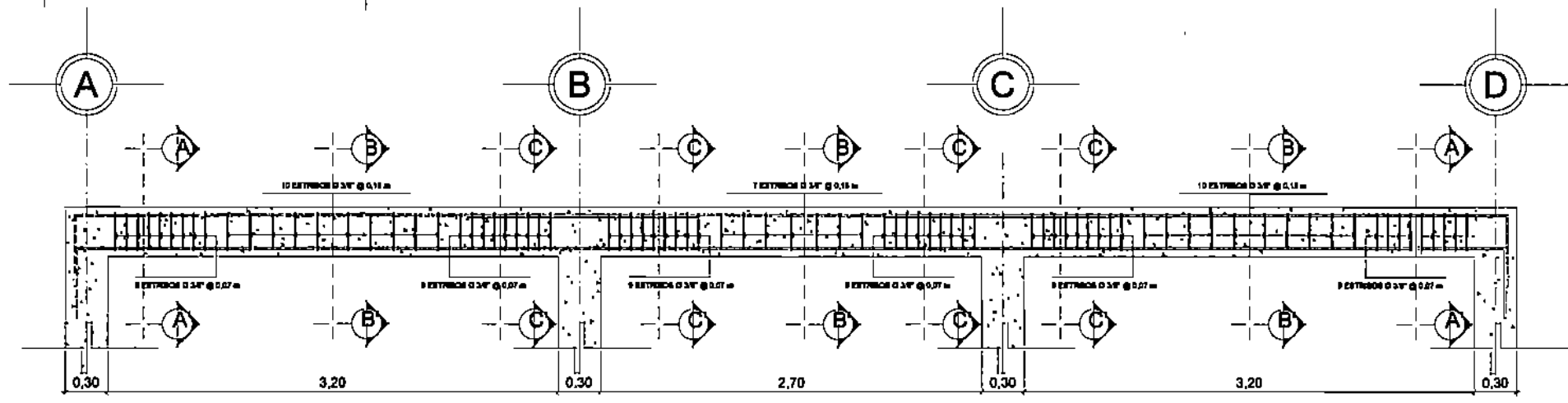
ELEVACION DE VIGA 1 - 2 ESCALA 1:20
MARCOS 2 Y 3 (PRIMER NIVEL)



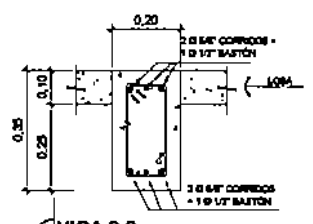
VIGA 1-2 ESCALA 1:10
DETALLE SECCION A - A'



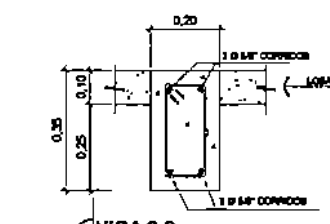
VIGA 1-2 ESCALA 1:10
DETALLE SECCION B - B'



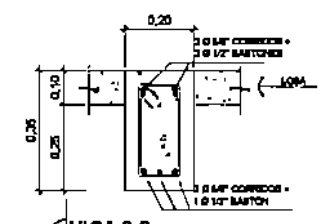
ELEVACION DE VIGA 2 - 2 ESCALA 1:20
MARCOS 2 Y 3 (SEGUNDO NIVEL)



VIGA 2-2 ESCALA 1:10
DETALLE SECCION A - A'



VIGA 2-2 ESCALA 1:10
DETALLE SECCION B - B'



VIGA 2-2 ESCALA 1:10
DETALLE SECCION C - C'

ESPECIFICACIONES PARA VIGAS:

- EL MÍNIMO ANCLAJE O DESARROLLO PARA VARILLAS SUJETAS A TENSION Y TRASLAPES:
 $\phi 3/8" = 0,30 \text{ m}$
 $\phi 1/2" = 0,40 \text{ m}$
 $\phi 5/8" = 0,50 \text{ m}$
 $\phi 3/4" = 0,60 \text{ m}$
- TODAS LAS VARILLAS SE DOBLARÁN EN FRIO.
- EL PRIMER ESTRIBO EN VIGAS SE DEBE COLOCAR A 0.05 m DEL ROSTRO DE LA COLUMNA.
- LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LOS BASTONES EN LA CAMA SUPERIOR DEBE SER 1/5 DE LA LUZ LIBRE Y PARA LA CAMA INFERIOR 1/4 DE LA LUZ, MEDIDA DEL ROSTRO DE LA COLUMNA AL CENTRO DE LA VIGA.
- EL DIÁMETRO MÍNIMO DE DOBLES PARA ESTRIBOS DE $\phi 3/8"$ A $3/4"$ DEBERÁ SER IGUAL A 8 VECES EL DIÁMETRO DE LA VARILLA.
- LA LONGITUD PARA LOS ESTRIBOS DE CONFINAMIENTO DEBE SER DE 0,70 m PARA EL SEGUNDO NIVEL Y DE 0,80 m PARA EL PRIMER NIVEL. AMBAS LONGITUDES MEDIDAS DESDE EL ROSTRO DE LA COLUMNA HACIA EL CENTRO DE LA VIGA.

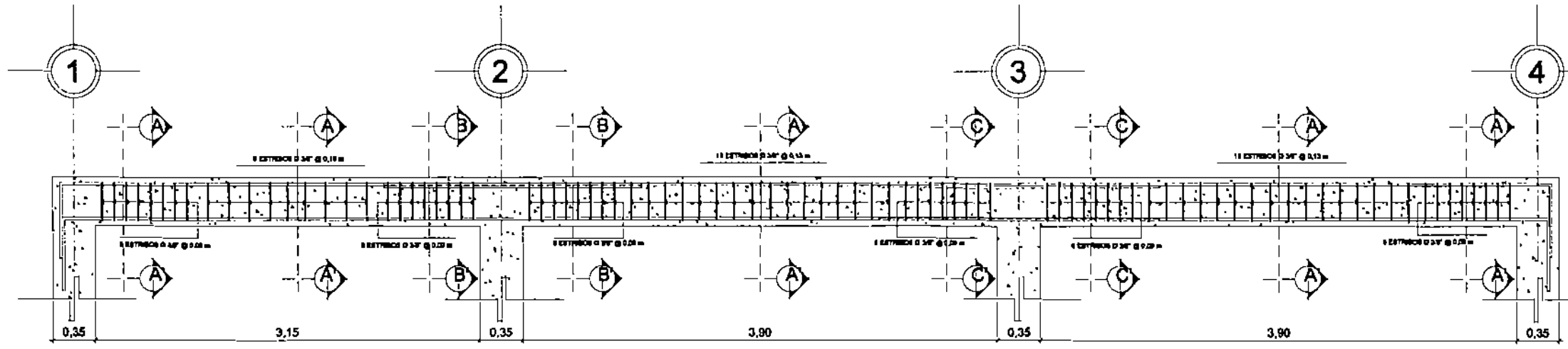


INSTITUTO
EDIFICIO MODELO PARA AUDIENCIA MUNICIPAL
MUNICIPIO DE SACAPULAS, EL QUICHE
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
DETALLE DE VIGAS PARA
MARCOS 2 Y 3

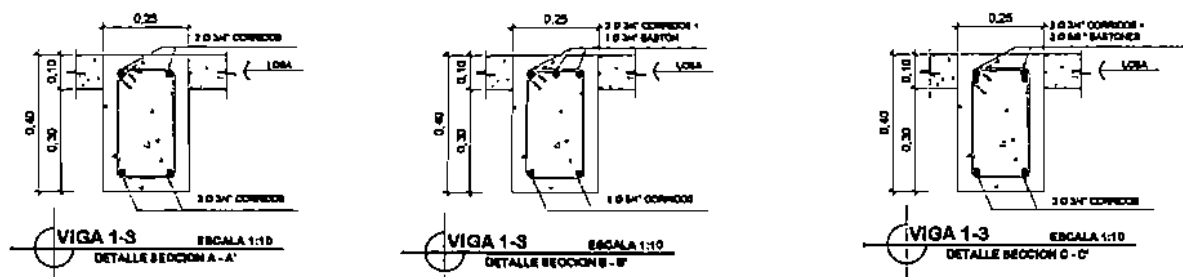
JOSÉ CARLOS LÓPEZ	Diseño
JOSÉ CARLOS LÓPEZ	Calculo
JOSÉ CARLOS LÓPEZ	Diseño
2004 - 12835	Colección
ING. ÁNGEL R. SIC	Aprobación
NOVIEMBRE 2011	Fecha
INDICADA	Edición
HOJA No. 1	
de 15	



ESPECIFICACIONES PARA VIGAS:

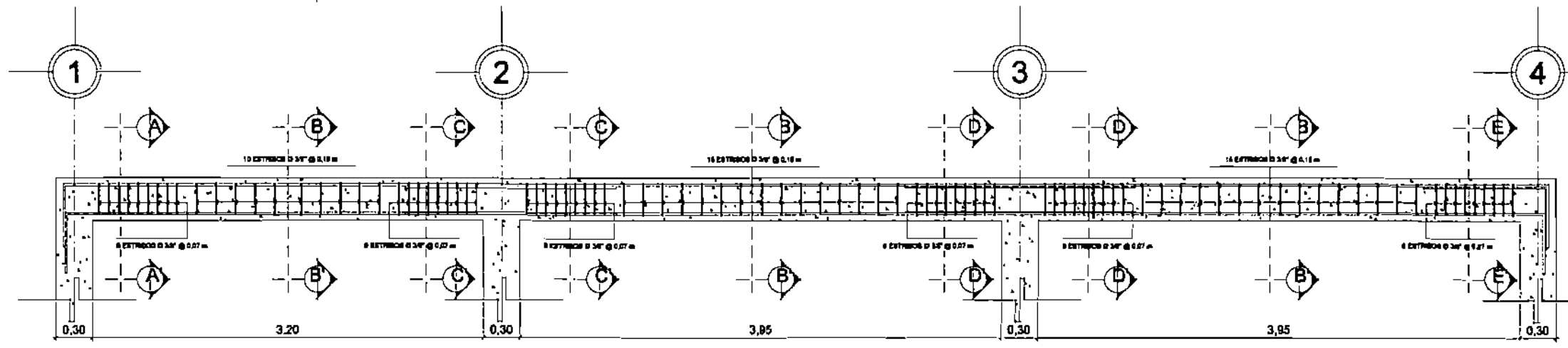


ELEVACION DE VIGA 1 - 3
 MARCOS A Y D (PRIMER NIVEL)
 ESCALA 1:20

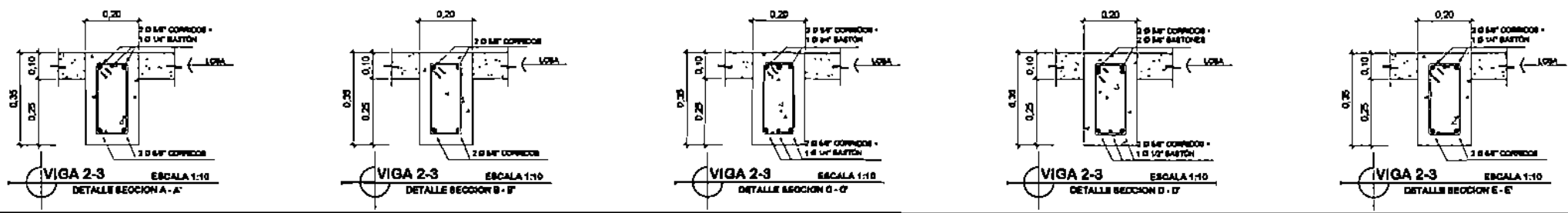


VIGA 1-3 ESCALA 1:10
 DETALLE SECCION A - A'
VIGA 1-3 ESCALA 1:10
 DETALLE SECCION B - B'
VIGA 1-3 ESCALA 1:10
 DETALLE SECCION C - C'

- EL MÍNIMO ANCLAJE O DESARROLLO PARA VARILLAS SUJETAS A TENSION Y TRASLAPES:
 $\varnothing 3/8" = 0,30\text{ m}$
 $\varnothing 1/2" = 0,40\text{ m}$
 $\varnothing 5/8" = 0,60\text{ m}$
 $\varnothing 3/4" = 0,80\text{ m}$
- TODAS LAS VARILLAS SE DOBLARÁN EN FRÍO.
- EL PRIMER ESTRIBO EN VIGAS SE DEBE COLOCAR A 0,05 m DEL ROSTRO DE LA COLUMNA.
- LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LOS BASTONES EN LA CAMA SUPERIOR DEBE SER 1/3 DE LA LUZ LIBRE Y PARA LA CAMA INFERIOR 1/4 DE LA LUZ, MEDIDA DEL ROSTRO DE LA COLUMNA AL CENTRO DE LA VIGA.
- EL DIÁMETRO MÍNIMO DE DOBLES PARA ESTRIBOS DE $\varnothing 3/8"$ A $3/4"$ DEBERÁ SER IGUAL A 8 VECES EL DIÁMETRO DE LA VARILLA.
- LA LONGITUD PARA LOS ESTRIBOS DE CONFINAMIENTO DEBE SER DE 0,70 m PARA EL SEGUNDO NIVEL Y DE 0,80 m PARA EL PRIMER NIVEL. AMBAS LONGITUDES MEDIDAS DESDE EL ROSTRO DE LA COLUMNA HACIA EL CENTRO DE LA VIGA.



ELEVACION DE VIGA 2 - 3
 MARCOS A Y D (SEGUNDO NIVEL)
 ESCALA 1:20



VIGA 2-3 ESCALA 1:10
 DETALLE SECCION A - A'
VIGA 2-3 ESCALA 1:10
 DETALLE SECCION B - B'
VIGA 2-3 ESCALA 1:10
 DETALLE SECCION C - C'
VIGA 2-3 ESCALA 1:10
 DETALLE SECCION D - D'
VIGA 2-3 ESCALA 1:10
 DETALLE SECCION E - E'



PROYECTO:
 EDIFICIO MODELO PARA ALUJERIA MUNICIPAL
 MUNICIPIO DE SACAPULAS, EL DUCHÉ
 PLANEACION:
 DETALLE DE VIGAS PARA
 MARCOS A Y D

PROYECTADO POR:
 JOSÉ CARLOS LÓPEZ
 DISEÑADO POR:
 JOSÉ CARLOS LÓPEZ
 2004 - 12633
 ASESORADO POR:
 ING. ÁNGEL R. SIC
 FECHA:
 NOVIEMBRE 2011
 ESTADO:
 INDICADA

HOJA Nº 2
 46

ING. JOSÉ CARLOS LÓPEZ
 No. C.A.P.E. 2004 - 12633

ING. ÁNGEL R. SIC
 No. C.A.P.E. 2004 - 12633

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - E.P.S. 200. SEMESTRE 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

ESPECIFICACIONES PARA VIGAS:

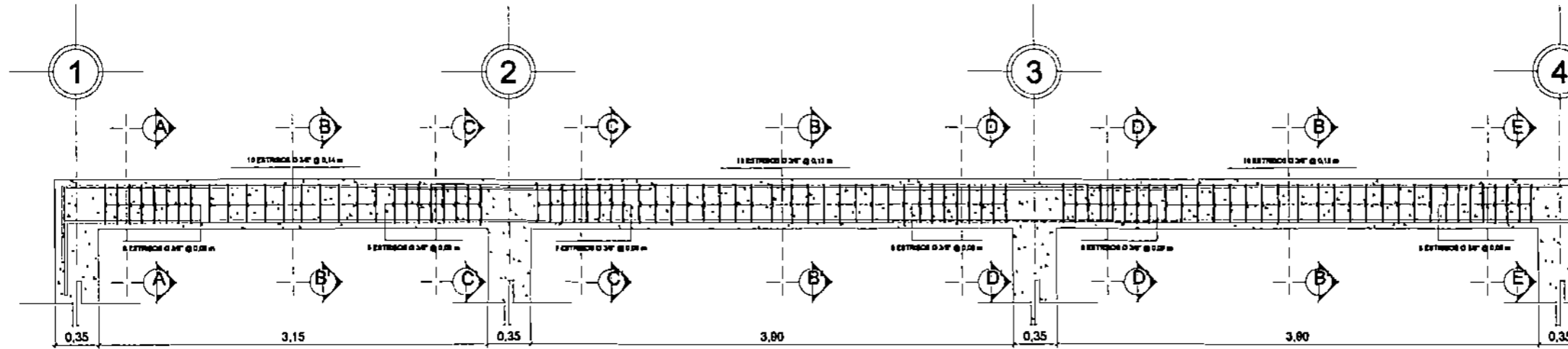
- EL MÍNIMO ANCLAJE O DESARROLLO PARA VARILLAS SUJETAS A TENSION Y TRASLAPES:
 $\varnothing 3/8" = 0,30 \text{ m}$
 $\varnothing 1/2" = 0,40 \text{ m}$
 $\varnothing 5/8" = 0,50 \text{ m}$
 $\varnothing 3/4" = 0,60 \text{ m}$

- TODAS LAS VARILLAS SE DOBLARÁN EN FRÍO.
- EL PRIMER ESTRIBO EN VIGAS SE DEBE COLOCAR A 0,05 m DEL ROSTRO DE LA COLUMNA.

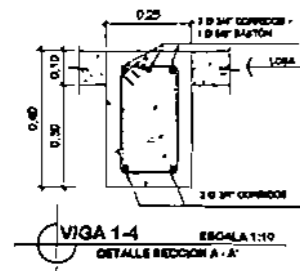
- LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LOS BASTONES EN LA CAMA SUPERIOR DEBE SER 1/5 DE LA LUZ LIBRE Y PARA LA CAMA INFERIOR 1/4 DE LA LUZ MEJIDA DEL ROSTRO DE LA COLUMNA AL CENTRO DE LA VIGA.

- EL DIÁMETRO MÍNIMO DE DOBLES PARA ESTRIBOS DE $\varnothing 3/8"$ A $3/4"$ DEBERÁ SER IGUAL A 6 VECES EL DIÁMETRO DE LA VARILLA.

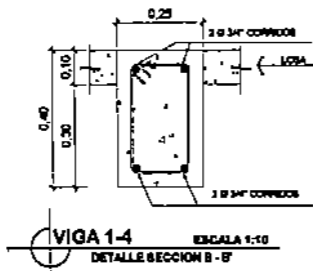
- LA LONGITUD PARA LOS ESTRIBOS DE CONFINAMIENTO DEBE SER DE 0,70 m PARA EL SEGUNDO NIVEL Y DE 0,80 m PARA EL PRIMER NIVEL. AMBAS LONGITUDES MEDIDAS DESDE EL ROSTRO DE LA COLUMNA HACIA EL CENTRO DE LA VIGA.



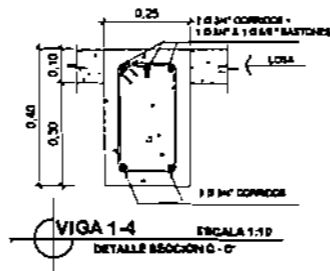
ELEVACION DE VIGA 1 - 4
 MARCO B Y C (PRIMER NIVEL)
 ESCALA 1:20



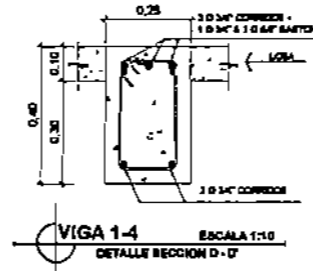
VIGA 1-4
 ESCALA 1:10
 DETALLE SECCION A - A'



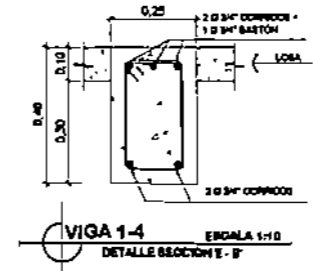
VIGA 1-4
 ESCALA 1:10
 DETALLE SECCION B - B'



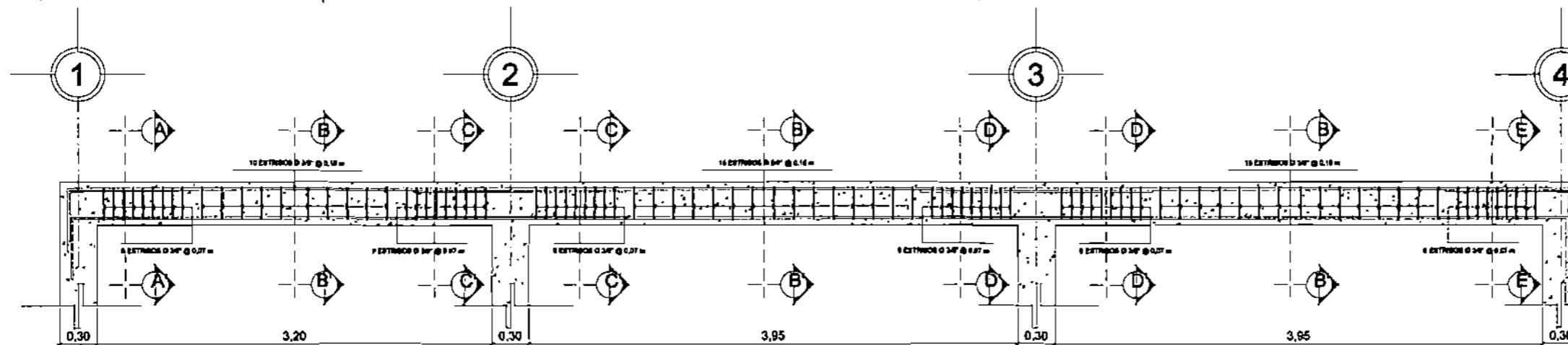
VIGA 1-4
 ESCALA 1:10
 DETALLE SECCION C - C'



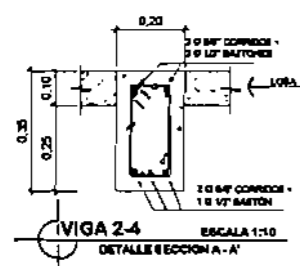
VIGA 1-4
 ESCALA 1:10
 DETALLE SECCION D - D'



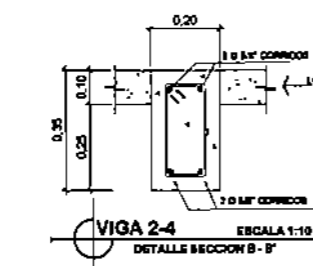
VIGA 1-4
 ESCALA 1:10
 DETALLE SECCION E - E'



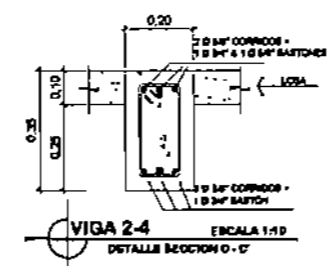
ELEVACION DE VIGA 2 - 4
 MARCO B Y C (SEGUNDO NIVEL)
 ESCALA 1:20



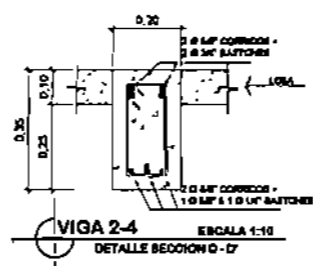
VIGA 2-4
 ESCALA 1:10
 DETALLE SECCION A - A'



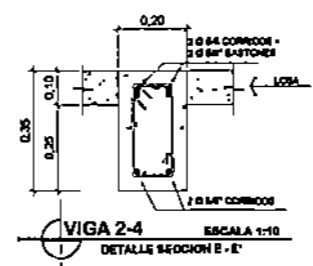
VIGA 2-4
 ESCALA 1:10
 DETALLE SECCION B - B'



VIGA 2-4
 ESCALA 1:10
 DETALLE SECCION C - C'



VIGA 2-4
 ESCALA 1:10
 DETALLE SECCION D - D'

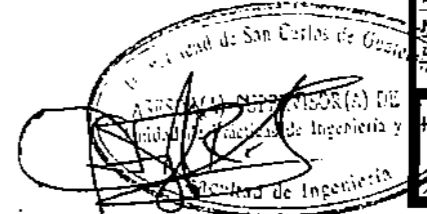


VIGA 2-4
 ESCALA 1:10
 DETALLE SECCION E - E'



PROYECTO
 EDIFICIO MODELO PARA AURICULTURA MUNICIPAL
 MUNICIPIO DE SACAPULIAS, EL QUICHE
 DETALLE DE VIGAS PARA MARCOS B Y C

JOSÉ CARLOS LÓPEZ	Dir. P.
JOSÉ CARLOS LÓPEZ	Dir. P.
JOSÉ CARLOS LÓPEZ	Dir. P.
2004 - 12538	C.P.
ING. ANGEL R. SIC	Dir. P.
NOVIEMBRE 2011	Fecha
BOCADA	Caril.
HOJA 15	
16	



INGENIERO SUPERVISADO
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPI 286, SEMESTRE 2008

