



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA
MULUVA, DISEÑO DE NUEVO MÓDULO PARA LA ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA
ALDEA LOS CIMIENTOS, MUNICIPIO DE SAN BARTOLOMÉ JOCOTENANGO Y DISEÑO
DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ALDEA RANCHO DE TEJA,
MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ**

Hans Ezequías Calel Jiatz

Juan Oscar Hú Laynez

Asesorados por el Ing. Ángel Roberto Sic García

Guatemala, enero de 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA MULUVA, DISEÑO DE NUEVO MÓDULO PARA LA ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA LOS CIMIENTOS, MUNICIPIO DE SAN BARTOLOMÉ JOCOTENANGO Y DISEÑO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ALDEA RANCHO DE TEJA, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

HANS EZEQUÍAS CALEL JIATZ

JUAN OSCAR HÚ LAYNEZ

ASESORADOS POR EL ING. ÁNGEL ROBERTO SIC GARCÍA

AL CONFERÍRSELES EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ENERO DE 2013

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	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
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 PARA LA ALDEA MULUVA, DISEÑO DE NUEVO MÓDULO PARA LA ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA LOS CIMIENTOS, MUNICIPIO DE SAN BARTOLOMÉ JOCOTENANGO Y DISEÑO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ALDEA RANCHO DE TEJA, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha octubre de 2010.



Hans Ezequías Cael Jiatz



Juan Óscar Hú Laynez



FACULTAD DE INGENIERÍA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 20 de septiembre de 2012
Ref.EPS.DOC.1260.09.12

Inga. Sigrid Alitza Calderón de León
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Calderón de León.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), de los estudiantes universitarios **Hans Ezequías Cael Jiatz Carné 200312602** y **Juan Hú Laynez Carné No. 200431093** de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA MULUVA, DISEÑO DE NUEVO MÓDULO PARA LA ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA LOS CIMIENTOS, MUNICIPIO DE SAN BARTOLOMÉ JOCOTENANGO Y DISEÑO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ALDEA RANCHO DE TEJA, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DE 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
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
11 de octubre de 2012

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 PARA LA ALDEA MЛУVA, DISEÑO DE NUEVO MÓDULO PARA LA ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA LOS CIMIENTOS, MUNICIPIO DE SAN BARTOLOMÉ JOCOTENANGO Y DISEÑO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ALDEA RANCHO DE TEJA, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ,** desarrollado por los estudiantes de Ingeniería Civil Hans Ezequías Cael Jiatz y Juan Oscar Hú Laynez, 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 INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

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



Guatemala,
19 de noviembre de 2012

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 PARA LA ALDEA MULUVA, DISEÑO DE NUEVO MÓDULO PARA LA ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA LOS CIMIENTOS, MUNICIPIO DE SAN BARTOLOMÉ JOCOTENANGO Y DISEÑO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA ALDEA RANCHO DE TEJA, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ, desarrollado por los estudiantes de Ingeniería Civil Hans Ezequias Calel Jiatz y Juan Oscar Hú Laynez, quienes contaron 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 INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC



Guatemala, 21 de noviembre de 2012
Ref.EPS.D.993.11.12

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 PARA LA ALDEA MULUVA, DISEÑO DE NUEVO MÓDULO PARA LA ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA LOS CIMIENTOS, MUNICIPIO DE SAN BARTOLOMÉ JOCOTENANGO Y DISEÑO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ALDEA RANCHO DE TEJA, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ"** que fue desarrollado por los estudiantes universitarios **Hans Ezequías Cael Jiatz Carné 200312602** y **Juan Hú Laynez Carné 200431093**, quienes fueron debidamente asesorados y supervisados 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. Sigrid Alitza Calderón de León De León
Directora Unidad de EPS

SACdL/ra





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. Sigrid Alitza Calderón de León De de León, al trabajo de graduación de los estudiantes Hans Ezequías Cael Jiatz y Juan Oscar Hú Laynez, titulado **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA MULUVA, DISEÑO DE NUEVO MÓDULO PARA LA ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA LOS CIMIENTOS, MUNICIPIO DE SAN BARTOLOMÉ JOCOTENANGO Y DISEÑO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ALDEA RANCHO DE TEJA, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ,** da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



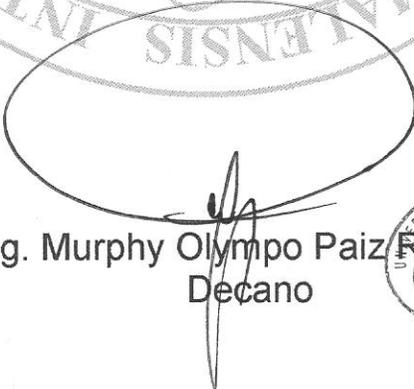
Guatemala, enero 2013

/bbdeb.



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 PARA LA ALDEA MULUVA, DISEÑO DE NUEVO MÓDULO PARA LA ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA LOS CIMIENTOS, MUNICIPIO DE SAN BARTOLOMÉ JOCOTENANGO Y DISEÑO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ALDEA RANCHO DE TEJA, MUNICIPIO DE SACAPULAS, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ,** presentado por los estudiantes universitarios **Hans Ezequías Calel Jiatz y Juan Oscar Hú Laynez,** autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, 30 de enero de 2013

/cc

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Cuyo temor es el principio de la sabiduría; solo a Él sea la gloria.
Nuestros padres	Por su amor, corrección y sustento desde siempre.
Nuestros hermanos	Por su cariño y apoyo.
Compañeros de estudio	Al grupo de cafeteros, más que compañeros; grandes amigos.
Universidad de San Carlos de Guatemala	Gloriosa alma mater, con respeto, admiración y orgullo.
Facultad de Ingeniería	Por permitirnos forjar uno de nuestros anhelos. A todas las personas que nos brindaron su apoyo incondicional a lo largo de esta formación.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	IX
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
GLOSARIO	XVII
RESUMEN.....	XXI
OBJETIVOS.....	XXIII
INTRODUCCIÓN	XXV
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Monografía de las aldeas Muluva y Los Cimientos, San Bartolomé Jocotenango, Quiché	1
1.1.1. Aspectos geográficos	1
1.1.1.1. Ubicación y localización.....	1
1.1.1.2. Límites	2
1.1.1.3. Clima	3
1.1.1.4. Suelo y topografía.....	3
1.1.2. Aspectos demográficos	4
1.1.2.1. Población e idioma	4
1.1.3. Aspectos socioeconómicos.....	4
1.1.3.1. Etnia religión y costumbres.....	4
1.1.3.2. Producción.....	5
1.1.4. Aspectos de infraestructura	5
1.1.4.1. Vías de acceso	5
1.1.4.2. Servicios públicos	5
1.1.5. Diagnóstico de necesidades de servicio básico e infraestructura.....	6

	1.1.5.1.	Descripción de las necesidades priorizadas.....	6
	1.1.5.2.	Solución de las necesidades priorizadas.....	7
1.2.		Monografía de la aldea Rancho de Teja, Sacapulas, Quiché	7
	1.2.1.	Aspectos geográficos	7
	1.2.1.1.	Ubicación y localización	8
	1.2.1.2.	Límites.....	8
	1.2.1.3.	Clima	8
	1.2.1.4.	Suelo y topografía	8
	1.2.2.	Aspectos demográficos	9
	1.2.2.1.	Población.....	9
	1.2.3.	Aspectos socioeconómicos	9
	1.2.3.1.	Etnia, religión y costumbres	9
	1.2.3.2.	Producción	10
	1.2.4.	Aspectos de infraestructura.....	10
	1.2.4.1.	Vías de acceso.....	10
	1.2.4.2.	Servicios públicos.....	10
	1.2.5.	Diagnóstico sobre necesidades de servicio básico e infraestructura	11
	1.2.5.1.	Priorización de las necesidades	11
	1.2.5.2.	Solución a las necesidades priorizadas.....	11
2.		SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	13
	2.1.	Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Muluva, San Bartolomé Jocotenango, Quiché....	13
	2.1.1.	Antecedentes	13
	2.1.2.	Descripción del proyecto a desarrollar	14

2.1.3.	Fuentes de abastecimiento de agua.....	14
2.1.4.	Caudal de aforo	14
2.1.5.	Análisis de la calidad de agua	15
2.1.5.1.	Examen bacteriológico	15
2.1.5.2.	Examen físico químico.....	16
2.1.6.	Levantamiento topográfico	16
2.1.6.1.	Altimetría.....	16
2.1.6.2.	Planimetría.....	17
2.1.7.	Población actual	17
2.1.8.	Tasa de crecimiento	17
2.1.9.	Bases de diseño	17
2.1.9.1.	Período de diseño.....	18
2.1.9.2.	Población de diseño	18
2.1.10.	Dotación	19
2.1.11.	Factores de consumo	20
2.1.11.1.	Factor de día máximo (FDM)	20
2.1.11.2.	Factor de hora máxima (FHM).....	20
2.1.11.3.	Caudal medio diario (Qmd).....	20
2.1.11.4.	Caudal máximo diario (Qmáxd)	21
2.1.11.5.	Caudal máximo horario (Qmáxh).....	22
2.1.12.	Diseño hidráulico	22
2.1.12.1.	Captación.....	23
2.1.12.2.	Tipo de tubería.....	23
2.1.12.3.	Línea de conducción.....	23
2.1.12.4.	Tanque de almacenamiento	27
2.1.12.5.	Línea de distribución.....	41
2.1.13.	Obras hidráulicas.....	46
2.1.13.1.	Caja unificadora de caudales.....	46
2.1.13.2.	Caja rompe presión	46

	2.1.13.3.	Válvula de limpieza	47
	2.1.13.4.	Válvula de aire.....	48
	2.1.13.5.	Válvula de compuerta.....	48
	2.1.13.6.	Pasos aéreos	48
2.1.14.		Sistema de desinfección.....	63
2.1.15.		Programa de operación y mantenimiento.....	64
2.1.16.		Propuesta de tarifa de servicio	65
2.1.17.		Planos	68
2.1.18.		Presupuesto	68
2.1.19.		Cronograma de ejecución	69
2.1.20.		Evaluación socioeconómica	70
	2.1.20.1.	Valor Presente Neto (VPN)	71
	2.1.20.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR)	73
2.1.21.		Evaluación de impacto ambiental.....	74
2.2.		Diseño del nuevo módulo para la escuela oficial rural mixta, aldea Los Cimientos, San Bartolomé Jocotenango, Quiché	78
	2.2.1.	Antecedentes	78
	2.2.2.	Requerimientos del edificio educativo	79
	2.2.3.	Topografía del terreno.....	79
	2.2.4.	Determinación del valor soporte del suelo (Vs)	79
	2.2.5.	Especificaciones para el diseño de edificios educativos	81
	2.2.5.1.	Criterios de conjunto	81
	2.2.5.2.	Criterios de iluminación	82
	2.2.5.3.	Criterios de ventilación	83
	2.2.5.4.	Confort acústico	83
	2.2.5.5.	Instalaciones	84
	2.2.5.6.	Espacios educativos.....	84
2.2.6.		Diseño arquitectónico.....	85

	2.2.6.1.	Planta	86
	2.2.6.2.	Elevación	86
	2.2.6.3.	Altura del edificio	87
2.2.7.		Selección del sistema estructural	88
	2.2.7.1.	Tipología estructural	88
2.2.8.		Análisis estructural.....	88
	2.2.8.1.	Predimensionamiento de los elementos estructurales.....	89
	2.2.8.2.	Determinación de cargas aplicadas a marcos dúctiles.....	92
	2.2.8.3.	Corte basal	96
	2.2.8.4.	Desarrollo del análisis estructural por Etabs V9.6	108
	2.2.8.5.	Resultados del análisis estructural	110
	2.2.8.6.	Comparación de resultados.....	114
2.2.9.		Diseño estructural.....	117
	2.2.9.1.	Diseño de losas	117
	2.2.9.2.	Diseño de vigas	128
	2.2.9.3.	Diseño de columnas	137
	2.2.9.4.	Diseño de cimientos	154
2.2.10.		Planos.....	163
2.2.11.		Presupuesto.....	164
2.2.12.		Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)	166
2.2.13.		Cronograma de ejecución e inversión	167
2.3.		Diseño de un edificio escolar de dos niveles para la aldea Rancho de Teja, Sacapulas, Quiché	169
	2.3.1.	Antecedentes.....	169
	2.3.2.	Requerimientos del edificio educativo	169
	2.3.3.	Topografía del terreno	169

2.3.4.	Determinación del valor soporte del suelo, V_s	170
2.3.5.	Especificaciones para el diseño de edificios educativos	171
2.3.5.1.	Criterios de conjunto	171
2.3.5.2.	Criterios de iluminación	172
2.3.5.3.	Ventilación.....	173
2.3.5.4.	Confort acústico	173
2.3.5.5.	Instalaciones	174
2.3.5.6.	Espacios educativos.....	174
2.3.6.	Diseño arquitectónico	176
2.3.6.1.	Forma del edificio en planta	176
2.3.6.2.	Forma del edificio en elevación	178
2.3.6.3.	Altura del edificio	179
2.3.7.	Selección del sistema estructural	179
2.3.8.	Análisis estructural	180
2.3.8.1.	Predimensionamiento estructural	180
2.3.8.2.	Predimensionamiento de vigas	180
2.3.8.3.	Predimensionamiento de columnas ...	181
2.3.8.4.	Predimensionamiento de losas	182
2.3.9.	Determinación de cargas aplicadas a marcos dúctiles	183
2.3.9.1.	Cargas verticales.....	183
2.3.9.2.	Cargas horizontales	185
2.3.9.3.	Corte basal	186
2.3.9.4.	Fuerzas por nivel.....	188
2.3.9.5.	Excentricidades	189
2.3.9.6.	Incremento por cortante torsional.....	191
2.3.10.	Desarrollo del análisis estructural por Etabs V9.6.....	193

2.3.10.1.	Especificaciones generales	193
2.3.10.2.	Geometría estructural	194
2.3.10.3.	Asignación de cargas	194
2.3.10.4.	Combinaciones de cargas	195
2.3.10.5.	Resultados del análisis estructural	195
2.3.11.	Comparación de resultados	200
2.3.12.	Diseño estructural	202
2.3.12.1.	Diseño de losas	202
2.3.12.2.	Diseño de vigas	210
2.3.12.3.	Diseño de columnas	219
2.3.12.4.	Diseño de cimientos	231
2.3.13.	Planos.....	236
2.3.14.	Presupuesto.....	236
2.3.15.	Cronograma de ejecución e inversión	238
2.3.16.	Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)	240
CONCLUSIONES		241
RECOMENDACIONES		243
BIBLIOGRAFÍA.....		245
APÉNDICE.....		247

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización de las aldeas Muluva y Los Cimientos	2
2.	Corte típico de muro (tanque)	29
3.	Dimensiones del tanque (planta).....	29
4.	Diagrama de momentos últimos en losa (tanque).....	32
5.	Diagrama de fuerzas actuantes sobre el muro.....	36
6.	Cálculo de L_2	54
7.	Planta típica propuesta.....	86
8.	Elevación típica del edificio	87
9.	Tipología estructural del módulo	89
10.	Planta de áreas tributarias	93
11.	Elevación de marcos típicos.....	94
12.	Modelo matemático, marco típico eje B y eje 2.....	95
13.	Distribución del peso de la estructura por nivel.....	98
14.	Excentricidad del edificio.....	102
15.	Diagrama de momentos, marco 2, carga muerta	110
16.	Diagrama de momentos, marco 2, carga viva.....	111
17.	Diagrama de momentos, marco 2, carga E.....	111
18.	Diagrama de momentos, marco 2, combinación 1	112
19.	Diagrama de momentos, marco 2, combinación 2	112
20.	Diagrama de momentos, marco 2, combinación 3	113
21.	Diagrama de momentos, marco 2, combinación 4	113
22.	Diagrama de momentos, marco 2, combinación 5	114
23.	Momentos de piso, marco 2, Cm	115

24.	Iteraciones de método numérico Kani.....	116
25.	Comparación de momentos, Etabs versus Kani	116
26.	Planta típica de losas.....	117
27.	Momentos actuantes en losas	122
28.	Momentos balanceados en losas.....	125
29.	Envolvente de momentos marco No. 2, primer nivel.....	129
30.	Armado final de viga	136
31.	Configuración de marcos en el sentido X	142
32.	Configuración de marcos en el sentido Y	143
33.	Sección de columna.....	148
34.	Armado final de la columna	155
35.	Distancia donde ocurre el corte simple	159
36.	Área de punzonamiento.....	160
37.	Armado final de zapata	164
38.	Planta típica para módulo de aulas (solución propuesta)	177
39.	Forma del edificio en elevación	178
40.	Tipología estructural de los módulos	179
41.	Planta general de losas	182
42.	Modelo matemático, marco típico eje 2 y eje B	185
43.	Distribución del peso de la estructura por nivel	187
44.	Diagrama de momentos, eje 2, carga muerta	196
45.	Diagrama de momentos, eje 2, carga viva.....	196
46.	Diagrama de momentos, eje 2, carga de sismo.....	197
47.	Diagrama de momentos, eje 2, combinación 1	197
48.	Diagrama de momentos, eje 2, combinación 2.....	198
49.	Diagrama de momentos, eje 2, combinación 3.....	198
50.	Diagrama de momentos, eje 2, combinación 4.....	199
51.	Diagrama de momentos, eje 2, combinación 5.....	199
52.	Comparación de resultados (Cm)	201

53.	Planta típica de losas	203
54.	Planta de momentos actuantes en losas, nivel 1	206
55.	Planta de momentos balanceados en losas, nivel 1	208
56.	Envolvente de momentos nivel 1, eje 2.....	211
57.	Refuerzo longitudinal de viga	215
58.	Armado final de viga.....	218
59.	Sección de columna	220
60.	Configuración de marcos en sentido Y.....	222
61.	Configuración de marcos en sentido X.....	224
62.	Distancia donde ocurre el corte simple, zapata 1	233
63.	Área de punzonamiento, zapata tipo 1	234

TABLAS

I.	Dotación según diferentes sistemas de servicio	19
II.	Momento estabilizante en el muro	39
III.	Tensión en el cable.....	52
IV.	Altura de péndola.....	56
V.	Presupuesto del proyecto	68
VI.	Cronograma de ejecución	70
VII.	Valor Presente Neto (VPN)	71
VIII.	Impacto ambiental, etapa de operación	76
IX.	Factores de capacidad de carga.....	81
X.	Valores para determinar las cargas verticales	93
XI.	Fuerzas por nivel	101
XII.	Fuerzas por marco.....	101
XIII.	Determinación del centro de masa	103
XIV.	Determinación del incremento por torsión	107
XV.	Espaciamiento requerido en losas	127

XVI.	Refuerzo requerido por momentos actuantes en viga	131
XVII.	Presupuesto del proyecto	165
XVIII.	Boleta de evaluación del riesgo al medioambiente.....	166
XIX.	Cronograma de ejecución e inversión	168
XX.	Factores de capacidad de carga	171
XXI.	Valores para determinar las cargas verticales utilizadas	184
XXII.	Determinación del centro de masa	190
XXIII.	Determinación del incremento torsional por eje.....	193
XXIV.	Combinación de cargas de mayoración eje 2, segundo nivel.....	200
XXV.	Combinación de cargas de mayoración eje 2, primer nivel	200
XXVI.	Refuerzo requerido por momentos actuantes en la viga	213
XXVII.	Presupuesto del proyecto	236
XXVIII.	Cronograma de ejecución e inversión	239

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
H	Altura
a	Ancho de la sección estructural
Φ	Ángulo de fricción interna
A	Área, lado corto de losa
A_g	Área gruesa o área total de la sección
A_p	Área punzante
A_s	Área de acero
$AS_{m\acute{a}x}$	Área de acero máxima
$AS_{m\acute{i}n}$	Área de acero mínima
AS_{temp}	Área de acero por temperatura
A_t	Área tributaria
A_v	Área de varilla de acero
A_z	Área de zapata
@	Arroba, a cada
b	Base de la sección estructural
Cu	Carga última
Cm	Carga muerta lineal o distribuida
Cv	Carga viva lineal o distribuida
Qmd	Caudal medio diario
Qmaxd	Caudal máximo diario
Qmaxh	Caudal máximo hora
cm	Centímetro
cm²	Centímetro cuadrado

pvc	Cloruro de polivinilo
cos	Coseno
Vr	Corte resistente del concreto
D_f	Desplante de cimentación
Ø	Diámetro
Dot	Dotación
Est	Estación
f_c	Esfuerzo a compresión del concreto
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero
S	Espaciamiento
S_{máx}	Espaciamiento máximo
S_{mín}	Espaciamiento mínimo
t	Espesor de la losa
e	Excentricidad
φ	Factor de reducción de la resistencia a compresión
F	Fuerza
gr	Gramo
HG	Hierro galvanizado
I	Inercia
kg	Kilogramo
kg-m	Kilogramo por metro
kg/m²	Kilogramo sobre metro cuadrado
kg/m³	Kilogramo sobre metro cúbico
km	Kilómetro
kph	Kilómetro por hora
kw	Kilo vatio
B	Lado largo de losa
L	Longitud
L_u	Longitud libre a rostros interiores

l	Litro
lb	Libra
lb/ft	Libra por pie
lb/ft²	Libra por pie cuadrado
lb/ft³	Libra por pie cúbico
psi	Libra por pulgada cuadrada
l/hab/día	Litro por habitante por día
l/s	Litro por segundo
m	Metro, relación ancho y largo de la losa
m²	Metro cuadrado
m³	Metro cúbico
mca	Metro columna de agua
msnm	Metros sobre nivel del mar
m/s	Metro sobre segundo
mm	Milímetro
d	Peralte
γ	Peso específico
W	Peso
n	Período de diseño, número de unidades según sea el caso
p	Perímetro
ft	Pie
P.O.	Punto observado
Pa	Población actual
Pf	Población futura
pulg	Pulgada
Q	Quetzal (moneda guatemalteca)
q_{dis}	Presión de diseño
rec	Recubrimiento

Sc	Sobrecarga
sen	Seno
Seg	Segundo
Σ	Sumatoria
tg	Tangente
T	Tiempo
i	Tasa de crecimiento poblacional
TIR	Tasa interna de retorno
ton	Tonelada
ton/m²	Tonelada por metro cuadrado
C.B.R.	Valor relativo de soporte California (por sus siglas en inglés)
V	Velocidad, volumen
VPN	Valor presente neto
V_s	Valor soporte del suelo

GLOSARIO

Acero mínimo	Cantidad de acero determinado por la sección y límite de fluencia del acero, necesario para evitar grietas por cambios en la temperatura.
ACI	Instituto Americano del Concreto (por sus siglas en inglés).
Acueducto	Conducto artificial para transportar agua, que tiene por objeto abastecer a una población.
Aforo	Operación que consiste en medir el caudal de una fuente.
Agua potable	Agua sanitariamente segura y agradable a los sentidos.
Altimetría	Parte de la topografía dedicada a la medición de alturas.
Amplificador	Factor de seguridad obtenido a partir de la evaluación de los efectos de esbeltez en columnas.
Bacteriológico	Examen que determina el número y clase de bacterias más probable que están presentes en el agua.

Caudal	Cantidad de agua en unidades de volumen por unidad de tiempo que pasa en un punto determinado donde circule un líquido.
Cimentación	Subestructura destinada a soportar el peso de la construcción que gravita sobre ella, la cual transmite sobre el terreno las cargas correspondientes de una forma estable y segura.
Cloración	Desinfección de agua por medio de cloro.
COGUANOR	Comisión Guatemalteca de Normas.
Corte basal	Fuerza aplicada a la base de una edificación producto del sismo.
Desinfección	Eliminación de bacterias patógenas que existen en el agua mediante procesos químicos.
Dotación	Cantidad de agua necesaria para el consumo de una persona por día.
Estiaje	Época del año, en la que los caudales de las fuentes de agua descienden al nivel mínimo.
Estructura	Ordenamiento de un conjunto de elementos encargados de resistir los efectos de las fuerzas externas de un cuerpo físico.

Excentricidad	Distancia que separa al centro de masa del centro de rigidez, con respecto a un punto de origen seleccionado.
Fisicoquímico	Análisis que determina el color, olor, turbiedad, temperatura, sabor, dureza y parámetros químicos del agua.
Fuente	También llamado nacimiento. Es la formación superficial en la que sin la intervención del hombre, brota agua subterránea de las rocas, suelo o ladera, siendo restringida el área del brote.
Fluencia	Indica el esfuerzo máximo que se desarrolla en el acero, sin causar una deformación plástica.
INFOM	Instituto de Fomento Municipal.
Momento	Esfuerzo al que está sometido un cuerpo, resultando de la aplicación de una fuerza a, "x", distancia de su centro de masa.
Patógeno	Que contamina y genera enfermedades.
Planimetría	Proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario, que es la superficie media de la tierra y que toma un punto de referencia para su orientación.

Rigidez	Resistencia de un elemento estructural a la deformación.
SEAOC	Structural engineers association of California (Asociación de Ingenieros Estructurales de California).
Sismo	Aceleración de la corteza terrestre, por un acomodamiento de las placas tectónicas a cierta profundidad, partiendo de un epicentro.
Topografía	Arte de representar un terreno en un plano, con su forma, dimensiones y relieve.
UNEPAR	Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales.

RESUMEN

El presente trabajo de investigación contiene información sobre las actividades realizadas durante el período del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), en el municipio de San Bartolomé Jocotenango y la municipalidad de Sacapulas, ambos en el departamento de Quiché. En respuesta a la solicitud de apoyo técnico profesional realizada por la municipalidad de tal localidad a la Universidad de San Carlos de Guatemala, en el cual se plantean soluciones técnicas a las necesidades de la población.

En la primera parte, se presenta una investigación de tipo monográfica, así como un diagnóstico sobre la situación actual de las comunidades atendidas, en lo que se refiere a servicios básicos e infraestructura.

La segunda parte, contiene todo lo referente a la fase de servicio técnico profesional, en el cual se desarrolló el diseño de los siguientes proyectos: sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Muluva, nuevo módulo para la escuela oficial rural mixta aldea Los Cimientos, municipio de San Bartolomé Jocotenango y un edificio escolar de dos niveles para la aldea Rancho de Teja, municipio de Sacapulas, departamento de Quiché.

Al final se presenta el presupuesto, cronograma de ejecución y juego de planos respectivo de cada proyecto.

OBJETIVOS

General

Contribuir con el desarrollo del municipio de San Bartolomé Jocotenango y del municipio de Sacapulas, ambos del departamento de Quiché, a través de apoyo técnico profesional enfocado en el diseño de proyectos de infraestructura y de servicio básico.

Específicos

1. Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Muluva, San Bartolomé Jocotenango, Quiché.
2. Diseñar un nuevo módulo para la Escuela Oficial Rural Mixta, aldea Los Cimientos, San Bartolomé Jocotenango, Quiché.
3. Diseñar un edificio escolar de dos niveles para la aldea Rancho de Teja, Sacapulas, Quiché.
4. Desarrollar una monografía propia de las aldeas en las que se desarrollarán dichos proyectos.

INTRODUCCIÓN

El déficit actual en cobertura de los servicios de agua potable en el área rural, así como los sistemas que proveen agua con cierto grado de alteración por falta de tratamiento adecuado, ha provocado que gran parte de la población sufra de enfermedades gastrointestinales. Por tal razón, es necesario diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable para suministrar a los habitantes de la aldea Muluva, del municipio de San Bartolomé Jocotenango, Quiché, el cual debido a la topografía y localización de las fuentes se desarrolló por gravedad, de la caja de captación hacia el tanque de distribución, y el sistema de distribución por redes abiertas hacia las conexiones domiciliarias.

Por otro lado en la aldea Los Cimientos, municipio de San Bartolomé Jocotenango y en la aldea Rancho de Teja, municipio de Sacapulas, la población se ve afectada por la falta de instalaciones educativas, debido al incremento poblacional estudiantil, tanto en el nivel primario como en el nivel secundario, por lo que se priorizo una solución al problema, mediante el diseño y futura construcción de un nuevo módulo para la escuela Oficial Rural Mixta, aldea Los Cimientos y de un edificio escolar de dos niveles para la aldea Rancho de Teja.

El desarrollo de estos proyectos dan solución a problemas de infraestructura, salubridad e higiene que están presentes en dichos municipios.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía de las aldeas Muluva y Los Cimientos, San Bartolomé Jocotenango, Quiché

Como parte de la investigación, para el desarrollo adecuado del servicio técnico profesional, se realiza una monografía propia de las aldeas en las que se llevarán a cabo los proyectos, conteniendo la información necesaria para el desarrollo de estos.

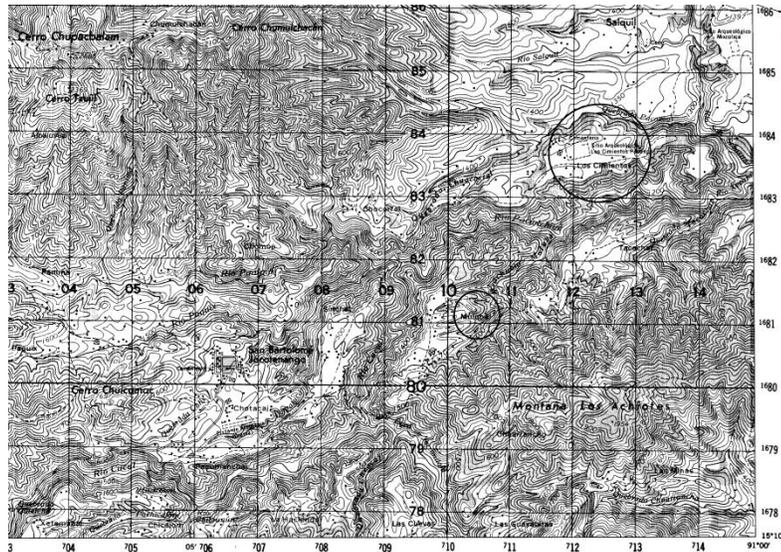
1.1.1. Aspectos geográficos

Los aspectos geográficos hacen mención de la ubicación, localización, clima y accidentes topográficos entre otros; los cuales son necesarios para el adecuado desarrollo del servicio técnico profesional.

1.1.1.1. Ubicación y localización

El municipio de San Bartolomé Jocotenango, se encuentra ubicado en el departamento de Quiché, al noroccidente de Guatemala a 238 kilómetros de la ciudad capital. Las coordenadas geodésicas son: latitud 15° 11' 27", longitud 90° 04' 40" y una altitud de 1 525 metros sobre el nivel del mar. Las aldeas Muluva y Los Cimientos, distan 8 kilómetros y 11 kilómetros de la cabecera municipal respectivamente.

Figura 1. **Localización de las aldeas Muluva y Los Cimientos**



Fuente: Instituto Geográfico Nacional.

1.1.1.2. **Límites**

La aldea Muluva, limita al norte con la aldea Los Cimientos y el caserío Choacorrál, al sur con el caserío El Carrizal, al este con los caseríos Chomop y Sinchaj y al oeste con el caserío Tacachat, todos del municipio de San Bartolomé Jocotenango.

La aldea Los Cimientos, limita al norte y al oeste con el municipio de San Andrés Sajcabaja, al sur con el caserío Tacachat y la aldea Los Cimientos y al este con el caserío Choacorrál, ambos del municipio de San Bartolomé Jocotenango.

1.1.1.3. Clima

La estación meteorológica Chuitinamit, es la más cercana al municipio con latitud 151 718, longitud 910 510 y una altura de 1 180 metros sobre el nivel del mar. Para el 2008 se registró una temperatura media anual de 21,6 grados centígrados, precipitación anual de 414,9 milímetros y una humedad relativa media del 64 por ciento, lo cual nos indica un punto de rocío de 14,47 grados centígrados, temperatura en la cual se empieza a condensar el vapor de agua contenido en el aire.

Lo anterior establece que el clima cálido es el predominante en la región, esto debido a que el municipio se encuentra dentro del llamado corredor seco del área noroccidental del país. Ligeras lluvias aparecen en la época de invierno que se desarrolla en los meses de mayo a septiembre, son raras las lluvias considerables.

1.1.1.4. Suelo y topografía

El suelo de ambas comunidades pertenece al área central del altiplano, el suelo superficial es de color café con textura y consistencia franco arenoso, el subsuelo también de color café de consistencia areno arcillosa con espesores variados.

La topografía presenta terrenos escarpados y barrancos de considerables pendientes, ya que el área es montañosa con pequeños valles en donde se encuentran asentadas las comunidades.

1.1.2. Aspectos demográficos

En todo tipo de estudios económicos o sociales, es necesario analizar todos los tópicos que en materia demográfica se susciten, ya que de no hacerlo, más difícil será satisfacer sus necesidades.

1.1.2.1. Población e idioma

Actualmente la aldea Muluva, cuenta con 145 familias y un promedio de 7 miembros por familia, lo cual da un total de 1 015 habitantes. La aldea Los Cimientos por su parte cuenta con 190 familias y un promedio de 7 miembros por familia, lo cual da un total de 1 330 habitantes.

El idioma predominante en ambas aldeas es el Quiché, y también hay un considerable porcentaje que habla el español, aunque la mayoría es bilingüe y habla ambos idiomas.

1.1.3. Aspectos socioeconómicos

El estudio socioeconómico caracteriza el conjunto de actividades humanas propias de una región, su estructura y procesos económicos, sociales y culturales. Es necesario establecer estas actividades para el estudio de las necesidades a satisfacer en el municipio.

1.1.3.1. Etnia religión y costumbres

Para ambas comunidades el 98 por ciento de la población es indígena de la etnia Kiché, existen 2 tendencias religiosas predominantes y son la evangélica y la católica, estos últimos celebran y participan de las actividades

que se programan para conmemorar el día del patrono del municipio; San Bartolomé apóstol el día 22 de agosto.

1.1.3.2. Producción

Fundamentalmente las comunidades respaldan su economía en la agricultura; siendo sus principales cultivos maíz, cebolla, tomate, manía, naranja, jocote corona (de agosto a noviembre) que los mismos pobladores cultivan y venden entre ellos los días de plaza (martes).

1.1.4. Aspectos de infraestructura

La infraestructura es la base sobre la cual se produce la prestación de servicios considerados necesarios para el desarrollo de fines productivos, y sociales. Es necesario indicar la infraestructura presente en los municipios para el estudio de necesidades a satisfacer.

1.1.4.1. Vías de acceso

Para ambas comunidades, el acceso desde la cabecera municipal es a través de caminos de terracería, los cuales en la época de invierno se tornan difíciles debido a derrumbes y crecidas de riachuelos. No existe transporte regular a estas aldeas, salvo los días martes en los que se pueden encontrar pickups de los mismos pobladores que viajan a la cabecera municipal.

1.1.4.2. Servicios públicos

Las aldeas Muluva y Los Cimientos cuentan con servicio eléctrico, y de agua potable, también existen en cada aldea escuelas para nivel primario y

básico, iglesias evangélicas e iglesia católica, alcaldías auxiliares y cementerios.

1.1.5. Diagnóstico de necesidades de servicio básico e infraestructura

Como necesidades del municipio, se pueden mencionar en cuanto a infraestructura; pavimentación de caminos, construcción de edificios públicos administrativos, ampliación de escuelas y en cuanto a servicios básicos; el agua potable, estos 2 últimos se consideraron como prioritarios y son los que a continuación se describen.

1.1.5.1. Descripción de las necesidades priorizadas

Actualmente existe una línea de conducción de agua potable que abastece a la aldea Muluva; sin embargo, debido a que la población ha aumentado, nuevos asentamientos que han surgido alrededor de la aldea, provocan que el servicio actual no pueda cubrir a toda la población, esto sumado a que en verano el caudal disminuye, el abastecimiento de agua a dicha comunidad es deficiente y produce escasez o falta total del servicio de agua potable, provocando con esto la aparición de enfermedades por falta de higiene y por consumo de otras fuentes de agua no potables.

Por otro lado en la aldea Los Cimientos; estudiantes, padres de familia y vecinos realizaron asamblea constante para lograr el desarrollo del proyecto de construcción de un nuevo módulo para la escuela existente, en dicha escuela existe hacinamiento, debido al crecimiento de la población estudiantil lo cual provoca deficiencias en el aprendizaje.

1.1.5.2. Solución de las necesidades prioritizadas

Para la aldea Muluva se proporcionará la solución técnica desarrollando un proyecto que consiste en el diseño de la línea de conducción de agua potable, para lo cual se llevará a cabo el aforo de las fuentes, análisis fisicoquímico de las fuentes, levantamiento topográfico, diseño hidráulico de la línea de conducción, tanque de captación y caja unificadora, así como el diseño de la red de distribución.

En la aldea Los Cimientos, la solución técnica consiste en el desarrollo del proyecto de construcción de un nuevo módulo en un terreno adyacente a la escuela existente, dicho módulo constará de 7 aulas distribuidas en 2 niveles y 2 servicios sanitarios, para lo cual se realizará el estudio de suelos, diseño arquitectónico, diseño estructural, la estimación del costo y el juego de planos.

1.2. Monografía de la aldea Rancho de Teja, Sacapulas, Quiché

Como parte de la investigación, para el desarrollo adecuado del servicio técnico profesional, se realiza una monografía propia de la aldea Rancho de Teja, en la cual se desarrollará el proyecto, y contendrá la información necesaria para su evaluación.

1.2.1. Aspectos geográficos

Los aspectos geográficos hacen mención de la ubicación, localización, clima y accidentes topográficos entre otros; los cuales son necesarios para el adecuado desarrollo del servicio técnico profesional.

1.2.1.1. Ubicación y localización

La aldea Rancho de Teja, se ubica en el municipio de Sacapulas, departamento de Quiché, región VI o región nor occidental. Se localiza a 36 kilómetros de la cabecera departamental. Al noroeste de la cabecera municipal y a 206 kilómetros de la ciudad capital. Las coordenadas geodésicas de la cabecera municipal son: latitud 15°14'50" y longitud 91°10'27".

1.2.1.2. Límites

La aldea Rancho de Teja, limita al norte con la aldea Trapichitos (Sacapulas, El Quiché), al sur con la aldea Panimá (San Pedro Jocopilas, El Quiché), al este con la aldea Río Blanco y Guantajau (Sacapulas, El Quiché) y al oeste con la aldea Parraxtut (Sacapulas, El Quiché).

1.2.1.3. Clima

La aldea Rancho de Teja se encuentra a una altura de aproximadamente 1 540 metros sobre el nivel del mar, por lo que presenta un clima templado. La estación meteorológica Chuitinamit, es la más cercana al municipio.

1.2.1.4. Suelo y topografía

El suelo de esta comunidad pertenece a la altiplanicie central del departamento de El Quiché. 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 esta húmedo y duro cuando está seco, con espesor aproximado de 50 a 70 centímetros.

1.2.2. Aspectos demográficos

En todo tipo de estudios económicos o sociales, es necesario analizar todos los tópicos que en materia demográfica se susciten, ya que de no hacerlo, más difícil será satisfacer sus necesidades

1.2.2.1. Población

Actualmente la comunidad de la aldea Rancho de Teja tiene un total de 143 familias. Existen 106 viviendas en total y 831 habitantes, lo que da un promedio de 5 personas por familia. El aumento de familias en comparación de hace 5 años justifica la necesidad de infraestructura para atender a la población en cuanto a educación.

1.2.3. Aspectos socioeconómicos

El estudio socioeconómico caracteriza el conjunto de actividades humanas propias de una región, su estructura y procesos económicos, sociales y culturales. Es necesario establecer estas actividades para el estudio de las necesidades a satisfacer en el municipio.

1.2.3.1. Etnia, religión y costumbres

La comunidad de Rancho de Teja desciende de la etnia Kiché, pero como en el municipio de Sacapulas la gente habla sakapulteco, también en la aldea lo hablan, así como el idioma español. La mayoría de habitantes profesa la religión evangélica (65 por ciento) y el resto (35 por ciento) profesa la religión católica. La única costumbre, es celebrar el día de la feria de Sacapulas, que es el 26 de agosto.

1.2.3.2. Producción

Estas comunidades respaldan parte de su economía en actividades agrícolas, sus principales cultivos son: el maíz, papa, ajo y frijol. La mayor parte de estos cultivos son para el consumo familiar y una mínima parte es para comercializar en la cabecera municipal. Además de la agricultura se dedican a la crianza de animales domésticos como pollos, cabras y vacas.

1.2.4. Aspectos de infraestructura

La infraestructura es la base sobre la cual se produce la prestación de servicios considerados necesarios para el desarrollo de fines productivos, y sociales. Es necesario indicar la infraestructura presente en los municipios para el estudio de necesidades a satisfacer.

1.2.4.1. Vías de acceso

Se recorren 38 kilómetros de carretera asfaltada desde Santa Cruz del Quiché, hasta llegar a la aldea Rancho de Teja, la cual se encuentra antes de llegar al municipio de Sacapulas.

1.2.4.2. Servicios públicos

La aldea de Rancho de Teja, cuenta con el servicio de energía eléctrica, una escuela primaria, un cementerio, un templo católico y una iglesia evangélica. Otros servicio generalmente lo encuentra en comunidades cercanas o hacia la cabecera municipal. En la escuela se imparte educación primaria y básica de telesecundaria, cuenta con 6 aulas y 9 profesores, con un promedio de 26 alumnos por grado.

1.2.5. Diagnóstico sobre necesidades de servicio básico e infraestructura

Las necesidades importantes en este municipio en lo que a infraestructura se refiere son: mantenimiento y recapeo de caminos, mantenimiento de las redes de drenaje sanitario, conducción de agua para riego, ampliación y remodelación de edificios escolares, se tomó como prioritario este último debido al impacto social que implicaría al tener deficiencia en el sistema educativo, en una comunidad y teniendo en cuenta que es importante la priorización de proyectos que satisfagan de manera inmediata la demanda de las necesidades de una población en cuanto a desarrollo socioeconómico. A continuación se describe la situación del proyecto.

1.2.5.1. Priorización de las necesidades

En la aldea Rancho de Teja, Sacapulas, existe un crecimiento poblacional estudiantil en la educación básica y el centro educativo más cercano queda a 15 kilómetros de la cabecera municipal, aproximadamente 30 minutos a pie, por esta razón existe una deserción estudiantil, por la falta de recurso económico para viajar a la cabecera municipal y otros factores que impiden llegar al centro educativo. Por estas y otras razones derivadas de la falta de un edificio educativo se optó por desarrollar dicho proyecto.

1.2.5.2. Solución a las necesidades priorizadas

Para la aldea Rancho de Teja, Sacapulas, se planea una solución técnica desarrollando un proyecto de la construcción de un edificio escolar de 2 niveles, con 3 aulas en cada nivel, con lo cual se cubrirá la totalidad de alumnos que cursan la educación básica.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Muluva, San Bartolomé Jocotenango, Quiché

Para brindar el servicio técnico profesional, y de acuerdo a lo concluido en la fase de investigación, se procede a desarrollar el proyecto de diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Muluva.

2.1.1. Antecedentes

Actualmente se cuenta con una línea de conducción de agua potable que abastece a la población, la cual cuenta con 8 años de estar prestando el servicio y en la que su diseño no se estimó el incremento poblacional, pues fue construida y diseñada por los mismos pobladores sin asesoría profesional.

A pesar de no recibir un adecuado mantenimiento dicha red se encuentra en buen estado, pero no puede cubrir al total de la población, dado que ésta ha aumentado en los últimos años, debido al incremento natural por nacimientos y a una migración interna en este municipio de aldeas más pequeñas a aldeas cercanas a la cabecera municipal. Debido a esta situación se ha requerido de una solución efectiva a este problema, la cual consiste en el diseño y planificación de una nueva línea de conducción de agua potable.

2.1.2. Descripción del proyecto a desarrollar

El proyecto consiste en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Muluva, municipio de San Bartolomé Jocotenango, departamento de Quiché, el cual está conformado de la siguiente manera; captación de 4 nacimientos de brote definido, 1 caja reunidora de caudales, 12 322,31 metros de línea de conducción por gravedad, tanque de distribución de 40 metros cúbicos de capacidad, 7 486,24 metros de la red de distribución por gravedad, 161 conexiones domiciliarias tipo predial y obras hidráulicas.

2.1.3. Fuentes de abastecimiento de agua

Para dotar de agua potable a la aldea Muluva, se captarán 4 nacimientos identificados por la comunidad, ubicados en el lado sur de la aldea La Palma, siendo estos del tipo de brote definido en ladera.

2.1.4. Caudal de aforo

La fuente fue aforada a través del método volumétrico, que es el más usual en estas circunstancias y efectuada en época de verano. Para determinar el caudal, se recurrió a la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{V}{T}$$

Donde:

- Q = caudal [l/s]
- V = volumen de depósito [l]
- T = tiempo que tarda en llenarse [seg]

En éste caso se tomó la muestra con un recipiente de 5 galones y 2 cronómetros para la toma del tiempo, los resultados obtenidos son:

Nacimiento 1 = 0,42 l/s (promedio)

Nacimiento 2 = 0,36 l/s (promedio)

Nacimiento 3 = 0,44 l/s (promedio)

Nacimiento 4 = 0,40 l/s (promedio)

Total = 1,63 l/s

2.1.5. Análisis de la calidad de agua

Se deben de conocer las características físicas, químicas y bacteriológicas del agua de la fuente, con el fin de asegurar la calidad de la misma. Para determinar estas características fue necesario efectuar un análisis, bajo las Normas COGUANOR NGO 29001.

Cuando el agua no cumple con los requisitos de potabilidad de acuerdo con las especificaciones, ésta deberá ser tratada por medio de procesos adecuados.

2.1.5.1. Examen bacteriológico

El examen bacteriológico indica el nivel de contaminación bacteriana y principalmente con materia fecal. El agua para consumir debe estar exenta de gérmenes patógenos de origen entérico y parasitario. La determinación de organismos entéricos normales, mostrarán el nivel de contaminación fecal del suministro de agua.

El resultado del examen indica que 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 (OMS) para fuentes de agua.

2.1.5.2. Examen físico químico

El análisis físico determina las características físicas del agua (olor, color, sabor, el potencial hidrogeno y la turbidez) a través de los sentidos, mientras el análisis químico permite determinar las cantidades de materia mineral y orgánica que se encuentran en el agua, proporciona datos acerca de su contaminación y también puede mostrar variaciones ocasionadas por el tratamiento, lo cual es indispensable para controlar el proceso de purificación del agua. El resultado del examen establece que cumple con las normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud (OMS) para fuentes de agua.

2.1.6. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico, tanto planimétrico como altimétrico, fue de primer orden y se realizó por medio de poligonales abiertas, debido al tipo de terreno y la dispersión de las viviendas. El equipo utilizado fue una estación total, prismas, cinta métrica de 100,00 metros, plomada y estacas, con lo cual se procedió a realizar las mediciones y la libreta de campo.

2.1.6.1. Altimetría

Es el procedimiento que se utiliza para determinar la diferencia de nivel, o de elevación, entre los puntos situados sobre la topografía, respecto a un plano

de referencia; con esto se consigue representar el relieve del terreno. Se utilizó el método taquimétrico.

2.1.6.2. Planimetría

La planimetría tiene como objeto, determinar la longitud del proyecto que se va a realizar, localizar los accidentes geográficos y todas las características naturales como no naturales que puedan influir en el diseño del sistema. El levantamiento se realizó como una poligonal abierta, usando el método de conservación de azimut, los resultados se muestran en el cálculo de la línea de conducción y de la red de distribución.

2.1.7. Población actual

Actualmente la aldea cuenta con 145 familias y un promedio de 6 miembros por familia, lo cual hace un total de 870 habitantes.

2.1.8. Tasa de crecimiento

La tasa de crecimiento para el municipio de San Bartolomé Jocotenango, según información del Instituto Nacional de Estadística (INE) es de 3,1 por ciento, el mismo es utilizado para este proyecto.

2.1.9. Bases de diseño

Las bases de diseño dependen de diversos factores, como el nivel de vida de la población, clima, actividad productiva, patrones de consumo de la población, aspectos socioeconómicos, etc. A falta de alguno de estos factores se tomará como base lo que establece el plan nacional de abastecimiento de

agua potable y saneamiento para el área rural de Guatemala, en la guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales.

2.1.9.1. Período de diseño

Es el tiempo durante el cual una obra va a presentar un servicio satisfactorio y se empieza a contar desde el momento que entra en servicio. Los aspectos que determinan el período de diseño son: vida útil de los materiales, población a servir, facilidad de ampliación, costos de conexión y tasas de interés; en general el período de diseño recomendable para abastecimiento de agua potable es de 20 años.

2.1.9.2. Población de diseño

Para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, se requiere del cálculo más aproximado de la población a servir durante el período de diseño; dado que el número de habitantes de un poblado varía con el tiempo y por lo general este número se incrementa.

Para la estimación de la población futura, eventualmente se utiliza el método de crecimiento geométrico y se calcula de la siguiente manera:

$$P_f = P_a(1 + i)^n$$

Donde:

- P_f = población futura en un tiempo “n”
- P_a = población actual
- i = tasa de crecimiento poblacional
- n = período de diseño (20 años)

$$P_f = 870 (1 + 0,031)^{20}$$

$$P_f = 1\,651,78 \approx 1\,652 \text{ habitantes}$$

2.1.10. Dotación

Es la cantidad de agua asignada en un día a cada habitante que se haya establecido dentro del sistema del proyecto, se expresa en unidades de litros por habitante por día. Los factores que intervienen son: clima, nivel de vida, actividades productivas, servicios comunales o públicos, facilidad de drenaje, calidad del agua, administración del sistema y presiones del mismo. Se tomarán en cuenta los siguientes valores:

Tabla I. **Dotación según diferentes sistemas de servicio**

Sistema de servicio	Dotación (l/hab/día)
Servicio a base de llenacántaros exclusivamente	30 a 60
Servicio mixto de llenacántaros y conexiones prediales	60 a 90
Servicio exclusivo de conexiones prediales fuera de la vivienda	90 a 120
Servicio de conexión domiciliar, con opción a varios grifos	90 a 170
Servicio de pozo excavado con bomba de mano	mínimo 15

Fuente: Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales.

Para el diseño del sistema de abastecimiento de agua para la aldea Muluvá, se ha fijado una dotación de 75 litros por habitante al día; se asigna esta dotación tomando en cuenta la capacidad que tienen los nacimientos.

2.1.11. Factores de consumo

Los diferentes factores de consumo, establecen la variación en la demanda de agua que existe entre la población y el transcurso del día, y dependen de las costumbres de la población a estudiar.

2.1.11.1. Factor de día máximo (FDM)

Este compensa la variación en el consumo de agua por parte de la comunidad en un tiempo determinado, y se calcula tabulando los datos de consumo durante 1 año. Según UNEPAR, el factor de día máximo está entre 1,2 y 1,5 para poblaciones menores a 1 000 habitantes, y 1,2 para poblaciones mayores a 1 000 habitantes. Para el diseño de este proyecto se utilizó un factor de día máximo de 1,3.

2.1.11.2. Factor de hora máxima (FHM)

Esto depende de la población que se esté estudiando y de sus respectivas costumbres. El FHM puede variar de 1,5 a 1,8 en el área rural, de 2,0 a 3,0 en el área urbana y de 3,0 a 4,0 en el área metropolitana, en este caso se utilizará 2,0.

2.1.11.3. Caudal medio diario (Qmd)

Es la cantidad de agua que consume una población en un día. Cuando no se cuenta con registros de consumos diarios, se puede calcular en función de la población futura y la dotación asignada en un día. Así:

$$Qmd = \frac{Dot * Pf}{86\ 400}$$

Donde:

Qmd = caudal medio diario [l/s]

Dot = dotación [l/hab/día]

Pf = población futura

$$Q_{md} = \frac{75 * 1\ 652}{86\ 400} = 1,43 \text{ l/s}$$

2.1.11.4. Caudal máximo diario (Qmáxd)

Es el día de máximo consumo de una serie de registros obtenidos en un año, regularmente sucede cuando hay actividades en las cuales participa la mayor parte de la población. El valor que se obtiene, es utilizado en el diseño de la fuente, captación, línea de conducción y la planta de tratamiento.

El consumo máximo diario (CMD), será el producto de multiplicar el consumo medio diario por un factor que oscile entre 1,2 y 1,5 para poblaciones futuras menores de 1 000 habitantes y 1,2 para poblaciones futuras mayores de 1 000 habitantes.

Al tomar en cuenta el clima, el nivel socioeconómico y la cantidad de habitantes, se determina que para este estudio el factor de día máximo (FDM) es de 1,3.

$$Q_{máxd} = FDM * Q_{md}$$

Donde:

Qmáxd = caudal máximo diario [l/s]

FDM = factor de día máximo

Qmd = caudal medio diario [l/s]

$$Q_{\text{máxd}} = 1,3 * 1,46 = 1,86 \text{ l/s}$$

2.1.11.5. Caudal máximo horario (Qmáxh)

Es la hora de máximo consumo del día, el valor obtenido se usará para el diseño de la línea de distribución y la red de distribución.

Para determinar este caudal, se debe multiplicar el consumo medio diario por el factor de hora máximo (FHM) cuyo valor es de 2,0 a 3,0 para poblaciones futuras menores de 1 000 habitantes y 2,0 para poblaciones futuras mayores de 1 000 habitantes. La selección del factor es función inversa al tamaño de la población a servir, por lo que para el presente estudio el factor de hora máxima tendrá un valor de 2,5.

$$Q_{\text{máxh}} = \text{FMH} * Q_{\text{md}}$$

Donde:

Qmáxh	= caudal máximo horario [l/s]
FMH	= factor de hora máxima
Qmd	= caudal medio diario [l/s]

$$Q_{\text{maxh}} = 2 * 1,43 = 2,87 \text{ l/s}$$

2.1.12. Diseño hidráulico

El diseño del sistema de abastecimiento, comprende la determinación de tuberías, diseños de obras complementarias, planos de construcción, presupuesto, evaluación de impacto ambiental y otros aspectos importantes para el funcionamiento óptimo.

2.1.12.1. Captación

Es toda estructura que se construye con fines de recolectar el agua de la fuente. El tipo de fuente de los 4 nacimientos que se tienen en el proyecto, es de brote definido en ladera.

La captación será construida de concreto ciclópeo y sello sanitario de concreto, con filtro de piedra bola, grava y arena con una capacidad de 1 metro cubico, el cual tendrá una tubería hacia la caja de captación con su respectivo rebalse. La tubería de salida llevará una válvula de control de bronce y alrededor de la captación se colocará una contra cuneta, para que el agua de lluvia proveniente de la ladera no contamine el manantial.

2.1.12.2. Tipo de tubería

Debido a los accidentes topográficos del terreno, el sistema será diseñado para 2 tipos de tubería, los cuales son: cloruro de polivinilo rígido (pvc) y hierro galvanizado (HG). La tubería HG será utilizada únicamente para salvar obstáculos, tales como: pasos de zanjón, pasos aéreos, lugares donde la tubería no se puede enterrar y donde requiera una presión mayor de 175 metros columna de agua, en el resto del sistema se utilizará tubería pvc. Los diámetros a utilizar están comprendidos entre 1 pulgada a 2 pulgadas en general.

2.1.12.3. Línea de conducción

Comprende las tuberías libres o forzadas que conducen el agua, desde las obras de captación hacia el tanque de almacenamiento. Se considera que todo el proyecto funcionará por gravedad, para este caso, el diseño debe estar

sustentado sobre criterios técnicos y económicos, en el cual debe tomarse en cuenta lo siguiente:

- La capacidad de la tubería deberá ser suficiente para transportar el caudal deseado.
- La selección de la clase y diámetro de tubería a emplear, deberá ajustarse a la máxima economía y soportar las presiones hidrostáticas.
- Tomar en cuenta que la máxima presión estática, no exceda la presión del trabajo de la tubería.
- En cuanto a las velocidades, se recomienda mantener entre 0,40 metros por segundo a 3,00 metros por segundo.
- Carga disponible o diferencia de altura entre la captación y el tanque de almacenamiento.
- Considerar obras necesarias en el trayecto de la línea de conducción.

Para garantizar que el sistema preste un servicio eficiente y continuo durante el período de vida útil, se debe determinar la clase de tubería y los diámetros adecuados a través del cálculo hidráulico. Para este caso se empleará la fórmula de Hazen & Williams:

$$H_f = \frac{1743,811 L Q_c^{1,85}}{C^{1,85} D^{4,87}}$$

Donde:

H_f = pérdida de carga [m]

- Q_c = caudal de día máximo o caudal de conducción [l/s]
- L = longitud de tubería más un factor de longitud del 5% a 10% [m]
- D = diámetro interno de la tubería [pulg]
- C = coeficiente de rugosidad de la tubería (pvc = 150, HG = 100)

A continuación se muestra el cálculo para un tramo como ejemplo:

Datos del tramo E-30 a E-113:

Longitud del tramo	1 571,37 m
Caudal	1,63 l/s
Coeficiente C	150 (pvc)
Cota en E-30	763,25 m
Cota en E-113	716,43 m
H _f	46,87 m

- Cálculo del diámetro de la tubería: para calcular el diámetro de la tubería, se tiene:

$$D = \left(\frac{1743,81 * 1571,37 * 1,08 * 1,63^{1,85}}{150^{1,85} * 46,87} \right)^{\frac{1}{4,87}} = 1,74 \text{ pulg}$$

Se deben considerar las pérdidas por fricción, probando con diámetros superiores o inferiores de tubería, a manera de contrarrestar estas pérdidas, y logrando mantener presiones adecuadas. Se utilizará tubería pvc de 160 libras por pulgada cuadrada (110,00 metros columna de agua) con diámetro de 2 pulgadas. Los diámetros internos para pvc y HG utilizados en el diseño hidráulico, se obtienen de las tablas proporcionadas por el fabricante.

- Cálculo de pérdidas por fricción: se calcula de la siguiente manera:

$$H_f = \frac{1743,81 * 1571,37 * 1,08 * 1,63^{1,85}}{150^{1,85} * 2,19^{4,87}} = 15,03 \text{ m}$$

- Cálculo de cota piezométrica: la cota piezométrica al final del tramo, se calcula restando la cota inicial del terreno menos las pérdidas del tramo. Se calcula con la siguiente formula:

$$P_{if} = C_o - H_f$$

Donde:

P_{if} = cota piezométrica final del tramo [m]

C_o = cota inicial del tramo [m]

H_f = pérdida por fricción [m]

$$P_{if} = 763,25 - 15,03 = 748,22 \text{ m}$$

- Cálculo de la presión hidrodinámica: la presión hidrodinámica al inicio del tramo es cero, debido a la presión atmosférica, y la presión hidrodinámica final del tramo, se calcula de la siguiente manera:

$$P_{Df} = P_{if} - C_f$$

Donde:

P_{Df} = presión hidrodinámica final del tramo [m]

P_{if} = cota piezométrica final del tramo [m]

C_f = cota final del terreno [m]

$$P_{Df} = 748,22 - 716,43 = 31,79 \text{ m}$$

- Cálculo de la velocidad: debe estar en el rango de 0,40 a 3,00 metros por segundo, y está dada por la siguiente ecuación:

$$V = \frac{1,974 Q_c}{D^2}$$

Donde:

- V = velocidad del agua [m/s]
- Q_c = caudal de día máximo o caudal de conducción [l/s]
- D = diámetro interno de la tubería [pulg]

$$V = \frac{1,97 * 1,63}{2,19^2} = 0,67 \text{ m/s}$$

Este procedimiento se repite para todos los tramos del cálculo hidráulico de toda la línea de conducción, ver tabla de diseño de conducción en apéndice.

2.1.12.4. Tanque de almacenamiento

En todo sistema, incluyendo aquellos con abastecimiento por gravedad durante las 24 horas del día, debe diseñarse un tanque como mínimo, con las siguientes funciones.

- Compensar las demandas máximas horarias esperadas en la red de distribución.
- Almacenar agua en horas de poco consumo, como reserva para contingencias.
- Almacenar cierta cantidad de agua para combatir incendios.

- Regular presiones en la red de distribución.
- Reserva suficiente por eventual interrupción en la fuente de abastecimiento.

Se podría suprimir el tanque de almacenamiento, sólo cuando la fuente asegure un caudal superior a 3 veces el consumo medio diario de la población en toda época del año.

Las variaciones de consumo, pueden ser establecidas utilizando la suma de variaciones horarias de consumo de una población, con iguales características a la localidad, cuando se dispone de una curva aplicada al caso estudiado. De lo contrario, se adoptarán los criterios de la UNEPAR, los cuales establecen que el volumen del tanque, debe ser del 25 al 40 por ciento del caudal medio diario. Para el diseño de este tanque de almacenamiento se toma un volumen del 30 por ciento del caudal medio diario, debido a la cantidad de personas y el volumen de caudal, el cual es muy bajo.

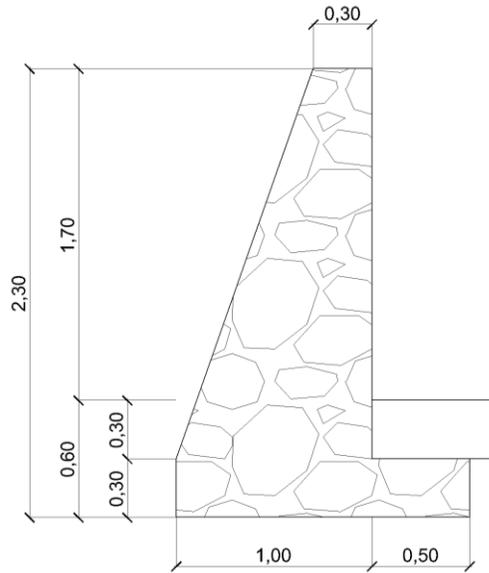
$$V = \frac{30\% Q_{md} 86\ 400,00}{1\ 000,00}$$

$$V = \frac{0,30 * 1,43 * 86\ 400,00}{1\ 000,00} = 37,06\ m^3$$

Entonces la capacidad real del tanque es de 40 metros cúbicos (ver detalle de tanque en apéndice de planos).

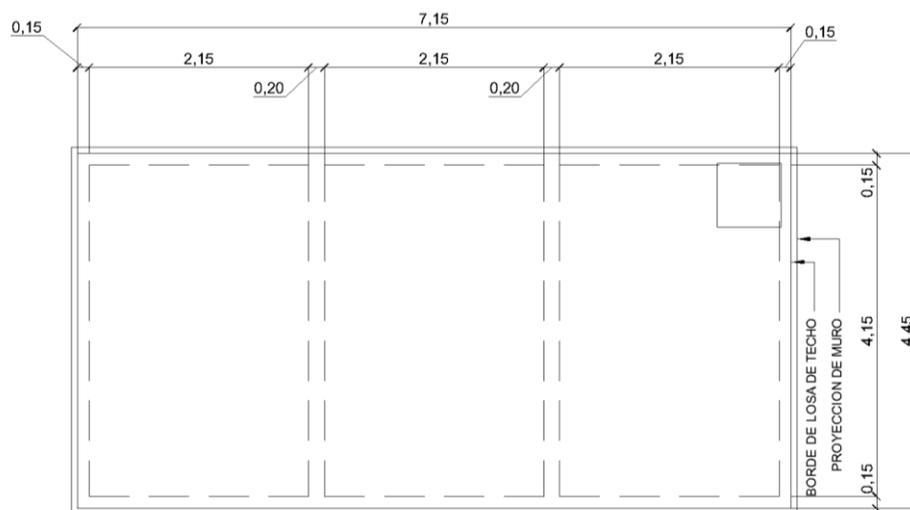
Diseño estructural del tanque de almacenamiento: en particular el tanque se diseñará con muros de concreto ciclópeo y cubierta de concreto reforzado; para evitar la excesiva excavación se diseñará en estado semienterrado, donde la condición crítica, es cuando ésta se encuentra completamente lleno.

Figura 2. Corte típico de muro (tanque)



Fuente: elaboración propia, juego de planos.

Figura 3. Dimensiones del tanque (planta)



Fuente: elaboración propia, juego de planos.

- Diseño de losa del tanque de distribución

Datos:

$$\begin{array}{lll} A = 2,15 \text{ m} & C_v = 200 \text{ kg/m}^2 & f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ B = 4,15 \text{ m} & \gamma_c = 2\,400 \text{ kg/m}^3 & S_c = 120 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

Cálculo del espesor de la losa (t):

$$t = \frac{p}{180}, \text{ donde } p = \text{perímetro}$$

$$t = \frac{2(2,15 + 4,15)}{180} = 0,07 \text{ m} \approx 0,10 \text{ m}$$

y

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

Donde:

m = relación lado a lado de la losa

A = lado corto de la losa [m]

B = lado largo de la losa [m]

$$m_1 = 2,15 / 4,15 = 0,52 \quad \rightarrow \quad \text{trabaja en dos sentidos}$$

Cálculo del peso propio de la losa:

$$W = \gamma_c * t + S_c$$

$$W = 2\,400 * 0,10 + 120 = 360 \text{ kg/m}^2$$

Integración de las cargas últimas:

$$C_u = 1,70 C_v + 1,40 C_m$$

$$C_u = 1,70 * 200 + 1,40 * 360 = 844 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de momentos (método 3 ACI 318-63):

para losa 1 y losa 3



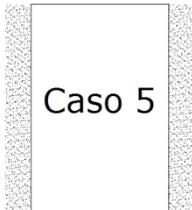
$$M = \frac{A}{B} = \frac{2,15}{4,15} = 0,52$$

$$M_A^- = 0,097 * 844,00 * 2,75^2 = 619,13 \text{ kg-m}$$

$$M_A^+ = 0,061 * 504,00 * 2,75^2 + 0,078 * 340,00 * 2,75^2 = 433,06 \text{ kg-m}$$

$$M_B^+ = 0,003 * 540,00 * 4,15^2 + 0,005 * 340,00 * 4,15^2 = 55,32 \text{ kg-m}$$

para losa 2



$$M = \frac{A}{B} = \frac{2,75}{4,15} = 0,52$$

$$M_A^- = 0,090 * 844,00 * 2,75^2 = 574,45 \text{ kg-m}$$

$$M_A^+ = 0,039 * 504,00 * 2,75^2 + 0,067 * 340,00 * 2,75^2 = 320,09 \text{ kg-m}$$

$$M_B^+ = 0,001 * 504,00 * 4,15^2 + 0,004 * 340,00 * 4,15^2 = 32,10 \text{ kg-m}$$

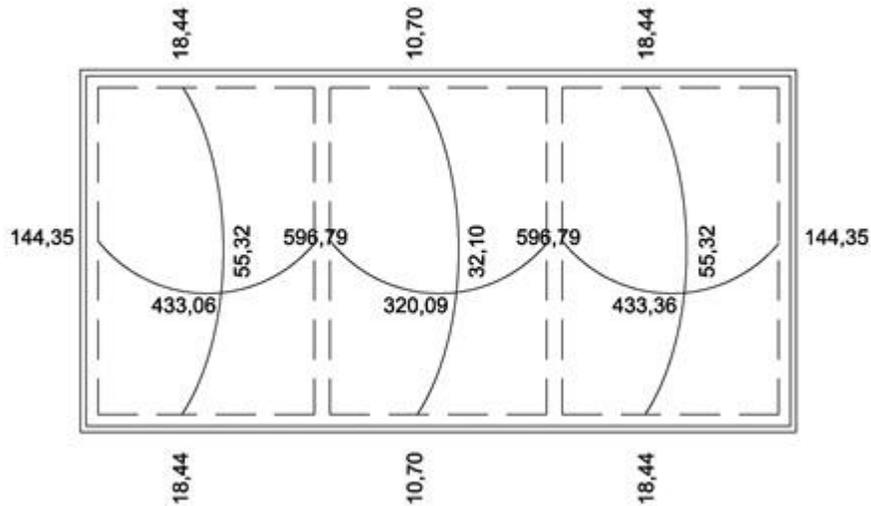
Como $574,45 > 80\%$ (619,13), entonces el balance es simple

$$M_b = \frac{M_1 + M_2}{2} = \frac{574,45 + 619,13}{2} = 596,79 \text{ kg-m}$$

Cálculo de peralte de losa:

$$d = t - \text{rec} - \frac{\emptyset}{2} = 10 - 2 - \frac{0,9525}{2} = 7,52 \text{ cm}$$

Figura 4. Diagrama de momentos últimos en losa (tanque)



Fuente: elaboración propia.

Cálculo de refuerzo requerido

Datos:

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

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

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

$$d = 7,50 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14,1}{f_y} b d = \frac{14,10}{2810} * 100 * 7,5 = 3,76 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{máx}} = 3 * t = 3 * 0,10 = 0,30 \text{ cm}$$

Armado para $A_{s_{\text{mín}}}$ usando varias No. 3:

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

$$0,71 \text{ cm}^2 - S \rightarrow S = 18,88 < S_{\text{máx}}$$

Usar No. 3 @ 0,15 m en ambos sentidos.

Momento que resiste el $A_{s_{\min}}$:

$$MR_{As} = 0,9 A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1,7 f'_c b} \right)$$

$$MR_{As} = 0,9 * 3,76 * 2\ 810 \left(7,5 - \frac{3,76 * 2\ 810}{1,7 * 210 * 100} \right) = 68\ 503,55 \text{ kg-cm}$$

$$MR_{As} = 685,03 \text{ kg-m}$$

Se puede apreciar que con el $A_{s_{\min}}$ se cubren todos los momentos a los que está sometida la losa.

Diseño de viga de soporte de losas: debido a la forma geométrica del tanque de distribución, fue necesario incorporar en su estructura 2 vigas que servirán de soporte de las losas, luego integrando cargas y haciendo el respectivo análisis estructural sobre las vigas, se obtuvieron los siguientes datos:

$$b = 20 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm} \quad d = 31 \text{ cm} \quad \text{rec} = 4 \text{ cm} \quad L = 4,15 \text{ m}$$

y los momentos de la fórmula:

$$M(-) = W * L^2 / 12 \quad \text{y} \quad M(+) = W * L^2 / 14$$

Donde:

$M(-)$ = momento negativo [kg-m]

$M(+)$ = momento positivo [kg-m]

W = carga distribuida sobre la viga [kg/m]

L = luz libre del elemento [m]

$$M(-) = 1\ 744,88 \text{ kg-m}$$

$$M(+) = 1\ 163,25 \text{ kg-m}$$

Chequeando $\left(\frac{h}{b}\right)$, donde $1,5 \leq \left(\frac{h}{b}\right) \leq 3 \rightarrow \left(\frac{35}{20}\right) = 1,75$

Antes de diseñar el acero longitudinal en la viga, se calculan los límites, dentro de los cuales debe estar éste, según los criterios siguientes:

Fórmulas:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} b d, \quad \rho_{\min} = \frac{14,1}{f_y}$$

Donde:

- ρ_{\min} = cuantía mínima de acero
- b = base del elemento estructural [cm]
- d = peralte del elemento estructural [cm]
- f_y = fluencia del acero [kg/cm^2]

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2\ 810} * 20 * 31 = 3,11 \text{ cm}^2$$

y

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

Donde:

$$\rho_{\max} = \Phi \rho_{\text{bal}} \quad \begin{array}{l} \Phi = 0,5 \text{ (zona sísmica)} \\ \Phi = 0,75 \text{ (zona no sísmica)} \end{array}$$

y

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{0,85 * \beta_1 * f_c}{f_y} \left(\frac{6\ 090}{6\ 090 + f_y} \right)$$

Donde:

$$\beta_1 = 0,85, \text{ si } f_c < 280 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{0,85 * 0,85 * 210}{2\ 810} \left(\frac{6\ 090}{6\ 090 + 2\ 810} \right) = 0,0369$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0,5 * 0,0369 = 0,0185$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0,0185 * 20 * 31 = 11,45 \text{ cm}^2$$

Encontrados los límites de refuerzo, se procede a encontrar el área de acero requerido (A_s) por los momentos actuantes por medio de la siguiente fórmula:

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

así para el momento negativo de 1 744,88 kg-m, se obtiene:

$$A_s = \left[20 * 31 - \sqrt{(20 * 31)^2 - \frac{1\,744,88 * 20}{0,003825 * 210}} \right] \left(\frac{0,85 * 210}{2\,810} \right) = 3,37 \text{ cm}^2$$

cama superior: 3 No. 4 = 3,80 cm² > $A_{s_{\text{mín}}}$ y A_s

cama inferior: 3 No. 4 = 3,80 cm²

Ahora se procede a calcular el acero transversal requerido según el corte actuante:

Corte resistente (V_r)

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

$$V_r = 0,85 * 0,53 \sqrt{210} * 20 * 31 = 4,047,59 \text{ kg}$$

Para este caso $V_R > V_U$ (4 047,58 > 3 906,21), entonces necesita estribos sólo por armado.

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{31}{2} = 15,50 \text{ cm}$$

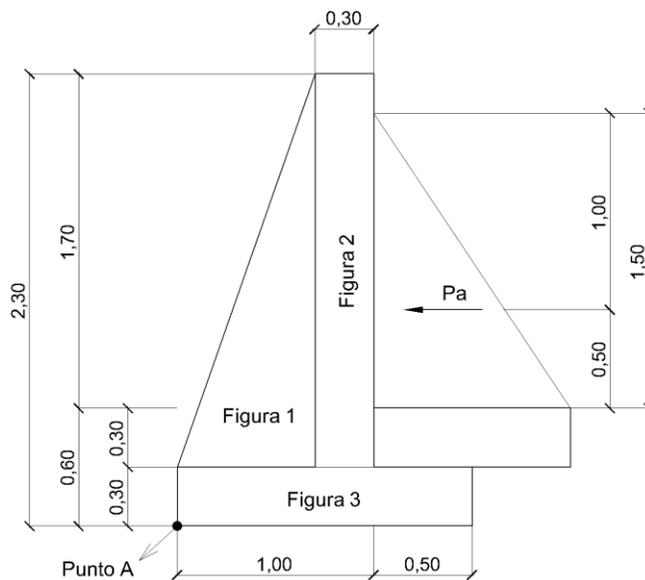
Usar estribos No. 2 @ 15 cm

- Diseño del muro del tanque

Datos:

Ángulo de fricción interna (ϕ)	= 30°
Peso específico del agua (γ_a)	= 1 000 kg/m ³
Peso específico del concreto (γ_c)	= 2 400 kg/m ³
Peso específico del concreto ciclópeo (γ_{cc})	= 2 500 kg/m ³
Valor soporte del suelo (V_s)	= 15 000 kg/m ²

Figura 5. Diagrama de fuerzas actuantes sobre el muro



Fuente: elaboración propia.

Determinación de la carga uniforme sobre el muro (W_{sm})

$$W_{sm} = W_{At} + W_{vp} + W_{vs}$$

Donde:

- W_{sm} = carga uniforme sobre el muro
- W_{At} = peso del área tributaria de la losa
- W_{vp} = peso de viga perimetral
- W_{vs} = peso de viga de soporte

Peso del área tributaria de la losa sobre el muro (W_{At})

$$W_{At} = Cu * At$$

Donde:

- W_{At} = peso de la losa sobre el muro [kg/m]
- Cu = integración de carga ultima [kg/m²]
- At = área tributaria de la losa sobre el muro [m²]

$$At = 3 \left(\frac{1}{2} \right) (2,15)(1,08) = 3,48 \text{ m}^2$$

$$W_{At} = 844 * 3,48 = 2\,937,12 \text{ kg}$$

Peso de viga perimetral (W_{vp}):

$$W_{vp} = (b * h * L * \gamma_c) (1,4)$$

$$W_{vp} = (2\,400 * 0,20 * 0,15 * 8,45)(1,4) = 851,76 \text{ kg}$$

Peso de vigas de soporte (W_{vs}):

$$W_{vs} = Cu * At + (b * h * L * \gamma_c)(1,4)$$

$$W_{vs} = (844)(3,48) + (2\,400 * 0,20 * 0,35 * 4,45 * 1,4) = 6\,633,92 \text{ kg}$$

$$W_{sm} = 2\,937,12 + 851,76 + 6\,633,92 = 10\,422,80 \text{ kg}$$

El peso total para un metro unitario de muro es:

$$W_{\text{muro}} = \frac{W_{\text{muro}}}{L} = \frac{10\,422,80}{7,15} = 1\,457,73 \text{ kg/m}$$

Considerando W_{muro} como carga puntual (P_c), se tiene:

$$P_c = 1\,457,73 * 1,00 = 1\,457,73 \text{ kg}$$

El momento que ejerce la carga puntual respecto al punto "A" es:

$$M_A = (1\,457,73) \left[1 - \left(\frac{0,30}{2} \right) \right] = 1\,239,07 \text{ kg-m}$$

La fuerza activa (F_a)

$$F_a = \gamma_a \frac{H^2}{2}$$

Donde:

F_a = fuerza activa [kg]

γ_a = peso específico del agua [kg/m^3]

H = altura medida desde el punto A, hasta la altura donde se aplica la fuerza P_a [m]

$$F_a = (1\,000) \left(\frac{1,5^2}{2} \right) = 1\,125,00 \text{ kg}$$

Momento de volteo respecto al punto A (M_{act})

$$M_{\text{act}} = F_a \frac{H}{3} = 1\,125,00 \left(\frac{1,5}{3} + 0,60 \right) = 1\,237,50 \text{ kg-m}$$

Tabla II. **Momento estabilizante en el muro**

Fig.	$\gamma_{cc} * \text{área} = W$ [kg]	Brazo [m]	Momento [kg-m]
1	$2\,500(0,5 * 0,7 * 2 * 1) = 1\,750,00$	0,47	822,50
2	$2\,500(0,3 * 2 * 1) = 1\,500,00$	0,85	1\,275,00
3	$2\,500(0,3 * 1,5 * 1) = 1\,125,75$	0,75	844,31
	$\Sigma WR = 4\,375,75$		$\Sigma MR = 2\,941,81$

Fuente: elaboración propia.

Carga total (WT):

$$WT = 1\,457,73 + 4\,375,75 = 5\,833,48 \text{ kg}$$

Verificación de la estabilidad contra el volteo ($F_{sv} > 1,5$):

$$F_{sv} = \frac{\Sigma MR + M_A}{M_{act}} = \frac{2\,941,81 + 1\,239,07}{1\,237,59} = 3,38 > 1,5$$

Verificación de la estabilidad contra el deslizamiento ($F_{sd} > 1,5$):

$$Fd = WT * C_f$$

Donde:

Fd = fuerza de fricción

C_f = coeficiente de fricción

WT = carga total

$$Fd = 5\,833,48 * 0,9 * \text{tg}(30^\circ) = 3\,031,16 \text{ kg}$$

y

$$F_{sd} = \frac{Fd}{Fa} = \frac{3\,031,16}{1\,125,00} = 2,69 > 1,5$$

Verificación de la presión bajo la base del muro. $P_{\text{máx}} < V_s$ y $P_{\text{mín}} > 0$,
 donde excentricidad (e_x) es igual a: Base (B)/2 - a

$$a = \frac{MR + M_A - M_{act}}{WT} = \frac{2\,941,81 + 1\,239,07 - 1\,237,59}{5\,833,48} = 0,50$$

$$e_x = \frac{B}{2} - a = \frac{1,50}{2} - 0,5 = 0,25$$

Módulo se sección (S_x)

$$S_x = \frac{1}{6} b^2 L$$

Donde:

S_x = módulo de sección sobre el eje x [m^3]

b = base del elemento [m]

L = ancho unitario [m]

$$S_x = \frac{1}{6} (1,50^2)(1,00) = 0,38 \text{ m}^3$$

La presión es:

$$P_{\text{máx, mín}} = \frac{WT}{A} \pm \frac{WT * e_x}{S_x}$$

Donde:

P = presión [kg]

WT = carga total [kg]

e_x = excentricidad en el sentido x [m]

A = área de la base [m^2]

S_x = módulo de sección [m^3]

$$P_{\text{máx}} = 7\,726,80 \text{ kg} < V_s$$

$$P_{\text{mín}} = 51,17 \text{ kg} > 0$$

2.1.12.5. Línea de distribución

Es un sistema que conduce el agua desde el tanque de distribución hasta el punto de consumo (conexión predial). La función principal es brindar un servicio en forma continua, en cantidad suficiente y desde luego con calidad sanitariamente aceptable. Para el diseño de la red, es necesario considerar los siguientes criterios:

- Garantizar el período de diseño para el buen funcionamiento, de acuerdo con el máximo consumo horario.
- La distribución de caudales debe hacerse mediante criterios lógicos y ordenados que estén acordes con el consumo real de la localidad.
- La red de distribución se debe dotar de accesorios y de obras de arte necesarias para garantizar el correcto funcionamiento del sistema, de acuerdo con normas establecidas, y facilitar así su funcionamiento.
- Considerar el tipo y diámetro de tubería para soportar las presiones hidrostáticas.

Por la forma y principio hidráulico de diseño, las redes pueden ser:

- Red ramificadora o abierta: es la que se constituye en forma de árbol, se recomienda cuando las casas están dispersas. Se dice que una red de distribución es abierta, cuando existen ramales abiertos que parten de la tubería o línea central de distribución y que terminen en conexiones prediales, domiciliarias, servicios públicos (llenacántaros), etc. El diseño

de la red deberá contemplar el posible desarrollo futuro de la comunidad con el fin de proveer facilidad de ampliaciones.

- Red en forma de malla o de circuito cerrado: es cuando las tuberías están en forma de circuitos cerrados, intercomunicados entre sí. Ésta técnicamente funciona mejor que la red ramificada, ya que elimina los extremos muertos, permitiendo la circulación del agua. En una red en forma de malla, la fórmula de Hazen & Williams, define la pérdida de carga, la cual es verificada por el método de Hardy Cross; considerándose balanceado cuando la corrección del caudal es menor del 1 por ciento del caudal que entra.

Entre los límites recomendables para verificar la presión y velocidad del líquido dentro de las tuberías de distribución, se tiene que la presión hidrostática no debe sobrepasar los 70 metros columna de agua, y en algunas situaciones podrá permitirse una presión máxima de 80 metros columna de agua, en este caso deberá prestarse atención a la calidad de las válvulas y accesorios, para evitar fugas cuando el acueducto esté en servicio.

En cuanto a la presión hidrodinámica en la red de distribución, ésta se debe mantener entre 10 y 40 metro columna de agua, aunque en muchas de las regiones donde se ubican las comunidades, la topografía es irregular y se hace difícil mantener este rango, por lo que se podría considerar en casos extremos una presión dinámica mínima de 6 metro columna de agua, partiendo del criterio que en una población rural es difícil que se construyan edificios de altura considerable.

En cuanto a las velocidades en la red, se recomienda mantener como mínimo 0,40 metros por segundo y como máximo 3,00 metros por segundo;

preferiblemente no mayor de 1,50 metros por segundo, solamente en longitudes cortas de tramos finales, se puede permitir hasta un máximo de 5,00 metros por segundo.

El caudal de diseño en la red de distribución, deberá de hacerse el cálculo y la comparación de caudales unitarios con caudales simultáneos, tomando el mayor de los 2, o en su caso tomando el caudal de hora máximo.

- Caudal instantáneo: está basado en la probabilidad de que se haga uso al mismo tiempo del servicio del caudal en un ramal, usualmente también se le conoce con el nombre de caudal de uso simultáneo, se puede calcular mediante la siguiente fórmula:

$$Q_i = k \sqrt{n - 1}$$

Donde:

Q_i = caudal instantáneo no menor a 0,20 l/s

K = coeficiente que varía según:

$$K = 0,15 \text{ (0 - 55 viviendas)}$$

$$K = 0,20 \text{ (> 55 viviendas)}$$

n = número de viviendas futuras en el ramal

- Caudal de unitario: es el caudal que será asignado a cada vivienda, el cual que se obtiene de la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{\text{Dot} * \text{No.hab} * \text{No.viv} * f_{h_{\max}}}{86\ 400}$$

Donde:

Dot = dotación asignada

No.hab = número de habitantes por día

No.viv = número de viviendas futuras
 fh_{max} = factor de hora máxima

Para el diseño de la red de distribución, se utilizó el método de redes abiertas, debido a que las casas están dispersas, a continuación se muestra el cálculo para un tramo y lo mismo procede para los siguientes.

Datos:

TA = cota 442,06 m (tanque de almacenamiento)
 E-3 = cota 420,85 m
 Qc = 2,87 l/s (caudal de distribución)
 C = 150 (pvc)
 L = 189,45 m
 H = 21,21 m

- Cálculo del diámetro teórico de la tubería: para calcular el diámetro de la tubería, se utiliza la fórmula de Hazen & Williams.

$$D = \left(\frac{1\,743,811 * 189,45 * 1,08 * 2,87^{1,85}}{150^{1,85} * 21,21} \right)^{\frac{1}{4,87}} = 1,64 \text{ pulg}$$

Se utilizará tubería pvc de 160 libras por pulgada cuadrada con diámetro nominal = 2 pulgadas y diámetro interno = 2,193 diámetro.

- Cálculo de pérdidas por fricción (H_f): se calcula por medio de la ecuación de Hazen & Williams, de la siguiente manera:

$$H_f = \frac{1\,743,811 * 189,45 * 1,08 * 2,87^{1,85}}{150^{1,85} * 2,193^{4,87}} = 5,15 \text{ m}$$

- Cálculo de la velocidad (V)

$$V = \frac{1,974 Q_c}{D^2}$$

Donde:

- V = velocidad del agua [m/s]
- Q_c = caudal de día máximo o caudal de conducción [l/s]
- D = diámetro interno de la tubería [pulg]

$$V = \frac{1,974 * 2,87}{2,193^2} = 1,18 \text{ m/s}$$

- Cota piezométrica (P_{if})

$$P_{if} = TA - H_f$$

Donde:

- P_{if} = cota piezométrica
- TA = cota de tanque de almacenamiento
- H_f = pérdidas de carga por fricción

$$P_{if} = 442,06 - 5,15 = 436,91 \text{ m}$$

- Cálculo de la presión hidrodinámica (P_{df})

$$P_{df} = P_{if} - E-3$$

Donde:

- P_{df} = presión hidrodinámica
- P_{if} = cota piezométrica
- E-3 = cota de estación final del tramo

$$P_{df} = 436,91 - 420,85 = 16,06 \text{ m}$$

- Cálculo de la presión estática: la cota de presión estática para este tramo, es equivalente a la diferencia de alturas de cotas ($H = 21,21$ m).

Este procedimiento se repite para todos los tramos del cálculo hidráulico de toda la línea de distribución, ver tabla en apéndice.

2.1.13. Obras hidráulicas

Se utilizan en el recorrido de la tubería según la necesidad que se presente en el punto que pueda afectar el sistema hidráulico, y con eso mejorar el funcionamiento de la distribución.

2.1.13.1. Caja unificadora de caudales

Es la estructura que se construye con mampostería de piedra o concreto ciclópeo, con capacidad de 1,00 metros cúbicos, acabados interiores (repello y cernido), tapadera, piso de concreto reforzado y válvulas de control, ver detalle en apéndice.

2.1.13.2. Caja rompe presión

Se utiliza para controlar la presión interna de la tubería, rompiendo o aliviando la presión en la línea de conducción o distribución; evitando así la falla de tubería y accesorios, cuando la presión estática de diseño iguala o supera a la presión de trabajo máxima de los mismos. La caja disipa la presión en el instante que el agua tiene contacto con la atmósfera y disminuye súbitamente su velocidad, al tener un cambio drástico de sección hidráulica.

La caja rompe presión se coloca antes que la presión estática sobrepase los 80 metros columna de agua en la línea de conducción y los 60 metros columna de agua en la red de distribución.

Sus principales componentes son:

- Caja principal: esta se construye de 1,00 metros cúbicos de capacidad en la línea de conducción y en las líneas principales de la red de distribución; en líneas secundarias o terciarias puede construirse de 0,50 metros cúbicos.
- Caja de válvula: esta estructura sirve para la protección de la válvula que controla el caudal de la caja principal.
- Dispositivo de desagüe y rebalse: el desagüe es el drenaje para la limpieza de la caja principal, mientras que el rebalse drena los excedentes de agua. Se recomienda que ambos drenen por la misma tubería; constan de un sello de agua, por medio de un sifón, que evita la entrada de roedores e insectos.

2.1.13.3. Válvula de limpieza

Son aquellas que se usan para extraer todos los sedimentos que se pueden acumular en los puntos bajos de la tubería en la línea de conducción. Éstas válvulas se componen básicamente por una tee, a la cual se conecta lateralmente un niple (tubería menor de 6,00 metros), además de una válvula de compuerta que se puede abrir para que, por medio del agua, se expulsen de la tubería los sólidos acumulados. La ubicación de las válvulas de limpieza, se detalla en los planos constructivos.

2.1.13.4. Válvula de aire

Las líneas por gravedad tienen tendencias a acumular aire en los puntos altos. Cuando se tienen presiones altas, el aire tiende a disolverse y continúa en la tubería hasta que es expulsado, pero en los puntos altos de relativa baja presión, el aire no se disuelve creando bolsas que reducen el área útil de la tubería. La acumulación de aire en los puntos altos provoca una reducción del área de flujo del agua y consecuentemente se produce un aumento de las pérdidas y una disminución del caudal.

2.1.13.5. Válvula de compuerta

Son las válvulas de aislamiento de mayor uso en los sistemas de distribución, principalmente por su costo, disponibilidad y baja pérdida de carga cuando están abiertas totalmente.

2.1.13.6. Pasos aéreos

Esta estructura se utiliza para salvar grandes depresiones de terreno o donde es imposible enterrar o revestir la tubería, quedando expuesta a la intemperie. Éstos están constituidos por 2 torres de concreto debidamente cimentadas que sostienen un cable de acero, el cual va sujetado en 2 pesos muertos que están enterrados, uno a cada lado; esto con la finalidad que de este cable cuelgue la tubería, por medio de péndolas, debiendo usarse tubo HG entre las torres.

Para el proyecto se necesita un paso aéreo de 75,00 metros y a continuación se detalla el procedimiento de diseño.

Datos:

Diámetro de tubería HG	= 2"
Longitud	= 75,00 m
Peso específico del agua (γ_a)	= 62,4 lb/ft ³

- Cálculo de cargas verticales:

Carga muerta (C_m)

$$C_m = \frac{\pi}{4} \left(\frac{\emptyset}{12} \right)^2 \gamma_a$$

Donde:

C_m	= carga muerta del agua [lb/ft]
\emptyset	= diámetro de la tubería [plg]
γ_a	= peso específico del agua [lb/ft ³]

$$C_m = \frac{\pi}{4} \left(\frac{2}{12} \right)^2 (62,4) = 1,36 \text{ lb/ft}$$

$$C_{m_{\text{total}}} = C_m + P_{\text{tubería}} = 1,36 + 3,65 = 5,01 \text{ lb/ft}$$

Carga viva (C_v): se asumirá el peso de una persona de 150 libras para pasar de un extremo a otro, debido a futuro mantenimiento.

$$C_v = \frac{150}{20} = 7,5 \text{ lb/ft}$$

- Cálculo de cargas horizontales: las cargas horizontales críticas para este tipo de estructuras, es la provocada por el viento. Para ello se asumirá

una velocidad de viento de 70 kilómetros por hora. Para calcular la presión que provoca el viento, se utiliza la siguiente fórmula:

$$q = 0,003323 v^2$$

Donde:

q = presión del viento [lb/ft²]

v = velocidad del viento [kph]

$$q = 0,003323(70)^2 = 16,27 \text{ lb/ft}^2$$

y la carga distribuida debido al viento (W_{vi}):

$$W_{vi} = \emptyset q = \frac{2,0}{12} (16,27) = 2,71 \text{ lb/ft}$$

La integración de cargas de acuerdo con el código ACI 318S-05 apéndice C, cuando existe carga de viento, está dada por:

$$C_u = 1,4C_m + 1,7C_v$$

$$C_u = 1,4(5,01) + 1,7(7,5) = 19,76 \text{ lb/ft}$$

$$C_u = 0,75(1,4C_m + 1,7C_v) + 1,6C_{vi}$$

$$C_u = 0,75(1,4(5,01) + 1,7(7,5)) + 1,6(2,71) = 19,16 \text{ lb/ft}$$

$$C_u = 0,90C_m + 1,6 C_{vi}$$

$$C_u = 0,90(5,01) + 1,6(2,71) = 8,84 \text{ lb/ft}$$

Donde:

C_u = carga última [lb/ft]

- Cm = carga muerta [lb/ft]
- Cv = carga viva [lb/ft]
- C_{vi} = carga de viento [lb/ft]

De los resultados anteriores se debe tomar la mayor, por lo tanto la carga crítica será Cu = 19,76 libra por pie.

- Diseño del cable principal: se utilizará la fórmula del *Wire Hand Book*, edición 1963, sección 3.

$$TH = \frac{Cu L^2}{8d}$$

$$TV = \sqrt{T^2 - TH^2}$$

$$T = TH \sqrt{1 + \frac{16 d^2}{L^2}}$$

$$Y = \frac{Cu X (S - X)}{2 TH}$$

Donde:

- Cu = carga última [lb/ft]
- L = luz [ft]
- d = flecha [ft]
- TH = tensión horizontal [lb]
- TV = tensión vertical [lb]
- T = tensión máxima [lb]
- X = separación de péndolas [ft]
- Y = longitud de péndola [ft]

Para determinar la flecha (d) en pasos aéreos y puentes colgantes el Dr. D. B. Steinman, recomienda una relación económica entre flecha y luz de L/9 a L/12; sin embargo, en pasos aéreos regularmente da como resultado columnas (torres de soportes) muy esbeltas; por lo que se determinará la flecha

cumpliendo con las condiciones de esbeltez, considerando además, que la separación entre cable y el tubo es de 40 centímetros. Proponiendo una flecha $(d) = 1,5$, se tiene:

Tabla III. **Tensión en el cable**

Cu (lb/ft)	L (ft)	d		TH(lb)	T(lb)	TV(lb)
		m	ft			
19,76	246,00	1,50	4,92	30 381,00	32 811,48	12 393,06
19,76	246,00	1,75	5,74	26 040,86	28 471,34	11 510,46
19,76	246,00	2,00	6,56	22 785,75	25 216,23	10 801,29
19,76	246,00	2,25	7,38	20 254,00	22 684,48	10 215,73
19,76	246,00	2,50	8,20	18 228,60	20 659,08	9 721,92
19,76	246,00	2,75	9,02	16 571,45	19 001,93	9 298,41
19,76	246,00	3,00	9,84	15 190,50	17 620,98	8 930,15

Fuente: elaboración propia.

De la tabla anterior, se seleccionó la flecha de 2,00 metros, valor con el cual se tiene una tensión máxima de 25 216,23 libras.

Los diámetros de cable más usados en pasos aéreos para agua potable, son los siguientes:

Diámetro	Esfuerzo de ruptura	Peso
5/8"	35 640 lb	0,33 kg/m = 0,22 lb/ft
1/2"	27 200 lb	0,71 kg/m = 0,48 lb/ft
3/8"	12 600 lb	0,33 kg/m = 0,22 lb/ft

Con base en los datos anteriores, se selecciona el cable de 1/2 pulgada de diámetro para mayor seguridad.

Integrando el peso propio del cable a la carga muerta, se tiene:

$$C_m = 5,01 + 0,48 = 5,49 \text{ lb/ft}$$

$$C_u = 1,4 * 5,49 + 1,7 * 7,50 = 20,43 \text{ lb/ft}$$

El valor corregido de la tensión es el siguiente:

$$T = 26\,071,23 \text{ lb}$$

$$T_H = 23\,558,34 \text{ lb}$$

$$T_V = 11\,167,53 \text{ lb}$$

- Cálculo de la longitud total de cable principal: según el *Wire Hand Book*, cuando la flecha “d” es el 5 por ciento de la longitud suspendida entre soportes o menos (75,00 metros * 5 por ciento = 3,75 metros), la longitud (L_1) entre soportes viene dada por la siguiente fórmula:

$$L_1 = L + \frac{8 d^2}{3 L}$$

y

$$\% = \frac{d}{L} * 100$$

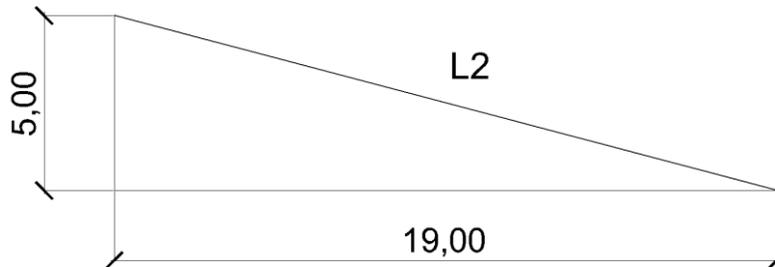
$$\% = \frac{2}{75} * 100 = 2,67 \text{ m} < 3,75 \text{ m}$$

$$L_1 = 75 + \frac{8 * 2^2}{3 * 75} = 75,14 \text{ m} \approx 76,00 \text{ m}$$

El Dr. Steinman recomienda una relación adecuada de L/4 como longitud de tensor.

$$a = \frac{L}{4} = \frac{75}{4} = 18,75 \approx 19,00 \text{ m}$$

Figura 6. **Cálculo de L₂**



Fuente: elaboración propia.

De la figura anterior, se puede calcular L₂ con el teorema de Pitágoras y el resultado es:

$$L_2 = 19,65 \text{ m} \approx 20 \text{ m}$$

Entonces la longitud del cable es L₁ + 2 L₂, más un 10 por ciento de incremento por dobleces y empalmes, así:

$$L_T = (L_1 + 2L_2) * 1,10 = (76,00 + 2 * 20,00) * 1,10 = 127,60 \text{ m} \approx 128,00 \text{ m}$$

- Diseño de las péndolas o tirantes verticales: son los elementos verticales que sostienen la tubería, van unidas al cable principal. La carga de tensión que soportará cada péndola, está dada por la siguiente fórmula:

$$Q = Cu * S$$

Donde:

Q = carga de tensión de la péndola

Cu = carga última
S = separación de péndola

$$Q = 9,84 * 20,43 = 201,03 \text{ lb/ft}$$

Se utilizará cable galvanizado de 3/8 de pulgada de diámetro, de 6 x 9 hilos cuya resistencia de ruptura es de 12 600 libras.

Para calcular la longitud de cada péndola, se utiliza la ecuación del *Wire Rope Hand Book*, que es la siguiente:

$$Y = \frac{C_u * S * (L - X)}{2 TH}$$

Donde:

C_u = carga última (20,43 lb/ft = 30,39 kg/m)
X = separación de péndola [m]
L = luz (246,06 ft = 75,00 m)
Y = variación de la flecha [m]
TH = tensión horizontal (22 785,75 lb = 10 333,67 kg)

Debido a que las péndolas van sujetas al cable principal por medio de accesorios como abrazaderas, su longitud total debe incrementarse en un 15 por ciento, con lo cual se tiene:

$$62,47 \text{ m} * 1,15 = 71,84\text{m} \approx 72,00 \text{ m.}$$

Tabla IV. **Altura de péndola**

No. péndola	X [m]	L-X [m]	Y [m]	Cantidad de péndolas	Altura de péndola [m]	Long de péndola [m]
1	3	72	0,31	2	3,69	7,38
2	6	69	0,59	2	3,41	6,81
3	9	66	0,85	2	3,15	6,30
4	12	63	1,08	2	2,92	5,83
5	15	60	1,29	2	2,71	5,42
6	18	57	1,47	2	2,53	5,06
7	21	54	1,62	2	2,38	4,75
8	24	51	1,75	2	2,25	4,49
9	27	48	1,86	2	2,14	4,29
10	30	45	1,93	2	2,07	4,13
11	33	42	1,99	2	2,01	4,03
12	36	39	2,01	2	1,99	3,98
						62,47

Fuente: elaboración propia.

- Torres de soporte: las torres (columnas) servirán básicamente para cambiar el sentido a la tensión del cable principal, en dirección del anclaje. Serán construidas de concreto reforzado, en cuanto a sus dimensiones tendrán una altura total de 4,00 metros, con una sección de 0,50 x 0,50 metros.

Datos:

f'_c = resistencia a la compresión del concreto 210 kg/cm²

- f_y = fluencia del acero 2 810 kg/cm²
 γ_c = peso específico del concreto 2 400 kg/m³
 I = inercia de la sección de la columna [m³]
 A_g = área de la sección de la columna [m²]
 A_s = área de la sección del acero de refuerzo [m²]
 L_u = longitud libre de la columna 3,00 m
 r = radio de giro
 E = módulo de elasticidad del concreto [kg/cm²]

Verificación de esbeltez:

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{(0,50)(0,50)^3}{12} = 0,005208 \text{ m}^3$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_g}} = \sqrt{\frac{0,005208}{(0,50)(0,50)}} = 0,1443$$

$$\frac{2 L_u}{r} = \frac{2 (3)}{0,1443} = 41,67 > 22$$

Debido al valor obtenido, la columna se clasifica como esbelta, por lo tanto se deben magnificar los momentos actuantes, pero en este caso se omite debido a que la columna no estará expuesta a momentos, sino solamente a cargas axiales.

Para encontrar la carga crítica en una columna con un extremo empotrado y el otro libre, se utiliza la siguiente expresión dada por Euler. Para este caso se utiliza un factor de longitud efectiva ($k = 2$).

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{(k L_u)^2} = \frac{\pi^2 (15\ 100 \sqrt{2\ 210}) (520\ 833,33)}{(2 * 300)^2} = 3\ 124,51 \text{ ton}$$

Refuerzo de acero en torres de soporte: considerando que la columna únicamente trabaja a compresión, bajo una carga axial muy pequeña ($TV = 11\ 167,53 \text{ lb} \approx 5,06 \text{ ton}$), comparada con lo que la sección de la columna puede resistir, se usará el criterio de la sección 10.8.4 del código ACI 318-83 que dice; que cuando un elemento sujeto a compresión tiene una sección transversal mayor que la requerida para las condiciones de carga, con el fin de determinar el refuerzo mínimo, se puede emplear una área de acero de 50 por ciento del área total de la columna (A_g).

$$A_{s_{\text{mín}}} = 50\% (0,01)A_g = 0,5 * 0,01 * 50^2 = 12,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{El área de acero será: } 8 \# 5 = 8 * 1,979 \approx 15,83 \text{ cm}^2$$

La carga axial (P_u) que soporta la columna, se calcula de la siguiente manera:

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

entonces:

$$P_u = 0,70 [0,85 * 210 (2\ 500 - 15,83) + 15,83 * 2\ 810] = 334\ 037,65 \text{ kg}$$

$$P_u = 334,04 \text{ ton}$$

Al comparar la carga que resiste la columna $P_u = 334,04$ toneladas, con la carga actuante $TV = 5,06$ toneladas, se puede observar que la columna resiste satisfactoriamente la carga actuante. El refuerzo transversal será de estribos No. 3 @ 0,20 m.

- Diseño de la zapata: debido a que las cargas que soporta la zapata no son demasiado grandes, se adoptó un peralte mínimo de 15 centímetros sobre el refuerzo interior de la misma, más 7,5 centímetros de recubrimiento según recomienda el código ACI 318S-05, pero por seguridad el peralte será aproximado a 25 centímetros.

Cálculo del factor de carga última (F_{cu})

$$F_{cu} = \frac{W_u}{C_v + C_m} = \frac{20,43}{7,50 + 5,49} = 1,57$$

Cargas que soporta la zapata (P_z)

Tensión vertical del cable	= 5,06 ton
Peso de la columna = $2,4 * 0,50 * 0,50 * 3$	= 1,80 ton
Peso del suelo = $1,5 * 1 * (1,2^2 - 0,50^2)$	= 1,78 ton
Peso propio de la zapata = $2,4 * 0,25 * 1,20^2$	= 0,86 ton
$P_z = 5,06 + 1,80 + 1,78 + 0,86$	= 9,50 ton

Verificación del área de la zapata (q_{max})

$$\frac{P_z}{A_z} < V_s = \frac{9,50}{1,44} = 6,60 \text{ ton/m}^2 < 20 \text{ ton/m}^2$$

Carga última que soportará la zapata

$$W_u = q_{m\acute{a}x} * F_{cu} = 6,60 * 1,57 = 10,36 \text{ ton/m}^2$$

Verificación del corte simple (se debe cumplir $V_a < V_c$)

$$d = t - \text{rec} - \frac{\emptyset}{2}$$
$$V_a = W_u \left(\frac{b - a}{2} - d \right) * L$$
$$V_c = \frac{0,85 * 0,53 * \sqrt{f_c} b d}{1\ 000}$$

Donde:

- W_u = carga última de la zapata [ton/m²]
- d = peralte [cm]
- V_a = corte actuante [ton]
- V_c = corte resistente [ton]
- b = base de la zapata [m]
- a = base de la columna [m]
- L = ancho unitario de la zapata [m]
- \emptyset = diámetro de la varilla de acero [cm]

$$d = 25 - 7,5 - \frac{1,269}{2} = 16,86 \text{ cm}$$

$$V_a = 10,36 \left(\frac{1 - 0,50}{2} - 0,1686 \right) * 1,00 = 0,84 \text{ ton}$$

$$V_c = (0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 16,86) / 1\ 000 = 11,01 \text{ ton}$$

Entonces; V_a (0,84 ton) < V_c (11,01 ton) → cumple

Verificación por corte punzonante: el corte punzonante ocurre a una distancia $d/2$, medida desde la cara de la columna y en todo el perímetro de ésta. Se debe cumplir $V_a < V_c$.

$$V_a = W_u (A_z - A_p)$$

$$V_a = 10,36 [1,20^2 - (0,50 + 0,1686)^2] = 10,29 \text{ ton}$$

$$V_c = 2 * 0,85 * 0,53 * \sqrt{f_c} * P_{pun} * d$$

$$V_c = \frac{2 * 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * (50 + 16,86) * 4 * 16,86}{1\ 000} = 58,87 \text{ ton}$$

Entonces; $V_a (10,29 \text{ ton}) < V_c (58,87 \text{ ton})$; cumple

Verificación por flexión: debido a que los momentos a los que se encuentra sometida la zapata, son demasiado pequeños comparados con la resistencia de la misma, se usó el área de acero mínima; la cual se obtiene de la ecuación:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2\ 810} * 120 * 16,86 = 10,15 \text{ cm}^2$$

Usar varilla No. 4 @ 0.15 m en ambos sentidos.

- Anclaje o muerto: el anclaje o muerto se diseñó de concreto ciclópeo, enterrado con la superficie superior a nivel del terreno, y se utilizó la teoría de Rankine para el empuje de tierras.

Datos:

$$TH = 22\ 785,75 \text{ lb} = 10,33 \text{ ton}$$

$$T = 25\ 216,23 \text{ lb} = 11,44 \text{ ton}$$

$$TV = 10\ 801,29 \text{ lb} = 4,90 \text{ ton}$$

$$\emptyset = 30^\circ \text{ (asumido)}$$

con las formulas:

$$k_p = \frac{1 + \operatorname{sen} 30^\circ}{1 - \operatorname{sen} 30^\circ} = 3$$

$$E = 0,5 \gamma_s h^3 k_p = 0,5 * 1,6 * 3 h^3 = 2,4 h^3$$

$$W = h^3 \gamma_{cc} = 2,5 h^3$$

Donde:

- W = peso del muerto
- E = empuje del suelo
- γ_{cc} = peso específico del concreto ciclópeo
- γ_s = peso específico del suelo
- F = fuerza de fricción
- k_p = relación de ángulo de fricción

Verificación contra volteo

$$\frac{\sum Mr}{\sum Ma} \geq 1,5$$

Despejando h:

$$E \frac{h}{3} + W \frac{h}{2} = 1,5 \left(\frac{TV h}{2} + TH h \right)$$

$$2,4 h^3 \frac{h}{3} + 2,5 h^3 \frac{h}{2} = 1,5 \left(\frac{4,90 h}{2} + 10,33 h \right)$$

$$0,8 h^4 + 1,25 h^4 = 3,68 h + 15,50 h$$

$$2,05 h^4 = 19,18 h$$

$$h = 2,11 \approx 2,15$$

Entonces:

$$2,4 (2,15)^3 \frac{2,15}{3} + 2,5 (2,15)^3 \frac{2,15}{2} = 1,5 \left(\frac{4,90 * 2,15}{2} + 10,33 * 2,15 \right)$$

$$\frac{43,80}{27,48} = 1,59 \geq 1,5; \text{ cumple}$$

Verificación contra deslizamiento

$$\frac{E + F}{TH} \geq 1,5$$

$$F = \mu(W - TV)$$

$$F = 0,9 \tan 30^\circ (2,5 \cdot 2,15^3 - 4,90) = 10,36 \text{ ton}$$

y

$$E = 2,4 (2,15)^3 = 23,85 \text{ ton}$$

$$\frac{23,85 + 10,36}{10,33} = 3,31 \geq 1,5; \text{ cumple}$$

Las dimensiones asumidas de 2,15 metros por lado, resisten las cargas a las que estarán sometidos.

2.1.14. Sistema de desinfección

Se utilizará un alimentador automático de tricloro, instalado en serie con la tubería de conducción, a la entrada del tanque de distribución.

La cantidad de litros que se tratarán a través del sistema, será el caudal de conducción durante un día. Este caudal es de 1,63 litros por segundo, haciendo un total de 140 832,00 litros diarios.

Las tabletas de tricloro, son una forma de presentación del cloro: pastillas de 200 gramos de peso, 3 pulgadas de diámetro, por 1 pulgada de espesor, con una solución de cloro al 90 por ciento y de estabilizador al 10 por ciento. La velocidad a la que se disuelve en agua en reposo, es de 15 gramos en 24

horas. Para determinar la cantidad de tabletas al mes para clorar el caudal de conducción, se hace mediante la fórmula para hipocloritos, y está definida de la siguiente manera:

$$G = \frac{C M D}{\%CL}$$

Donde:

- G = gramos de tricloro
- C = miligramos por litro deseados
- M = litros de agua a tratarse por día
- D = número de días
- %CL = concentración de cloro

La cantidad de gramos de tricloro oscila entre 0,07 y 0,15 por ciento, éste depende del caudal a tratar, en este caso se utiliza un valor del 0,1 por ciento, por lo que se tiene:

$$G = \frac{0,001 * 140\ 832,00 * 30}{0,9} = 4\ 694,40 \text{ gramos}$$

Lo cual significa que se necesitan 25 tabletas mensuales. Estas serán colocadas por el encargado de mantenimiento de forma gradual en el alimentador, cuidando de su limpieza una vez al mes. El gasto de operación del sistema de desinfección será tomado en cuenta para la propuesta de tarifa.

2.1.15. Programa de operación y mantenimiento

El encargado del funcionamiento, debe ser preferiblemente un fontanero asalariado, quien realizará inspecciones periódicas a todos los componentes físicos del sistema, para garantizar su adecuado funcionamiento.

Entre las actividades más comunes del fontanero están: detectar posibles fugas cuando se registra continuamente insuficiente; efectuar reparaciones necesarias; alimentación y limpieza del sistema de desinfección; mantener limpia las unidades, limpias de maleza y velar por el buen funcionamiento de todas las obras complementarias. Si no se cuenta con un fontanero, entonces, el comité de vecinos es el encargado de realizar dichas actividades.

Es importante enfatizar que ningún sistema de agua funciona adecuadamente sin la supervisión del elemento humano; de lo contrario, el sistema colapsará y dejará de prestar el servicio.

2.1.16. Propuesta de tarifa de servicio

Un sistema de agua potable, no es únicamente la fase de construcción, se le debe dar una operación y un mantenimiento adecuado para garantizar la sostenibilidad del mismo durante el período para el que ha sido diseñado.

Para el proyecto en estudio, se calculará la tarifa contemplando un período de 5 años y analizando los costos siguientes:

Costo de operación (C_o): el costo de operación contempla el pago mensual a un fontanero para efectuar revisiones periódicas y operar el sistema de cloración. Este cálculo se efectúa considerando que un fontanero revisa minuciosamente 20 conexiones prediales y 3 kilómetros de línea al día; por lo que la remuneración se obtiene de la siguiente manera:

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

Donde:

- C_o = costo de operación [quetzales]
- L = longitud de línea central de tubería (7,48 km)
- N_c = número de conexiones (161)
- P_j = pago diario o jornal (Q 50,00)
- F_p = factor de prestaciones (1,65)

$$C_o = \left(\frac{7,48}{3} + \frac{161}{20} \right) 50 * 1,65 = Q 869,85 \text{ al mes}$$

Costo de mantenimiento (C_m): se estima el 3 por millar del costo total del proyecto presupuestado para el período de diseño, y que servirá básicamente para la compra de materiales, cuando haya necesidad de cambiar o mejorar los existentes.

$$C_m = \frac{3}{1\,000} \left(\frac{C_T}{n} \right)$$

Donde:

- C_m = costo de mantenimiento
- C_T = costo total del proyecto (Q 2 024 316,26)
- n = período de diseño (20 años)
- 0,003 = corresponde al 3 por millar

$$C_m = \frac{3}{1\,000} \left(\frac{2\,024\,316,26}{20} \right) = Q 289,20$$

Costo de tratamiento (C_t): el costo de tratamiento está destinado para la compra de hipoclorito de calcio y se determina con la siguiente ecuación:

$$C_t = \frac{Q_c C (86\,400)}{0,70} (30) C_{gr}$$

Donde:

C_t = costo de tratamiento [Q/mes]

Q_c = caudal de conducción (2,87 l/s)

C = miligramo por litro deseado (0,1%)

C_{gr} = costo de hipoclorito de calcio en gramos (Q 1 600/100 lb)

$$C_t = \frac{2,87 * 0,001 * 86\ 400}{0,70} (30) \left(\frac{1\ 600}{454 * 100} \right) = Q\ 374,53$$

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 gastos de operación, mantenimiento y tratamiento, para este proyecto se consideró un porcentaje igual al 10 por ciento.

$$G_a = 0,10(C_o + C_t + C_b) = 0,10(869,85 + 289,20 + 374,53) = Q\ 153,53$$

Cálculo de tarifa (T_p): con dichos datos, se procede a obtener la tarifa, la cual se obtiene de la suma de los gastos anteriores y dividiendo en el número de conexiones totales para el proyecto.

Costo de operación	= Q 869,85
Costo de mantenimiento	= Q 289,20
Costo de tratamiento	= Q 374,53
Gastos administrativos	= Q 153,53
Total	= Q 1 687,11/mes

$$T_p = \frac{1\ 687,11}{161} = 10,48 \text{ mes/conexión}$$

El comité de vecinos debe dirigir al encargado del mantenimiento preventivo y correctivo del sistema, también debe efectuar el cobro de la tarifa en la fecha estipulada.

2.1.17. Planos

Los planos constructivos para el sistema de abastecimiento de agua potable, se presentan en el apéndice de planos.

2.1.18. Presupuesto

El presupuesto consta de la integración de los reglones de trabajo, como lo son los trabajos preliminares, conducción, distribución y obras hidráulicas, así como la integración de los costos unitarios de cada uno de estos, estimando el precio de los materiales, mano de obra, prestaciones y costos indirectos entre otros.

Tabla V. **Presupuesto del proyecto**

PROYECTO: Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable

LUGAR: Aldea Muluva
San Bartolomé Jocotenango, Quiché

REGLONES INTEGRADOS

No.	Reglón	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Total
-----	--------	--------	----------	-----------------	-------

1,00	TRABAJOS PRELIMINARES				
1,01	Replanteo topográfico	ml	19 808,55	Q 3,51	Q 69 440,85
1,02	Limpia, chapeo y destronque	ml	19 808,55	Q 3,46	Q 68 553,43

Continuación de la tabla V.

2,00	CONDUCCIÓN				
2,01	Línea de conducción	ml	12 322,31	Q 69,09	Q 851 382,26

3,00	DISTRIBUCIÓN				
3,01	Línea de distribución	ml	7 486,24	Q 55,88	Q 418 351,68

4,00	OBRAS HIDRÁULICAS				
4,01	Caja de captación de nacimiento	unidad	4,00	Q 5 951,23	Q 23 804,93
4,02	Caja reunidora de caudales	unidad	1,00	Q 5 515,53	Q 5 515,53
4,03	Tanque de almacenamiento de 40 m ³	unidad	1,00	Q 95 652,75	Q 95 652,75
4,04	Paso aéreo de 75 m	unidad	1,00	Q 146 833,34	Q 146 833,34
4,05	Caja rompe presión	unidad	8,00	Q 3 671,49	Q 29 371,96
4,06	Válvula de compuerta + caja	unidad	6,00	Q 2 087,22	Q 12 523,32
4,07	Válvula de limpieza + caja	unidad	4,00	Q 2 253,18	Q 9 012,73
4,08	Válvula de aire + caja	unidad	2,00	Q 2 761,09	Q 5 522,18
4,09	Conexión domiciliar	unidad	161,00	Q 1 065,25	Q 171 505,96
4,10	Anclajes	unidad	330,00	Q 354,08	Q 116 845,34

TOTAL	Q 2 024 316,26
--------------	-----------------------

Fuente: elaboración propia.

2.1.19. Cronograma de ejecución

Una vez definidos los costos de ejecución, se procede a movilizar los recursos físicos, humanos y financieros para la ejecución del proyecto, elaborando un cronograma de ejecución, el cual establece metas de tiempo, calidad y costos a cumplir. A continuación se presenta dicho cronograma:

Tabla VI. Cronograma de ejecución

CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN E INVERSIÓN																				
No.	Región	Unidad	Cantidad	Mes 1		Mes 2		Mes 3		Mes 4		Mes 5		Mes 6		Mes 7		Mes 8		INVERSIÓN
				2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	
1,00	TRABAJOS PRELIMINARES																			
1,01	Replanteo topográfico	ml	19808,55																	Q 69 440,85
1,02	Limpia, chapeo y destronque	ml	19808,55																	Q 68 553,43
2,00	CONDUCCIÓN																			
2,01	Línea de conducción	ml	12322,31																	Q 851 382,26
3,00	DISTRIBUCIÓN																			
3,01	Línea de distribución	ml	7486,24																	Q 418 351,68
4,00	OBRAS HIDRÁULICAS																			
4,01	Caja de captación de nacimiento	Unidad	4,00																	Q 23 804,93
4,02	Caja reunidora de caudales	Unidad	1,00																	Q 5 515,53
4,03	Tanque de almacenamiento de 40 m ³	Unidad	1,00																	Q 95 652,75
4,04	Paso aéreo de 75 m	Unidad	1,00																	Q 146 833,34
4,05	Caja rompe presión	Unidad	8,00																	Q 29 371,96
4,06	Válvula de compuerta + caja	Unidad	6,00																	Q 12 523,32
4,07	Válvula de limpieza + caja	Unidad	4,00																	Q 9 012,73
4,08	Válvula de aire + caja	Unidad	2,00																	Q 5 522,18
4,09	Conexión domiciliar	Unidad	161,00																	Q 171 505,96
4,10	Anclajes	Unidad	330,00																	Q 116 845,34
	COSTO TOTAL DE LA OBRA																			Q 2 024 316,26

Fuente: elaboración propia.

2.1.20. Evaluación socioeconómica

Los proyectos del sector público no generan renta alguna, por lo que lo más recomendable para evaluar económicamente las alternativas públicas, es un análisis beneficio/costo, considerando como costos los gastos para la construcción, operación y mantenimiento del proyecto, y como beneficios las ventajas que experimentará el público 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 traerá 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 del lugar, entre otros), por lo que

el análisis se hará mediante el Valor Presente Neto (VPN) y la Tasa Interna de Retorno (TIR).

2.1.20.1. Valor Presente Neto (VPN)

El Valor Presente Neto (VPN), es una medida del beneficio que rinde un proyecto de inversión a través de toda su vida útil; se define como el valor presente de su flujo de ingresos futuros, menos el valor presente de su flujo de costos.

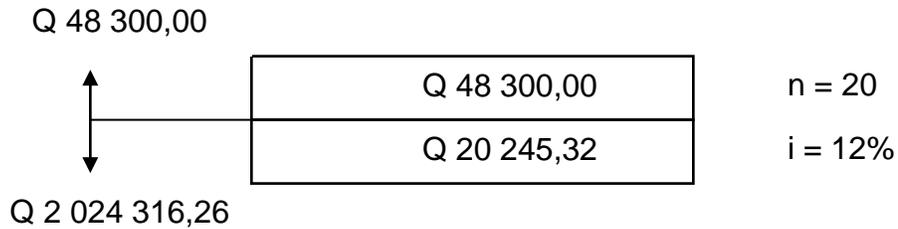
La municipalidad de San Bartolomé Jocotenango, pretende invertir = Q 2 024 316,26. Los gastos de operación, administración, mantenimiento y tratamiento ascienden a Q 20 245,32 anuales. Se estima tener los siguientes ingresos: la instalación de la acometida será un pago único de Q 300,00 por vivienda y la tarifa mensual por vivienda de Q 25,00. Suponiendo una tasa efectiva del 12 por ciento anual al final de los 20 años de vida útil, se determinará la factibilidad del proyecto por medio del Valor Presente Neto.

Tabla VII. Valor Presente Neto (VPN)

DESCRIPCIÓN	OPERACIÓN	RESULTADO
Costo inicial		Q 2 024 316,26
Ingreso inicial	(Q 300,00 / viv)(161 viv)	Q 48 300,00
Costo anual	(Q 1 687,11/mes)(12 meses)	Q 20 245,32
Ingreso anual	(Q 25,00/viv)(161 viv)(12 meses)	Q 48 300,00
Vida útil		20 años

Fuente: elaboración propia.

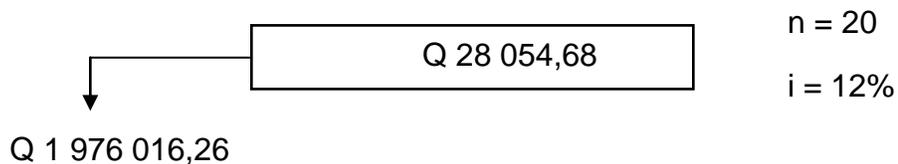
Y el diagrama de flujo:



Simplificando:

costo inicial - ingreso inicial = Q 2 024 316,26 - Q 48 300,00 = Q 1 976 016,26

ingreso anual - costo anual = Q 48 300,00 - Q 20 245,32 = Q 28 054,68



Utilizando Valor Presente Neto (P/A, i, n), se tiene

$$VPN = A \left[\frac{(1 + i)^n - 1}{i (1 + i)^n} \right] - CI$$

Donde:

VPN = Valor Presente Neto

A = anualidad, según sea ingreso y/o egreso

i = tasa de interés anual

n = número de años en que se proyecta la obra

CI = costo inicial

$$VPN = 28 054,68 \left[\frac{(1 + 0,12)^{20} - 1}{0,12 (1 + 0,12)^{20}} \right] - 1 976 016,26$$

$$VPN = - Q 1 766 728,35$$

Como el Valor Presente Neto calculado es menor que cero, se dice que el proyecto no es rentable, significa que la inversión realizada en el proyecto no se recuperará, por lo que se propone utilizar fondos ajenos a la municipalidad. A pesar que no es rentable, el proyecto es factible, debido al beneficio social que traerá a los usuarios.

2.1.20.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

Es una tasa porcentual que indica la rentabilidad promedio anual que genera el capital que permanece invertido en el proyecto, también se define como la tasa de descuento que hace que el VPN = 0; su valor no depende del tiempo y representa el máximo costo que el inversionista podría pagar por el capital invertido.

- Si se utiliza una tasa de interés del -9%

$$VPN = 28\,054,68 \left[\frac{(1 - 0,09)^{20} - 1}{-0,09 (1 - 0,09)^{20}} \right] - 1\,976\,016,26$$

$$VPN = - Q\,232\,152,18$$

- Si se utiliza una tasa de interés de -10%

$$VPN = 28\,054,68 \left[\frac{(1 - 0,10)^{20} - 1}{-0,10 (1 - 0,10)^{20}} \right] - 1\,976\,016,26$$

$$VPN = Q\,51\,018,37$$

interpolando

- 9%	VPN =	- 232 152,18
TIR	VPN =	0
-10%	VPN =	51 018,37

$$\frac{-0,09 + 0,10}{-232\,152,18 - 51\,018,37} = \frac{-0,09 - \text{TIR}}{-232\,152,18 - 0}$$

$$\text{TIR} = -0,0982 = -9,82\%$$

Como se puede observar, del resultado final no hay ganancias, lo cual se justifica del hecho que sea un proyecto de beneficencia para los vecinos del lugar, no así un proyecto rentable.

2.1.21. Evaluación de impacto ambiental

El medio ambiente es un sistema de elementos bióticos, abióticos, socioeconómicos, culturales y estéticos que interactúan entre sí, en permanente modificación por la acción humana o natural y que afectan o influyen sobre las condiciones de vida de los organismos, incluyendo al ser humano.

Todo plan de manejo ambiental, como mínimo deber contener:

- Medidas de mitigación a considerar en el análisis de alternativas.
- Consideraciones ambientales en el proyecto de ingeniería de la alternativa seleccionada.
- Manual de operación y mantenimiento.
- Plan de seguimiento y monitoreo ambiental.

El plan de manejo ambiental contiene medidas de mitigación a considerar en el análisis de alternativas. Éstas se desarrollarán en la etapa de planificación, ejecución y operación del proyecto.

Descripción de las actividades para la construcción del proyecto:

- Actividades preliminares:
 - Trazo, preparación de paso y zanjeo
 - Chapeo y limpieza general
 - Construcción de bodega para materiales temporales

- Obra civil:
 - Limpieza
 - Excavación y relleno de zanjas para tuberías
 - Armado y fundición de estructuras de concreto
 - Construcción de estructuras de concreto ciclópeo
 - Instalación de tuberías
 - Construcción de obra de arte
 - Instalación de conexiones domiciliarias
 - Reforestación
 - Usos del sistema
 - Operación y mantenimiento

Se hará una identificación de los impactos y su origen, sin mostrar un valor cuantitativo de este; además, debido a las características del proyecto, la comunidad, se beneficiará no sólo en el aspecto económico sino también en salubridad. Entre los factores que originen impactos tenemos:

- Características físicas: entre estas características se pueden mencionar; tierra, agua y atmósfera.
- Condiciones biológicas: flora y fauna.
- Factores culturales: uso del suelo, ética e interés humano.
- Factores socioeconómicos: comercio, empleo, tránsito y vehículos.

Para evaluar el proyecto en su conjunto debe hacerse un balance entre el beneficio obtenido y el impacto que se tendrá durante la construcción y operación del proyecto; y tomando en cuenta que este proyecto en particular, es imprescindible para el bienestar y desarrollo de la población.

Algunos de los elementos afectados durante la construcción, que tienen impactos negativos pero mitigables son:

- Características físicas: tierra y agua.
- Condiciones biológicas: flora.

Tabla VIII. **Impacto ambiental, etapa de operación**

Actividades	Impactos negativos	Medidas de mitigación
<p>Avance de las actividades agrícolas, explotación de la madera en zonas de la fuente de agua.</p>	<p>Disminución de capacidad de la fuente por el efecto de la deforestación y por el propio consumo de la población.</p> <p>Alteración del suelo y cuerpos de agua por la construcción de la obra, además podría ser por plaguicidas y residuos de abonos.</p>	<p>Reforestar el área de las fuentes y vigilar las actividades efectuadas, principalmente aguas arriba de la captación.</p> <p>Circular el área de la captación, para evitar el ingreso de animales.</p> <p>Motivar y capacitar a la población en el manejo de la conservación de las fuentes de agua.</p> <p>Incentivar la organización de las comunidades para que vigilen que el manejo integral y la conservación del recurso hídrico.</p>

Continuación de la tabla VIII.

<p>Comprobación de caudales, presiones, funcionamiento de tubería, obras y accesorios</p>	<p>Malestar de los usuarios al inicio de la planificación.</p>	<p>Asegurar que los caudales y presiones de diseño son los que recibe la población.</p>
<p>Calidad del agua.</p>	<p>Malestar de los usuarios al inicio de la construcción. Amenaza a la salud por déficit en calidad del agua.</p>	<p>Potabilizar el agua de manera que sea apta para el consumo humano. Establecimiento de un programa de vigilancia de la calidad de agua.</p>
<p>Continuidad del servicio.</p>	<p>Amenaza a la salud por déficit en cantidad.</p>	<p>Garantizar que habrá suficiente cantidad y que el servicio será continuo. Establecer un programa de gestión social que se encargue de mantener a la población bien informada y hacerle entender que por el momento no existe otra solución.</p>
<p>Reparación y mantenimiento de tuberías, accesorios, obras y equipos.</p>	<p>Malestar de los usuarios por la interrupción de sus labores. Incremento en los gastos.</p>	<p>Capacitación continua a los operarios del sistema. Pago de tarifa.</p>

Fuente: elaboración propia.

Los factores y elementos que no se mencionan, tienen impacto positivo o inexistente. Evaluando el proyecto en conjunto, se harán algunas mitigaciones necesarias, que permitan que el mismo tenga un impacto equilibrado y aceptable.

2.2. Diseño del nuevo módulo para la escuela oficial rural mixta, aldea Los Cimientos, San Bartolomé Jocotenango, Quiché

Siguiendo los parámetros del servicio técnico profesional, se procede al diseño del edificio escolar priorizado, según el diagnóstico realizado en la monografía del municipio.

2.2.1. Antecedentes

La escuela oficial rural mixta de aldea Los Cimientos fue fundada en 1995, con el objetivo de atender a la población estudiantil que cursa el nivel primario, dicha edificación se encuentra a un costado de la iglesia católica, el lugar es un terreno donado por la comunidad y que en general se mantiene en buen estado.

Las instituciones educativas tienen la visión de formar jóvenes de bien en establecimientos adecuados, pero debido al incremento de la población propia de la aldea y de caseríos cercanos, ha surgido el problema consistente en la carencia de infraestructura escolar, ya que se imparten clases de 2 grados escolares distintos en una misma aula, por lo que se ha priorizado y propuesto que la solución a esta deficiencia sea el diseño de un nuevo edificio de aulas escolares, que cubra con la nueva demanda estimada, solucionando así el problema priorizado.

2.2.2. Requerimientos del edificio educativo

Previo al diálogo con los integrantes del COCODE de la aldea Los Cimientos y a visita preliminar al área destinada para la edificación, se concluyó que el nuevo módulo deberá constar de 2 niveles y la distribución de los ambientes será la siguiente: el primer nivel constará de 3 aulas y servicios sanitarios para hombre y para mujer separados, el segundo nivel constara de 4 aulas, dando un total de 7 aulas, cada una de las cuales tendrá capacidad para 40 alumnos, cubriendo así la demanda actual y futura requerida.

2.2.3. Topografía del terreno

La superficie del terreno disponible puede considerarse como plana, dado que los desniveles obtenidos en el levantamiento altimétrico son mínimos; mientras que el resultado del levantamiento planimétrico estableció un polígono no simétrico de 6 estaciones y un área de 380,80 metros cuadrados usando el método de poligonales cerradas. No existen árboles u otros que puedan obstaculizar la construcción.

2.2.4. Determinación del valor soporte del suelo (Vs)

Para la determinación del valor soporte del suelo, se realizó un ensayo de compresión triaxial a una muestra inalterada de 1 pie cúbico de volumen, cuyos resultados se muestran en el apéndice.

Aplicando a los resultados del ensayo la teoría de capacidad de carga de Terzaghi para cimentaciones cuadradas, se logró determinar el valor soporte del suelo, siendo el procedimiento de cálculo el que a continuación se describe:

Capacidad portante última:

$$q_u = 1,3C_u N_c + \gamma_s D_f N_q + 0,4\gamma_s B N_\gamma$$

Donde:

- q_u = valor de capacidad portante última
- C_u = cohesión del suelo
- N_c = factor de capacidad de carga debido a cohesión
- γ_s = peso específico del suelo
- D_f = desplante de cimentación (1,00 m)
- N_q = factor de capacidad de carga debido a sobrecarga
- B = base de la zapata (1,00 m unitario)
- N_γ = factor de capacidad de carga debido al peso del suelo
- \emptyset = ángulo de fricción interna
- F_s = factor de seguridad

Datos:

$$\emptyset = 26,22^\circ \quad C_u = 6,70 \text{ ton/m}^2 \quad \gamma_s = 1,45 \text{ ton/m}^3$$

Para el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo, se procede a aplicar un factor de error de laboratorio, para obtener resultados con mayor precisión, en este caso se usó un factor de 1,3.

Así:

$$\emptyset = 20,17^\circ \quad C_u = 5,15 \text{ ton/m}^2 \quad \gamma_s = 1,45 \text{ ton/m}^3$$

Al determinar los factores de capacidad de carga, se hará uso de los datos anteriores y de la tabla que a continuación se muestra, aproximando el ángulo de fricción interna a 20° .

Tabla IX. **Factores de capacidad de carga**

ϕ	N_c	N_q	N_γ
20°	17,69	7,44	3,64

Fuente: Braja M. Das.Principios de ingeniería de cimentaciones. P. 158

entonces:

$$q_u = 1,3 \cdot 5,15 \cdot 17,69 + 1,45 \cdot 1,00 \cdot 7,44 + 0,4 \cdot 1,45 \cdot 1,00 \cdot 3,64$$

$$q_u = 131,33 \text{ ton/m}^2$$

Y el valor soporte del suelo queda determinado por medio de la siguiente ecuación matemática, en la cual interviene un factor de seguridad de valor 4:

$$V_s = \frac{q_u}{f_s} = \frac{133,31}{4} = 33,33 \text{ ton/m}^2$$

2.2.5. Especificaciones para el diseño de edificios educativos

Para una buena distribución de ambientes y proveer un óptimo funcionamiento, se deben tomar en cuenta los criterios planteados en el reglamento de construcción de edificios escolares del Ministerio de Educación, los cuales se mencionan a continuación.

2.2.5.1. Criterios de conjunto

Estos comprenden lo que es el emplazamiento, orientación, superficie y altura del edificio, éstos con el objetivo de que los espacios educativos cumplan con la adecuación necesaria para el aprendizaje.

- **Emplazamiento:** el emplazamiento de una edificación, es el porcentaje de área que cubre ésta sobre el terreno, y en este caso será: $238,00/380,50$ (en metros cuadrados), lo cual representa un 62,55 por ciento del área total del terreno. Con esto se puede concluir que queda reservado un 37,45 por ciento de área destinada a espacios recreativos.
- **Orientación del edificio:** en general la orientación ideal es de norte a sur, de preferencia abriendo las ventanas hacia el norte, y debido a que la geometría del terreno lo permite este fue el criterio utilizado.
- **Superficie y altura del edificio:** la superficie varía de acuerdo a las necesidades a satisfacer, de acuerdo al emplazamiento y teniendo en cuenta la capacidad de alumnos requerida. La altura de las aulas por ser área cálida será de 2,80 metros en cada nivel, con un total de 5,60 metros de altura del edificio.

2.2.5.2. Criterios de iluminación

La iluminación debe ser abundante y uniforme, evitando la proyección de sombras y contrastes altos, para lograr esto deben considerarse los siguientes criterios:

- Número, tamaño y ubicación de ventanas y lámparas.
- Un ambiente pequeño recibe mejor iluminación que uno grande.
- Los enlucidos claros permiten una máxima reflexión de luz.

Además de estos deben aplicarse los siguientes parámetros:

- Cuando sólo un lado del aula tiene ventanas, éstas deben tener un área total no menor al 25 por ciento del área de piso del aula, y el muro opuesto a la ventana estará a una distancia no mayor a 2,5 veces la altura del muro de la ventana.
- Cuando existan ventanas en las paredes laterales del aula, éstas deben tener un área no menor al 30 por ciento del área de piso del aula.

2.2.5.3. Criterios de ventilación

Para el área de ventilación, se recomienda utilizar el 15 por ciento del área de iluminación anteriormente definida para lograr una ventilación constante, cruzada, alta y sin corrientes de aire.

2.2.5.4. Confort acústico

Este es de suma importancia en lo que a edificios educativos se refiere, ya que influye en el estado anímico y grado de concentración del estudiante. Es necesario que no exista ninguna interferencia sonora entre los ambientes, ni ruidos exteriores que sobrepasen los límites aceptables de tolerancia. Para prevenir esto se utilizaran los siguientes criterios:

- El establecimiento debe ser ubicado en una zona tranquila no industrial.
- Es conveniente la utilización de materiales porosos en la construcción de las paredes, ya que estos absorben buena parte del ruido.

2.2.5.5. Instalaciones

El edificio debe contar con instalaciones hidráulicas, sanitarias y eléctricas, las cuales son necesarias para el buen funcionamiento del mismo. Se deberá cubrir de manera óptima la demanda de utilización de dichas instalaciones.

2.2.5.6. Espacios educativos

Es el conjunto de espacios destinados al ejercicio del proceso enseñanza-aprendizaje, el cual se debe desarrollar de forma gradual e integrada por medio de actividades de desarrollo y recursos pedagógicos.

En el reglamento se describen como espacios educativos característicos al aula teórica, aula unitaria y aula de proyecciones. Para el diseño del nuevo módulo se considera que el aula teórica, es la que se debe aplicar.

- Aula teórica: la función de ésta, es proveer al maestro y a los alumnos un espacio para desarrollar en forma cómoda las actividades del proceso enseñanza-aprendizaje, ya sea en forma tradicional expositiva o modificando la ubicación del mobiliario para desarrollar otras actividades pedagógicas.

Los criterios para el diseño de un aula teórica se generalizan, ya que en el nivel primario, básico y diversificado son similares, siendo los principales los siguientes:

- La capacidad óptima del aula para el nivel básico es de 30 alumnos, pero se permite un máximo de 40 alumnos.

- El área óptima por alumno es de 1,50 metros cuadrados, pero si el espacio no lo permite se acepta un máximo de 1,30 metros cuadrados.
- La forma del aula será rectangular, se recomienda que el lado mayor no exceda 1,5 veces el lado menor.
- La fuente principal de iluminación natural, debe provenir del lado izquierdo del alumno sentado frente al pizarrón.
- La distancia máxima desde la última fila al pizarrón, será de 8,00 metros, y el ángulo horizontal de visión del alumno sentado será de 30 grados.
- Deben existir instalaciones de energía eléctrica con luminarias adecuadas que proporcionen iluminación abundante y constante; además se deberán colocar 2 tomacorrientes, uno al frente y otro en la parte posterior de las aulas colocadas a 0,40 metros del nivel de piso.

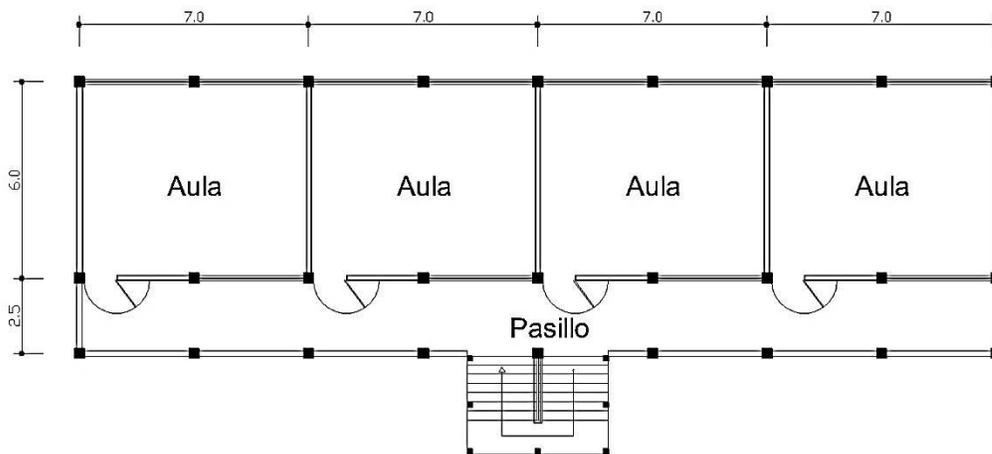
2.2.6. Diseño arquitectónico

Para tener un lugar cómodo y funcional en la forma y distribución de conjunto, se debe proponer un diseño arquitectónico que se adecúe a las necesidades que se tienen, considerando las limitaciones que puedan existir debido al espacio disponible. Para diseñar la configuración en planta y elevación se determinó de tal forma que ésta fuese simple, simétrica y uniforme, a la vez que cumpla con las distintas condiciones de regularidad estructural como las planteadas en las distintas normas sísmicas.

2.2.6.1. Planta

Algunos aspectos en la forma en planta del edificio, propician una respuesta sísmica poco conveniente y deben evitarse. Entre estos aspectos, lo fundamental es evitar asimetría, ya que ésta tiende a provocar vibraciones torsionales en el edificio. La planta propuesta para el edificio escolar cumple con las condiciones de regularidad estructural tal como lo muestra la figura 7.

Figura 7. Planta típica propuesta



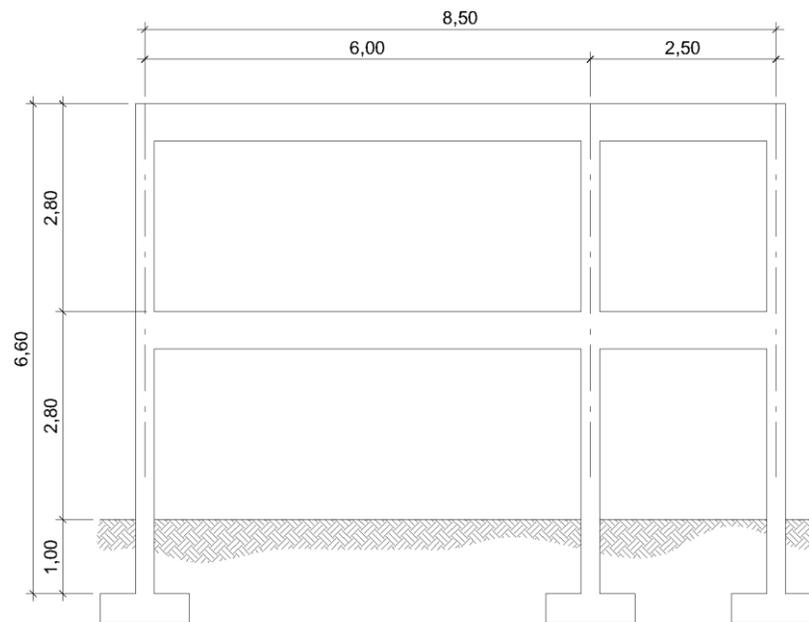
Fuente: juego de planos.

2.2.6.2. Elevación

La sencillez, regularidad y simetría son deseables para evitar concentración de esfuerzos en ciertos nodos o amplificaciones de la deriva sísmica en los niveles superiores del edificio.

Según las normas sísmica del RCDF (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal), se considera una estructura regular, sólo si su relación de esbeltez no excede 2,5 como lo muestra la figura siguiente.

Figura 8. Elevación típica del edificio



Fuente: juego de planos.

Entonces:

$$\frac{H}{A} < 2,5 \rightarrow \frac{6,60}{8,50} = 0,78 < 2,5 \text{ estructura regular}$$

2.2.6.3. Altura del edificio

Dadas las distintas condiciones, requerimientos y criterios a aplicar, se consideró diseñar un edificio compuesto de 2 niveles, con una altura de ambientes de 2,80 metros y un desplante de cimentación de 1,00 metro.

2.2.7. Selección del sistema estructural

En la selección del sistema estructural, influyen los factores de desempeño, economía, estética, materiales disponibles en el lugar, y las técnicas constructivas a utilizar. El resultado final debe comprender el tipo estructural, cumpliendo primeramente con los requisitos de funcionalidad.

2.2.7.1. Tipología estructural

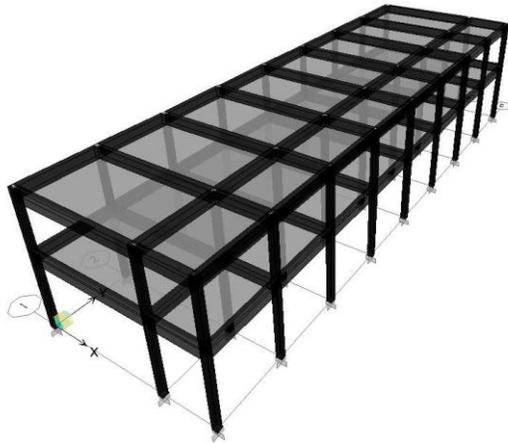
El sistema estructural estará compuesto por marcos dúctiles espaciales de concreto armado, con losas planas también de concreto armado y estucos de mampostería, como se puede observar en figura 9.

2.2.8. Análisis estructural

El análisis estructural determina mediante la aplicación de diferentes métodos, las fuerzas y deformaciones que actúan en una estructura, según su tipología y cargas aplicadas. Para realizarlo, se idealizan tanto la geometría de la estructura como las acciones y condiciones de apoyo, mediante un modelo matemático adecuado.

En este caso, el análisis de los marcos dúctiles se realizó utilizando el método numérico de Kani y luego haciendo una comparación con los resultados del software, integrado de diseño de edificios ETABS® versión 9.6. Se obtuvo cerca de un 3 por ciento de diferencia entre estos métodos, y se utilizaron los resultados de ETABS® para el diseño de los elementos estructurales.

Figura 9. **Tipología estructural del módulo**



Fuente: elaboración propia, ETABS®

2.2.8.1. Predimensionamiento de los elementos estructurales

El predimensionamiento estructural, consiste en asignar medidas preliminares a los elementos estructurales. Se estima que estas medidas aportaran soporte a los esfuerzos y cargas a los cuales dichos elementos serán sometidos.

El código ACI 318S-05 proporciona diferentes criterios para esta estimación, según el elemento estructural a analizar, cuando sean aplicables estos criterios serán utilizados.

- Predimensionamiento de vigas: el método utilizado calcula la altura (h) del elemento, la cual depende de la luz que cubre la viga, siendo $h = 8$ por ciento de la luz, y el ancho del elemento (b) no debe ser menor que el

más pequeño de: 0,3 veces h ó 25 centímetros., según el código ACI 318S-05, sección 21.3.1.3.

Luz mayor = 6,00 m

$h = 0,08 * 6,00 = 0,48 \text{ m} \rightarrow 0,50 \text{ m}$

$b = 0,3 * 0,50 = 0,15 \rightarrow 0,25 \text{ m}$

La sección de la viga será de 0,25 m x 0,50 m.

- Predimensionamiento de columnas: en la edición de 1971 del ACI, las dimensiones mínimas para elementos sometidos a compresión, fueron eliminadas con el objeto de un uso más amplio de los elementos en compresión de concreto reforzado con dimensiones menores en estructuras ligeramente cargadas, tales como edificios livianos de oficinas y edificios de baja altura para vivienda. Por esta razón el criterio a utilizar para el predimensionamiento, se basa en los límites de refuerzo en elementos sometidos a compresión para zona sísmica que dice, el área del refuerzo longitudinal A_{st} para elementos a compresión, no debe ser menor que 0,01 A_g ni mayor que 0,06 A_g . ACI 318S-05 sección 10.9.1, página 135.

El número mínimo de barras longitudinales en elementos sometidos a compresión, debe ser 4 para barras dentro de estribos rectangulares, según el código ACI 318S-05 sección 10.9.2. Suponiendo así 4 barras No. 4 que equivalga al 0,01 del A_g :

$$4 * 1,28 = 5,12 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 5,12 / 0,01 = 512 \text{ cm}^2$$

y la dimensión de la sección = $\sqrt{512} = 22,63 \text{ cm}$; como primer parámetro.

La sección de la columna será = 0,30 m x 0,30 m

- Predimensionamiento de losas: las losas trabajan en 1 ó en 2 sentidos, la determinación de la dirección de trabajo de las losas, surge del valor resultante de la relación lado a lado que estas posean. Para determinar las condiciones de trabajo se procede de la siguiente manera:

$$m = \frac{A}{B} \quad \begin{array}{l} \text{Si } m < 0,5 \text{ losa que trabaja en un sentido} \\ \text{Si } m \geq 0,5 \text{ losa que trabaja en dos sentidos} \end{array}$$

Donde:

- m = relación lado a lado de la losa
- A = lado corto de la losa [m]
- B = lado largo de la losa [m]

En la figura 10, se logra apreciar que se tiene 2 tipos distintos de losas; la losa tipo 1 que tiene una dimensión de 6,00 x 3,50 metros, y la losa tipo 2 con dimensiones de 3,50 x 2,50 metros.

$$\begin{array}{ll} m_1 = 3,50 / 6,00 = 0,58 & \rightarrow \text{trabaja en dos sentidos} \\ m_2 = 2,50 / 3,50 = 0,71 & \rightarrow \text{trabaja en dos sentidos} \end{array}$$

Y el espesor t, para losas que trabajan en 2 sentidos debe ser mayor o igual a 9 centímetros, además se sugiere menor o igual a 15 centímetros y surge de la siguiente fórmula:

$$t = \frac{p}{180} \quad \text{donde } p = \text{perímetro de losa}$$

así

$$\begin{array}{ll} t_1 = 19,00 / 180 = 0,106 \text{ m} & \rightarrow 11 \text{ cm} \\ t_2 = 12,00 / 180 = 0,07 \text{ m} & \rightarrow 9 \text{ cm} \end{array}$$

Para reducir excentricidades en planta y uniformizar la construcción, el espesor de la losa será $t = 11$ centímetros en todas las losas para todos los niveles.

2.2.8.2. Determinación de cargas aplicadas a marcos dúctiles

Las cargas que actúan sobre una estructura pueden dividirse según su dirección de aplicación, las cuales son: cargas verticales o gravitatorias y cargas horizontales o laterales.

- Cargas verticales:

Las cargas verticales se dividen en 2 categorías: cargas muertas y cargas vivas. Las cargas muertas son aquellas que se mantiene constantes en magnitud y fijas en posición durante el período de servicio de la estructura, y generalmente lo constituye el peso propio de los elementos estructurales, el peso de las instalaciones y una sobrecarga, éstas pueden calcularse con buena aproximación.

Las cargas vivas pueden estar total o parcialmente en un sitio o no estar presentes y pueden cambiar de ubicación, su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado y sus máximas intensidades a lo largo del período de servicio de la estructura, no se conocen con precisión. Las cargas vivas de servicio para las cuales deben diseñarse los entresijos y cubiertas, se especifican usualmente en distintos códigos de construcción, según el tipo de edificación.

En este caso, los valores para determinar las cargas verticales distribuidas, de acuerdo a los pesos específicos y el *Uniform Building Code 1 997* (UBC 97) son:

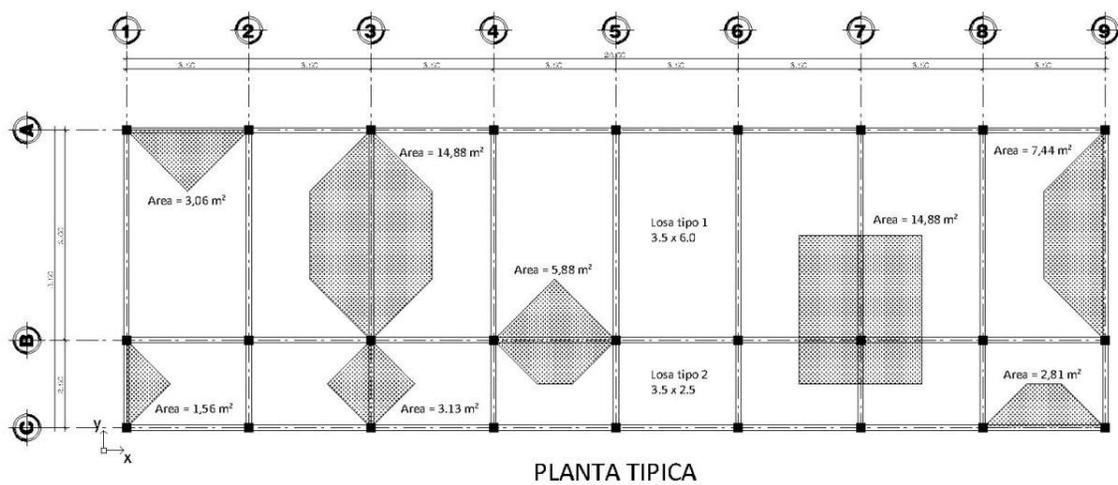
Tabla X. **Valores para determinar las cargas verticales**

CARGA MUERTA (Cm)	CARGA VIVA (Cv)
Peso del concreto = 2 400 kg/m ³	Aulas = 200 kg/m ²
Sobre carga (Sc) = 90 kg/m ²	Pasillos = 400 kg/m ²
Peso de muros = 140 kg/m ²	Techo = 200 kg/m ²

Fuente: *Uniform Building Code 1 997*, apéndice C.

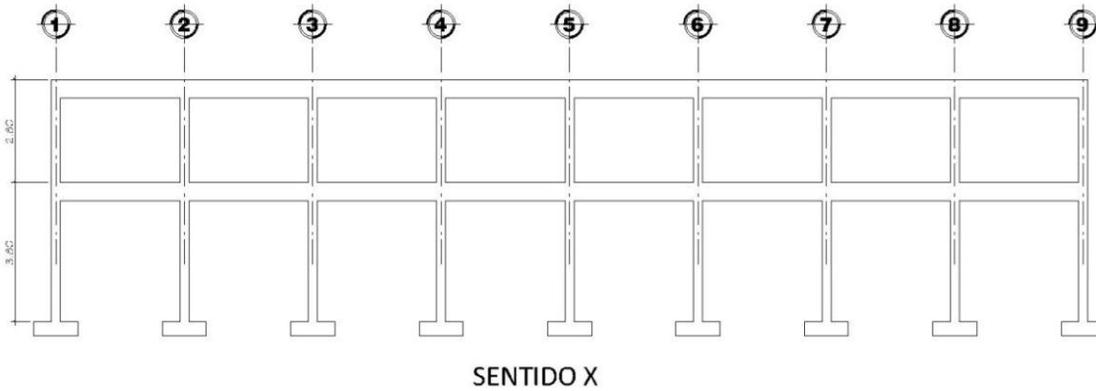
A continuación se presenta la integración de cargas distribuidas para los marcos típicos en sentido X y Y, a analizar y cuyas áreas tributarias se describen en la figura siguiente.

Figura 10. **Planta de áreas tributarias**



Fuente: elaboración propia.

Figura 11. Elevación de marcos típicos



Fuente: elaboración propia.

Carga muerta (Cm)

$$W_m = H_m * C_m \quad W_{sc} = \frac{A_t * S_c}{L_v}$$

$$W_l = \frac{A_t * t * \gamma_c}{L_v} \quad W_v = \frac{(h - t) * b * \gamma_c}{L_v}$$

$$C_m = W_m + W_{cs} + W_l + W_v$$

Carga viva (Cv)

$$C_v = \frac{A_t * C_v}{L_v}$$

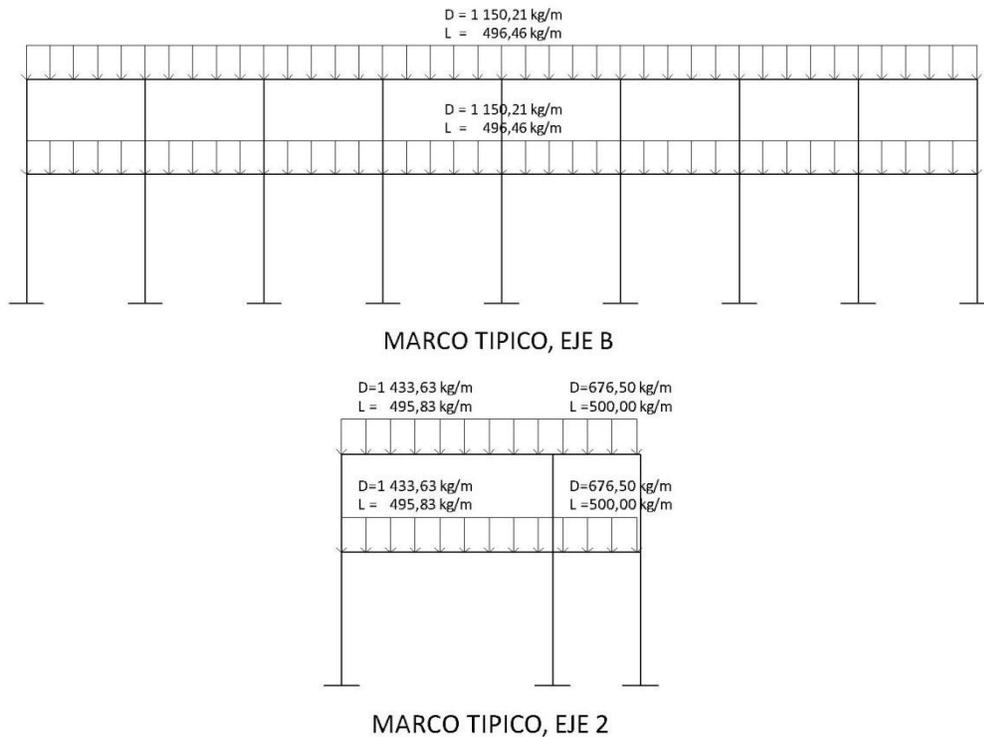
Donde:

- W_m = peso de muros [kg/m]
- H_m = altura de muros [m]
- C_{ma} = peso propio de la mampostería [kg/m²]
- W_{sc} = peso de la sobrecarga [kg/m]
- A_t = área tributaria [m²]
- S_c = sobrecarga [kg/m²]

- Lv = luz de la viga [m]
- Wl = peso propio de la losa [kg/m²]
- t = espesor de losa [m]
- γ_c = peso específico del concreto [kg/m³]
- Wv = peso propio de la viga [kg/m²]
- h = altura de la viga [m]
- b = base de la viga [m]

Para el marco del eje B (sentido X) y el marco del eje 2 (sentido Y) el modelo matemático de las cargas integradas queda representado por la siguiente figura:

Figura 12. **Modelo matemático, marco típico eje B y eje 2**



Fuente: elaboración propia.

De igual forma se procede a realizar los modelos matemáticos para los marcos restantes. Los valores obtenidos de estos son los utilizados en los métodos de análisis estructural como lo son ETABS® versión 9.6, y el método iterativo de análisis Kani, descritos más adelante.

- Cargas horizontales:

Estas actúan perpendicularmente a la línea de acción de la gravedad y son producidas por fuerzas de sismo, viento o impacto, siendo así puramente dinámicas. Al igual que las cargas vivas, las cargas horizontales son inciertas, tanto en magnitud como en distribución y para su cálculo sólo se considera una de las fuerzas antes mencionadas ya que estos fenómenos difícilmente se presentan en forma simultánea. Se debe elegir el fenómeno que provoque las máximas fuerzas horizontales.

El territorio de Guatemala se caracteriza por tener un índice de sismicidad alto, por lo que es necesario considerar los efectos de sismo al momento de diseñar una edificación. Para determinar las fuerzas sísmicas en este caso, se recurrió al método descrito en el *Uniform Building Code* publicado en el año 1997 (UBC 97), el cual procede a calcular el corte basal para luego distribuirlo a los diferentes niveles de la edificación, tal como a continuación se describe.

2.2.8.3. Corte basal

La fórmula para determinar el corte basal (V) conforme al UBC 97 teniendo en cuenta que Guatemala se sitúa en la zonas sísmica 4 (de alto riesgo sísmico) es la siguiente:

$$V_1 = \frac{c_v I}{R T} W$$

Pero éste corte basal no necesita exceder el valor de la siguiente ecuación:

$$V_2 = \frac{2,5 C_a I}{R} W$$

Además, el corte basal no debe ser menor al valor de la siguiente ecuación:

$$V_3 = 0,11 C_a I W$$

Adicionalmente para zona sísmica 4, el corte basal tampoco debe ser menor al valor de la siguiente ecuación:

$$V_4 = \frac{0,8 Z N_v I}{R} W$$

Donde:

C_v = coeficiente sísmico que depende del tipo de suelo y la zona sísmica. Para un tipo de suelo S_d (de bajo soporte) y zona sísmica 4, $C_v = 0,64 N_v$

N_v = factor de cercanía al epicentro, para distancias mayores a 15 kilómetro el valor es 1,0.

C_a = coeficiente sísmico que depende del tipo del suelo y la zona sísmica. Para un tipo de suelo S_d y zona sísmica 4, $C_a = 0,44 N_a$

N_a = factor de cercanía al epicentro, para distancias mayores a 10 kilómetro el valor es 1,0.

I = factor de importancia sísmica, para estructuras con un índice de ocupación estándar el valor es 1,0.

R = factor que depende del sistema estructural utilizado, para marcos especiales de concreto resistentes a momento, el valor es 8,5

T = período de la estructura, su valor está dado por $T = C_t h_n^{3/4}$

$C_t = 0,0731$ en sistema métrico, para marcos especiales de concreto resistentes a momento.

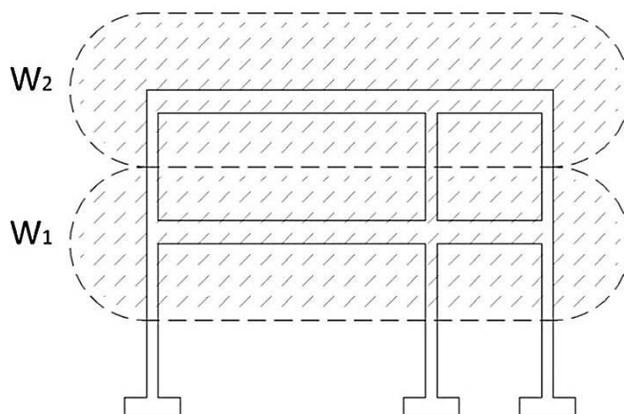
h_n = altura del edificio

W = peso total del edificio

Z = factor de zona sísmica, para zonas sísmica 4 el valor es 0,4

Dado que se cuenta con los valores de todos los coeficientes, faltando únicamente el valor del peso de la estructura (W) se procede a calcular éste.

Figura 13. **Distribución del peso de la estructura por nivel**



Fuente: elaboración propia.

La figura anterior muestra la distribución del peso por nivel, y el peso de los mismos se obtiene sumando las cargas de los elementos estructurales, la sobrecarga y un porcentaje de la carga viva (L) en los niveles que se consideren con acceso, en este caso se usará el 25 por ciento. El procedimiento es como sigue:

Nivel 1 (W_1)

$$\begin{aligned}
 W_{\text{losas}} &= (0,11) (28,00 + 0,25) (8,50 + 0,25) (2\ 400) = 65\ 257,50\ \text{kg} \\
 W_{\text{vigas}} &= (0,25) (0,50 - 0,11) (2\ 400) (157,00\ \text{de ejes}) = 36\ 738,00\ \text{kg} \\
 W_{\text{muros}} &= (231,49\ \text{de área}) (140,00) = 32\ 396,00\ \text{kg} \\
 W_{\text{cols}} &= (0,30) (0,30) (2,80 - 0,50) (2\ 400) (27\ \text{cols}) = 9\ 315,00\ \text{kg} \\
 W_{\text{sc}} &= (8,50) (28,00) (90) = 21\ 420,00\ \text{kg} \\
 W_L &= [(6,00) (28,00) (200) + (2,50) (28,00) 400] 0,25 = 15\ 400,00\ \text{kg} \\
 \\
 W_1 &= 180\ 526,50\ \text{kg}
 \end{aligned}$$

Nivel 2 (W_2)

$$\begin{aligned}
 W_{\text{losas}} &= (0,11) (28,00 + 0,25) (8,50 + 0,25) (2\ 400) = 65\ 257,50\ \text{kg} \\
 W_{\text{vigas}} &= (0,25) (0,50 - 0,11) (2\ 400) (157,00\ \text{de ejes}) = 36\ 738,00\ \text{kg} \\
 W_{\text{muros}} &= (231,49) (140,00) = 32\ 396,00\ \text{kg} \\
 W_{\text{cols}} &= (0,30) (0,30) (2,80 - 0,50)(2\ 400) (27\ \text{cols}) (0,5) = 4\ 657,50\ \text{kg} \\
 W_{\text{sc}} &= (8,50) (28,00) (90) = 21\ 420,00\ \text{kg} \\
 W_L &= [(6,00) (28,00) (200) + (2,50) (28,00) (400)] (0,25) = 15\ 400\ \text{kg} \\
 \\
 W_2 &= 175\ 869,0\ \text{kg}
 \end{aligned}$$

El peso total de la estructura, es la sumatoria de $W_1 + W_2$ siendo así:

$$W_{\text{total}} = 180\ 526,50 + 175\ 869,00 = 356\ 395,50\ \text{kg}$$

Ahora se procede a calcular el corte basal de acuerdo a las ecuaciones anteriormente descritas, sustituyendo los valores correspondientes y teniendo un período $T = 0,00731 * 6,60^{3/4} = 0,301$ segundos.

$$V_1 = (0,64 * 1 * 1 / 8,5 * 0,301) (356 395,50) = 89 149,30 \text{ kg}$$

$$V_2 = (2,5 * 0,44 * 1 * 1 / 8,5) (356 395,50) = 46 121,77 \text{ kg}$$

$$V_3 = 0,11 0,44 * 1 * 1 * 356 395,50 = 17 249,54 \text{ kg}$$

$$V_4 = (0,8 * 0,4 * 1 * 1 / 8,5) (356 395,50) = 13 417,24 \text{ kg}$$

El corte basal a utilizar cumpliendo con lo requerido en las ecuaciones del UBC 97 será $V = 46 121,77$ kilogramos.

- Fuerzas por nivel:

La distribución de fuerzas por nivel, según el UBC 97 se lleva a cabo por medio de la siguiente fórmula:

$$F_x = \frac{(V - F_t) * W_x * h_x}{\sum W_i * h_i}$$

Donde:

F_x = fuerza por nivel

V = corte basal

F_t = fuerza adicional en la cúspide; $F_t = 0$ si T (periodo) $\leq 0,7$ seg.

W_i = peso del nivel a analizar

h_i = altura medida desde la base del edificio al nivel por analizar

La siguiente tabla muestra los resultados de la distribución de fuerzas:

Tabla XI. **Fuerzas por nivel**

Nivel	Wi	hi	Wi * hi	Fx
2	175 869,0 kg	6,60 m	1 160 735,40	28 989,08 kg
1	180 526,5 kg	3,80 m	686 000,70	17 132,70 kg
			$\Sigma = 1\ 846\ 736,10$	$\Sigma = 46\ 121,77\ \text{kg}$

Fuente: elaboración propia.

Debido a que para ambos sentidos (X y Y) la fuerza por nivel es la misma, la distribución de fuerzas por marcos se hace dividiendo Fx entre el número de marcos del sentido a analizar tal como lo muestra la siguiente tabla:

Tabla XII. **Fuerzas por marco**

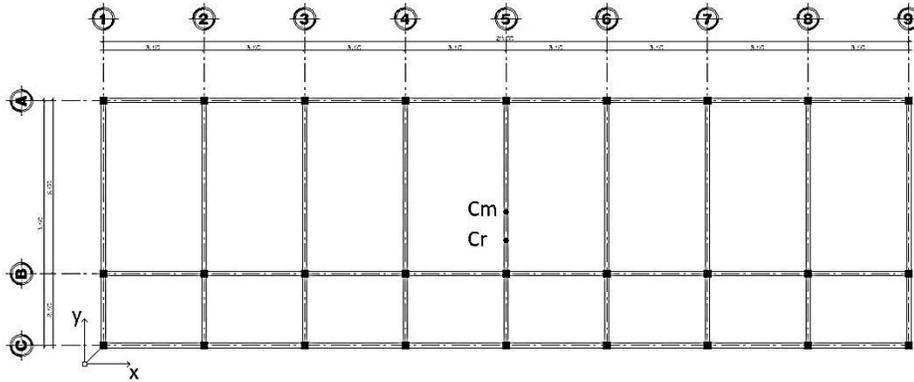
Nivel	Fx	Eje X (3 marcos)	Eje Y (9 marcos)
2	28 989,08 kg	9 663,03 kg	3 221,01 kg
1	17 132,70 kg	5 710,90 kg	1 903,63 kg
	$\Sigma = 46\ 121,77\ \text{kg}$		

Fuente: elaboración propia.

- **Excentricidades:**

Dado que los marcos no son independientes entre ellos, al aplicarles la fuerza de sismo, estos ocasionan en el sistema un incremento en las fuerzas horizontales, debido a la torsión que se genera. Este incremento depende de la dirección en la que el sismo entra en la estructura y de la excentricidad en los ejes de la estructura. La excentricidad no es más que la diferencia de distancias entre el centro de masa y el centro de rigidez del entrepiso de una edificación (ver figura 14).

Figura 14. Excentricidad del edificio



Fuente: juego de planos.

Para calcular el centro de masa de una edificación, se elige el entrepiso más crítico, es decir el que posea mayor masa debido a la carga muerta; en este caso será el nivel 2 y se calcula con la siguiente fórmula para el sentido X:

$$\bar{X} = \frac{\sum (W_i \cdot \bar{x}_i)}{\sum W_i}$$

para el sentido Y:

$$\bar{Y} = \frac{\sum (W_i \cdot \bar{y}_i)}{\sum W_i}$$

Donde:

W_i = peso de cada elemento estructural, sobrecarga y % de carga viva

\bar{x}_i = centroide del elemento estructural respecto al eje X

\bar{y}_i = centroide del elemento estructural respecto al eje Y

La siguiente tabla muestra el procedimiento realizado:

Tabla XIII. **Determinación del centro de masa**

Elemento	\bar{x}_i	\bar{y}_i	Wi	$\bar{x}_i * Wi$	$\bar{y}_i * Wi$
Sobre carga	14	4,25	21 420	299 880	91 035
Losa	14	4,25	62 832	879 648	267 036
Carga viva pasillos	14	1,25	7 000	98 000	8 750
Carga viva aulas	14	5,50	8 400	117 600	46 200
Vigas sentido x	42	11,00	6 552	275 184	72 072
Vigas sentido y	126	38,25	1 989	250 614	76 079,250
Muro sentido x pasillo	14	0,00	4 704	65 856	0,000
Muros sentido x aulas	28	11,00	9 016	252 448	99 176
Muro sentido y pasillo	28	2,50	420,000	11 760	1 050
Muros sentido y aulas	70	27,50	1 932	135 240	53 130
Columnas	378	99,00	345,000	130 410	34 155
Σ			179 760	2 516 640	748 683,25

Fuente: elaboración propia.

entonces:

$$\bar{X} = 2\,516\,640 / 179\,760 = 14,00 \text{ m}$$

$$\bar{Y} = 748\,683,25 / 179\,760 = 4,17 \text{ m}$$

Como era de esperarse en el eje X, el centro de masa se ubica a la mitad de la distancia, en ese sentido debido a la simetría que el edificio posee, no así para el eje Y.

Ahora se procede a determinar el centro de rigidez, teniendo en cuenta que por ser columnas cuadradas y todas con la misma dimensión, las rigideces en los ejes de su sección son iguales, por lo que se puede utilizar la siguiente fórmula para el eje X:

$$X_{cr} = \frac{\sum(x_o * \#cols)}{\#cols}$$

para el eje Y:

$$Y_{cr} = \frac{\sum(y_o * \#cols)}{\#cols}$$

Donde:

- X_{cr}, Y_{cr} = centro de rigidez, sobre eje X ó eje Y
- x_o, y_o = centroide de columna respecto a eje X ó eje Y
- $\#cols$ = número de columnas

entonces:

$$X_{cr} = 3 \text{ col/eje } (0,00 + 3,50 + 7,00 + 10,50 + 14,00 + 17,50 + 21,00 + 24,50 + 28,00) / 27 \text{ cols} = 14,00 \text{ m}$$

$$Y_{cr} = 9 \text{ col/eje } (0,00 + 2,50 + 8,50) / 27 \text{ cols} = 3,67 \text{ m}$$

Como se esperaba también para el eje X, el centro de rigidez se localiza a la mitad de la distancia en ese sentido debido a la simetría en la edificación. Con estos datos se procede a calcular la excentricidad real de la edificación que no es más que la resta de distancias entre el centro de masa y el centro de rigidez así:

$$e_x = \bar{X} - X_{cr}$$

$$e_y = \bar{Y} - Y_{cr}$$

Donde:

\bar{X}, \bar{Y} = centro de masa sobre eje X o eje Y

e_x, e_y = excentricidad real sobre eje X o eje Y

$$e_x = 14,00 - 14,00 = 0,00 \text{ m}$$

$$e_y = 4,17 - 3,67 = 0,50 \text{ m}$$

Se puede observar que las excentricidades reales son menores al 10 por ciento de la longitud de su eje respectivo, es decir de la base del edificio según su lado (X ó Y), con lo que se concluye que la forma de la estructura en planta es regular, y quiere decir que no genera excentricidades de gran magnitud que puedan provocar un incremento exagerado en las fuerzas de sismo, por lo que se procede a calcular la excentricidad de diseño.

La excentricidad de diseño, es la que se utiliza para calcular el incremento por torsión en las fuerzas de sismo y se determina con la siguiente ecuación:

$$E_d = 1,5 * e + 10\% B$$

Donde:

- E_d = excentricidad de diseño
- e = excentricidad en X ó Y
- B = longitud de la base del edificio en X ó Y

entonces:

$$E_{dx} = 1,5 * 0,00 + 0,1 * 28,00 = 2,80 \text{ m}$$

$$E_{dy} = 1,5 * 0,50 + 0,1 * 8,50 = 1,60 \text{ m}$$

- Incremento por torsión:

Debido a que es imposible conocer realmente la dirección del sismo, el incremento por torsión (ΔV) se calcula tomando el caso más crítico, el cual se da cuando se toma el 100 por ciento de la fuerza de sismo que entra en una dirección (X ó Y) junto con el 30 por ciento que entra en la otra dirección, y se multiplica por la excentricidad de diseño respectiva. La fórmula para calcular dicho incremento es la siguiente:

$$\Delta V = \frac{T * r}{J} * k$$

y

$$J = \sum (k_x * r_y^2 + k_y * r_x^2)$$

Donde:

T = momento torsional

r = distancia desde el centro de rigidez al marco a analizar según eje X (rx)
ó Y (ry)

J = momento polar equivalente

k = rigidez de columna, en nuestro caso $k_x = k_y$

Teniendo en cuenta que las rigideces son iguales $k_x = k_y \rightarrow k$ (por ser columnas cuadradas), la fórmula queda en función de la rigidez así:

$$J = 9\text{cols} * k (4,83)^2 + 9\text{cols} * k (1,17)^2 + 9\text{cols} * k (3,67)^2 + 3\text{cols} * k (14)^2 + 3\text{cols} * k (10,50)^2 + 3\text{cols} * k (7,00)^2 + 3\text{cols} * k (3,50)^2 + 3\text{cols} * k (0,00)^2 + 3\text{cols} * k (3,50)^2 + 3\text{cols} * k (7,00)^2 + 3\text{cols} * k (10,50)^2 + 3\text{cols} * k (14,00)^2 = 2\,585,5 * k$$

Además la fórmula para determinar el momento torsional crítico (T) recordando que se está analizando el marco B nivel 2 y que F_x es la fuerza de corte basal en ese nivel; es la siguiente:

$$T = 100\% * F_x * E_{dy} + 30\% * F_x * E_{dx}$$

Donde:

T = momento de torsión

F_x = fuerza de corte basal

E_{dy} = excentricidad de diseño en el eje Y

E_{dx} = excentricidad de diseño en el eje X

$$T = 1 * 28\,989,08 * 1,60 + 0,3 * 28\,989,08 * 2,80 = 70\,733,34 \text{ kg-m}$$

Y el resultado del incremento de fuerza debido a la torsión en el marco B:

$$\Delta V = \frac{70\,733,36 * 1,17}{2\,585,5 * k} * k = 32,00 \text{ kg/col}$$

Entonces 32,00 kilogramos por 9 columnas = 288 kilogramos en todo el eje lo cual frente a 9 663,03 kilogramos (que es el total de la fuerza de corte en el nivel 2 eje X) representa el 2,98 por ciento de incremento, la fuerza incrementada será 9 950,99 kilogramo aplicada en el nodo. Así se procede para los otros ejes y niveles. La tabla XIV muestra los resultados obtenidos.

Tabla XIV. **Determinación del incremento por torsión**

Eje	ΔV (kg/col)	$\Delta V * \text{No. col/eje}$ (kg)	Fuerza por marco (kg)	Incremento	Fuerza incrementada "E" (kg)
A	132,14	1189,24	9 663,03	12,31%	10 852,55
B	32,00	288,00	9 663,03	2,98%	9 950,99
C	100,40	903,60	9 663,03	9,35%	10 566,52
1	514,86	1 544,59	3 221,01	47,95%	4 765,48
2	386,15	1 158,44	3 221,01	35,97%	4 379,61
3	257,43	772,29	3 221,01	23,98%	3 993,41
4	128,72	386,15	3 221,01	11,99%	3 607,21
5	0,00	0,00	3 221,01	0,00%	3 221,01
6	128,72	386,15	3 221,01	11,99%	3 607,21
7	257,43	772,29	3 221,01	23,98%	3 993,41
8	386,15	1 158,44	3 221,01	35,97%	4 379,61
9	514,86	1 544,59	3 221,01	47,95%	4 765,48

Fuente: elaboración propia.

Notar que en el eje 5 no existe torsión debido a que el centro de rigidez coincide con la ubicación de este eje, siendo así $r = 0,00$.

2.2.8.4. Desarrollo del análisis estructural por Etabs V9.6

El software Etabs es un programa de análisis y diseño estructural, basado en el método de elementos finitos, y con una versátil interface. Trabaja dentro de un sistema de datos ingresados, todo lo que se necesita es integrar el modelo dentro de un sistema de análisis.

- Especificaciones generales: se refiere a los datos de los elementos estructurales para el modelo de la estructura a analizar, los cuales son:

Concreto	$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Peso específico del concreto	$\gamma_c = 2\,400 \text{ kg/m}^3$
Módulo de elasticidad	$E = 15\,100 \cdot \sqrt{f'_c}$
Acero de refuerzo	$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$ y $f_{ys} = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$
Coefficiente de Poisson	0,20

- Geometría estructural: esta se refiere a las dimensiones de las diferentes secciones de los elementos estructurales, los cuales son requeridos por el programa al momento de definir digitalmente estos mismos. En nuestro caso tenemos:

- Vigas 0,25 m x 0,50 m
- Columnas 0,30 m x 0,30 m
- Losas $t = 0,11\text{m}$

- Asignación de cargas:

Las cargas verticales o gravitatorias son ingresadas al programa en magnitud por unidad lineal (kilogramo/metro) a cada marco y divididas en carga muerta (Cm) y carga viva (Cv).

Las cargas horizontales o de corte basal son ingresadas al programa en magnitud puntual (kilogramos) y aplicadas en los nodos de los marcos según el nivel, tomando en cuenta el incremento por torsión. Para esto se debe definir un nuevo caso de carga que sea distinto a la carga muerta, carga viva o sobre carga y definir también las distintas combinaciones de cargas que relacionen a estas.

- Combinaciones de cargas:

Antes de proceder al diseño estructural se deben definir las combinaciones de mayoración de cargas, las cuales se establecen para las distintas condiciones críticas de carga que puedan existir, dichas combinaciones se establecen en los distintos códigos de diseño.

En este caso el ACI 318S-05 establece en el apéndice C, que la carga última requerida (U) no debe ser menor que las ecuaciones C-1, C-2 y C-3, lo cual quedaría de la siguiente forma:

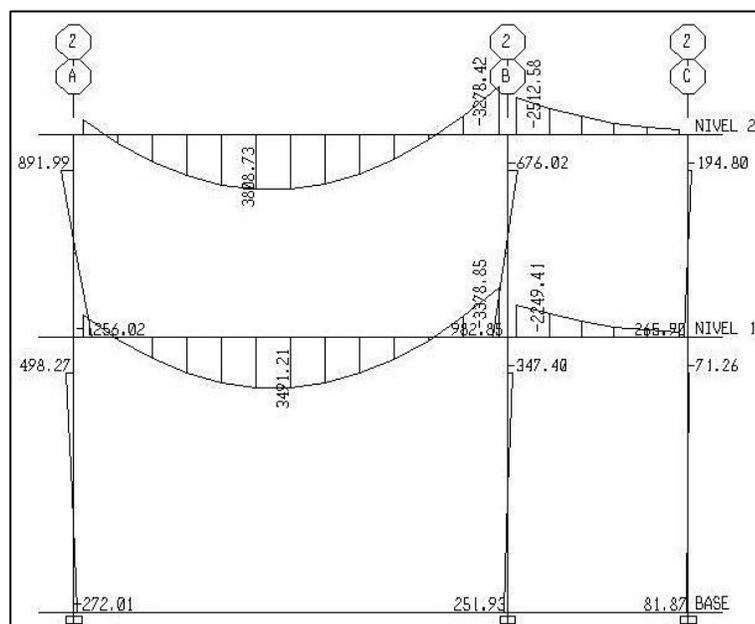
$U = 1,4 C_m + 1,7 C_v$	Combinación 1
$U = 0,75 (1,4 C_m + 1,7 C_v) \pm 1,4 E$	Combinaciones 2 y 3
$U = 0,9 C_m \pm 1,4 E$	Combinaciones 4 y 5

Definido el modelo e ingresadas las cargas se procede a realizar el análisis estructural por medio del software.

2.2.8.5. Resultados del análisis estructural

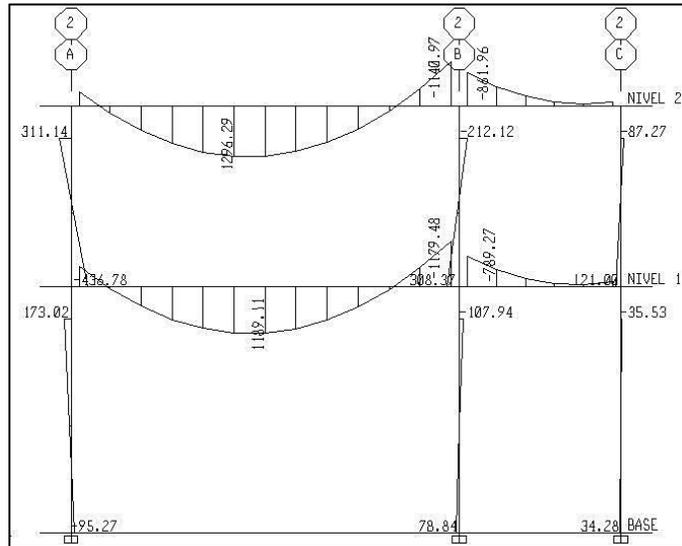
A continuación se muestran las gráficas correspondientes al marco 2 paralelo al eje Y, el cual es tomado a manera de ejemplo para la visualización de los resultados obtenidos con cada combinación de carga.

Figura 15. Diagrama de momentos, marco 2, carga muerta



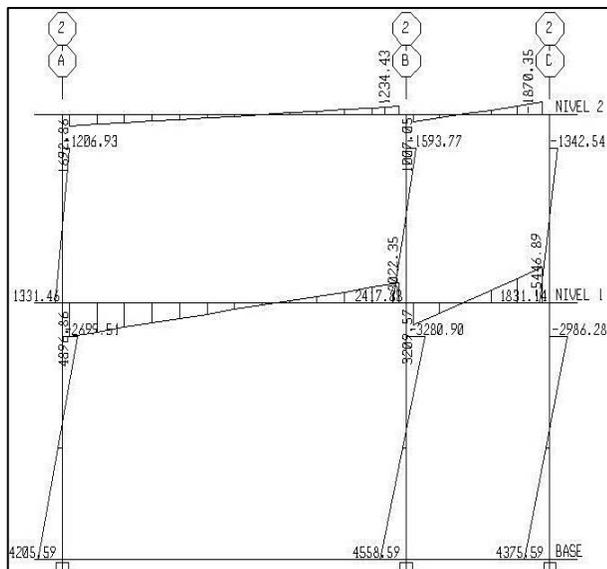
Fuente: ETABS®

Figura 16. Diagrama de momentos, marco 2, carga viva



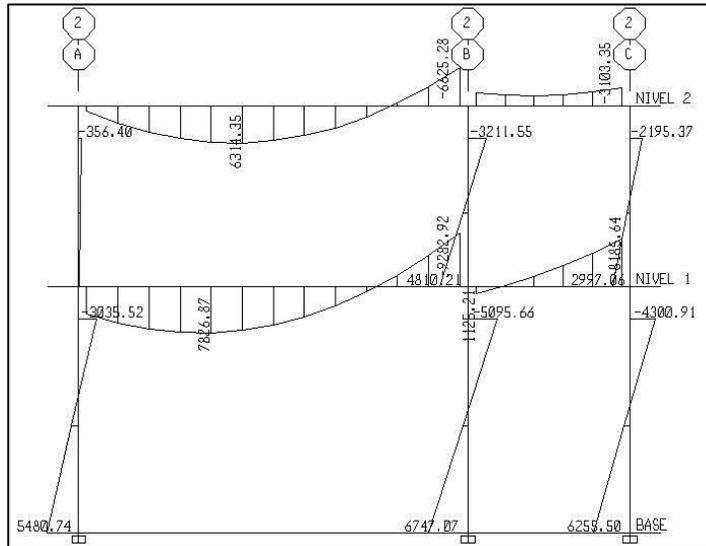
Fuente: ETABS®

Figura 17. Diagrama de momentos, marco 2, carga E



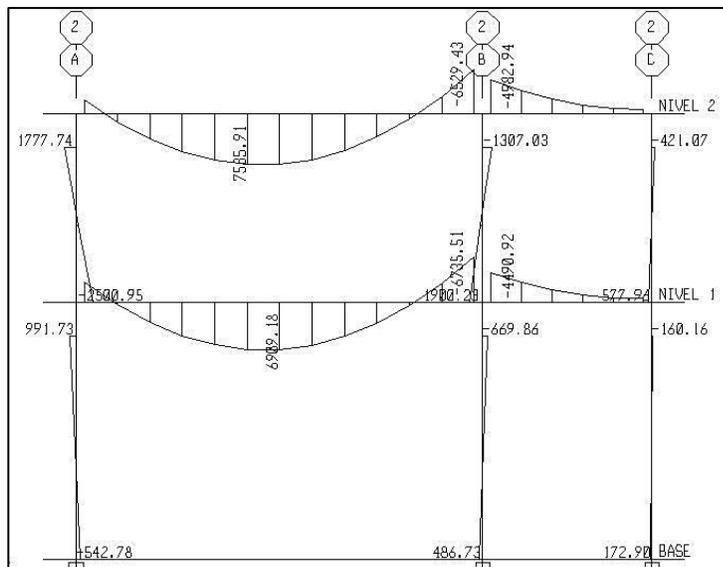
Fuente: ETABS®

Figura 18. Diagrama de momentos, marco 2, combinación 1



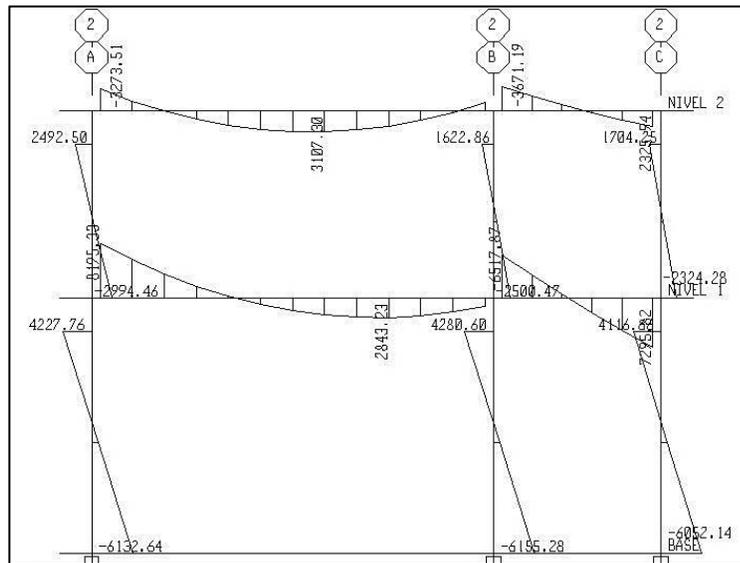
Fuente: ETABS®

Figura 19. Diagrama de momentos, marco 2, combinación 2



Fuente: ETABS®

Figura 22. **Diagrama de momentos, marco 2, combinación 5**



Fuente: ETABS®

2.2.8.6. Comparación de resultados

Para comparar (y rectificar si fuese necesario) los resultados obtenidos por medio del software ETABS V9.6, se procede al desarrollo del análisis estructural del marco 2, paralelo al eje Y, por medio del método iterativo de análisis Kani.

Desarrollado por G. Kani (1930), dicho método está basado en las teorías de aproximaciones sucesivas y en la distribución de momentos para expresar el efecto de las rotaciones y desplazamientos nodales, y ha demostrado ser extremadamente satisfactorio para el análisis de cualquier estructura convencional para edificios de varios pisos bajo cualquier condición de cargas.

A continuación se muestra el resumen de los cálculos y resultados correspondientes al marco para la condición de carga muerta (Cm). Cabe resaltar que los momentos corresponden al centro de los nudos y no al rostro de las columnas como en las gráficas anteriores, esto para tener una mejor aproximación entre ambos métodos.

Además como se podrá observar, la diferencia máxima es de 55,75 por ciento la cual corresponde a los momentos de 272,01 kilogramos por metro en ETABS y 423,68 kilogramos por metro en Kani. Esta diferencia es aceptable considerando que en los demás nodos la diferencia está entre el 5 y 10 por ciento.

Figura 23. **Momentos de piso, marco 2, Cm**

0,00	4300,89	W= 1433,63	-4300,89	352,08	W= 676,00	-352,08
Luz		Luz 6,00	Luz		Luz 2,50	Luz
K		K 0,005	k		K 0,013	k
2,80			2,80			2,80
0,003			0,003			0,003
0,00	4300,89	W= 1433,63	-4300,89	352,08	W= 676,00	-352,08
Luz		Luz 6,00	Luz		Luz 2,50	Luz
K		K 0,005	k		K 0,013	k
3,80			3,80			3,80
0,002			0,002			0,002

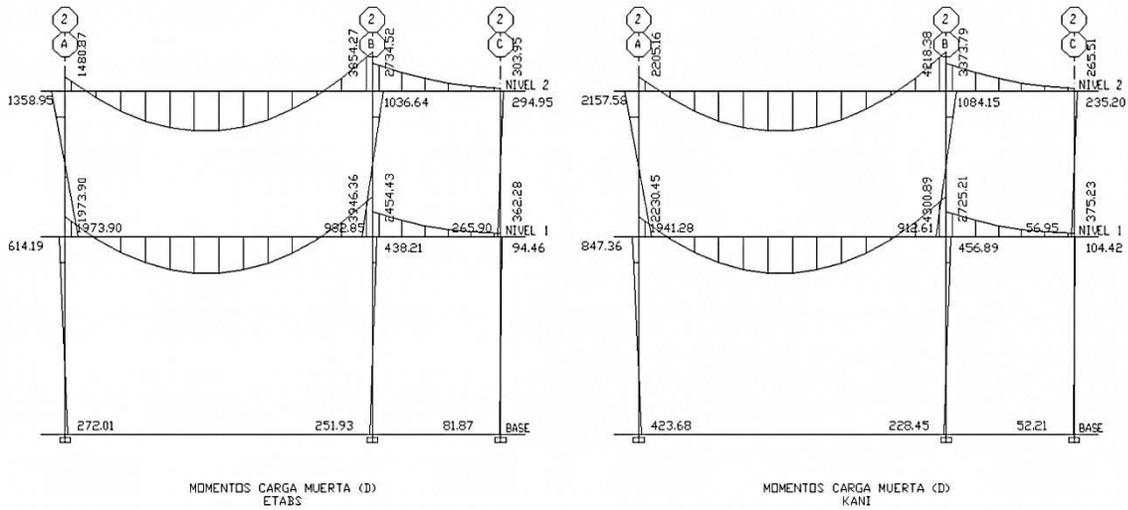
Fuente: elaboración propia.

Figura 24. Iteraciones de método numérico Kani

A				B				C		
4300,89	-0,321	4300,89		-0,126	-3948,81	-0,303	352,08	-352,08	-0,406	-352,08
-0,179		-1382,54			-0,070		1617,43	-513,77		-0,094
-574,99	0,00	-1420,91		716,32	247,02	0,00	1719,18	-570,87	40,44	0,00
-575,54	-767,90	-1428,72	0,00	714,04	-58,06	374,32	1713,70	-537,70	10,12	-118,90
-575,55	-789,22	-1427,33	0,00	708,35	300,13	397,87	1700,03	-519,88	-38,37	-132,12
-575,46	-793,55	-1425,34	0,00	705,65	310,49	396,60	1693,55	-515,59	-67,99	-124,44
-575,22	-792,78	-1424,39	0,00	705,14	311,75	393,44	1692,35	-516,58	-71,64	-120,31
-574,71	-791,67	-1424,20	0,00	706,56	310,20	391,94	1695,74	-529,99	-67,57	-119,32
-572,66	-791,15	-1424,66		753,59	299,73	391,66	1808,61	-595,51	-37,34	-119,55
-554,56	-791,04			216,75		392,44		38,87		-122,65
0,00	-791,30			0,00		418,56		0,00		-137,82
D				E				F		
-0,141	-0,254	4300,89		-0,115	-3948,81	-0,275	352,08	-352,08	-0,357	-352,08
4300,89	-0,104	-998,43			-0,047		936,56	167,97		-0,061
	0,00	-1031,03		390,24		0,00	1295,13	-161,33		0,00
	-408,62	-1034,72	0,00	539,64		0,00	159,71	1340,35	-291,95	28,64
	-421,96	-1035,63	0,00	558,48		159,71	220,85	1347,08	-309,55	-27,51
	-423,47	-1036,06	0,00	561,28		228,57	228,57	1348,50	-312,30	-49,79
	-423,85	-1036,23	0,00	561,87		229,71	229,71	1348,81	-312,73	-52,79
	-424,02	-1036,21	0,00	562,00		229,95	229,95	1348,36	-311,73	-53,26
	-424,09	-1035,22		561,82		230,01	1339,65	-306,17		-53,33
	-424,08			558,19		229,93				-53,16
	-423,68					228,45				-52,21
G				H				I		

Fuente: elaboración propia.

Figura 25. Comparación de momentos, Etabs versus Kani



Fuente: elaboración propia, ETABS®

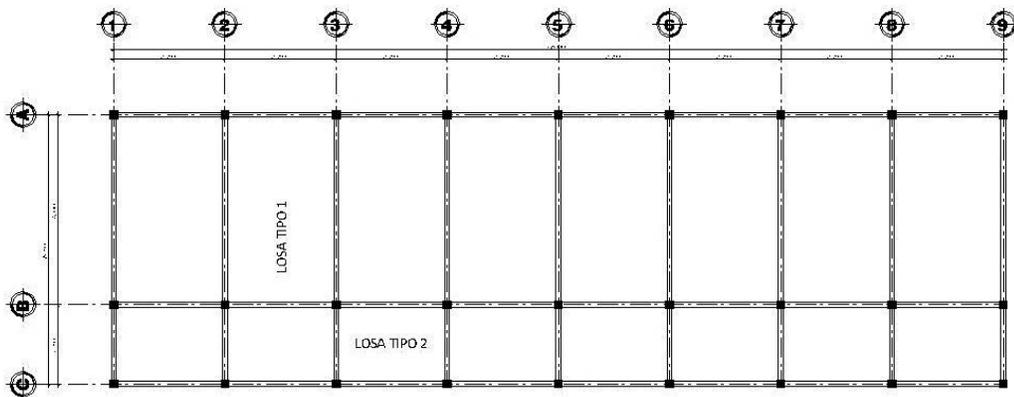
2.2.9. Diseño estructural

El diseño estructural está orientado, en consecuencia a proteger la estructura contra daños a eventos sísmicos, y a proveer la resistencia necesaria, con el propósito de disminuir el nivel de fallas en los elementos estructurales.

2.2.9.1. Diseño de losas

Para el diseño de losas se utiliza el método 3 publicado en el código ACI 318-63, así como también, las tablas de coeficientes de momentos para una variedad de condiciones de apoyo y bordes publicadas en el código ACI 318-99. Los criterios de diseño y el espesor de la losa se establecieron en la etapa de predimensionamiento siendo $t = 0,11$ metros.

Figura 26. Planta típica de losas



Fuente: juego de planos.

Datos:

Cv = losa tipo 1: 200 kg/m², losa tipo 2: 400 kg/m²

f'c = 210 [kg/cm²]

fy = 2 810 [kg/cm²]

γc = 2 400 [kg/m³]

Sc = 90 [kg/m²]

Carga última

$$C_u = 1,4 C_m + 1,7 C_v$$

Donde:

Cu = carga última [kg/m]

Cm = carga muerta [kg/m]

Cv = carga viva [kg/m]

y

$$C_m = \gamma_c * t + S_c$$

Donde:

γc = peso específico del concreto

t = espesor de losa

Sc = sobre carga

$$C_m = 2\,400 * 0,11 + 90 = 354 \text{ kg/m}^2$$

Carga última (Cu) en losa tipo 1:

$$C_u = 1,4 * 354 + 1,7 * 200 = 835,60 \text{ kg/m}^2$$

Carga última (Cu) en losa tipo 2:

$$C_u = 1,4 * 354 + 1,7 * 400 = 1\,175,60 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de momentos

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

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

$$M_A^+ = Ccm_A * Cmu * A^2 + Ccv_A * Ccu * A^2$$

$$M_B^+ = Ccm_B * Cmu * B^2 + Ccv_B * Cvu * B^2$$

Donde:

M_A^- = momento negativo lado menor

M_B^- = momento negativo lado mayor

M_A^+ = momento positivo lado menor

M_B^+ = momento positivo lado mayor

Ccm_A = coeficiente de carga muerta en A

Ccm_B = coeficiente de carga muerta en B

Ccv_A = coeficiente de carga viva en A

Ccv_B = coeficiente de carga viva en B

A y B = lados corto y largo de la losa, respectivamente

Estos coeficientes de carga son determinados a partir de las tablas publicadas en el ACI 318-99, las cuales describen los valores para los distintos casos en los que puede estar sometida una losa.

Losa tipo 1:

relación $m = A/B = 3,50/6,00 = 0,58 > 0,50$ indica refuerzo en 2 direcciones



$$M_A^- = 0,089 (835,90)(3,50)^2 = 911,34 \text{ kg-m}$$

$$M_B^- = 0,011 (835,90)(6,00)^2 = 330,90 \text{ kg-m}$$

$$M_A^+ = 0,053(495,60)(3,50)^2 + 0,067(340,00)(3,50)^2 = 600,82 \text{ kg-m}$$

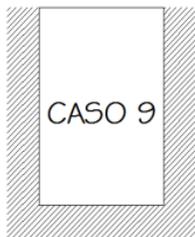
$$M_B^+ = 0,007(495,60)(6,00)^2 + 0,009(340,00)(6,00)^2 = 235,05 \text{ kg-m}$$

En los lados donde no existe continuidad el momento equivale a 1/3 de su respectivo momento positivo.

$$M_{A \text{ Lado no continuo}}^{-} = 600,82/3 = 200,27 \text{ kg-m}$$

$$M_{B \text{ Lado no continuo}}^{-} = 235,05/3 = 78,35 \text{ kg-m}$$

relación $m = A/B = 3,50/6,00 = 0,58 > 0,50$ indica refuerzo en 2 direcciones



$$M_A^{-} = 0,085 (835,90)(3,5)^2 = 870,07 \text{ kg-m}$$

$$M_B^{-} = 0,006 (835,90)(6,00)^2 = 180,50 \text{ kg-m}$$

$$M_A^{+} = 0,036 (495,60)(3,50)^2 + 0,059 (340)(3,50)^2 = 464,29 \text{ kg-m}$$

$$M_B^{+} = 0,004 (495,60)(6,00)^2 + 0,007 (340)(6,00)^2 = 157,05 \text{ kg-m}$$

En los lados donde no existe continuidad el momento equivale a 1/3 de su respectivo momento positivo.

$$M_{B \text{ Lado no continuo}}^{-} = 157,05 / 3 = 52,35 \text{ kg-m}$$

Losa tipo 2:

relación $m = A/B = 2,50/3,50 = 0,71 > 0,50$ indica refuerzo en 2 direcciones



$$M_A^{-} = 0,081 (1\ 175,60)(2,50)^2 = 595,15 \text{ kg-m}$$

$$M_B^{-} = 0,019 (1\ 175,60)(3,50)^2 = 273,72 \text{ kg-m}$$

$$M_A^{+} = 0,046 (495,60)(2,50)^2 + 0,057 (680,00)(2,50)^2 = 384,74 \text{ kg-m}$$

$$M_B^{+} = 0,011 (495,60)(3,50)^2 + 0,014 (680,00)(3,50)^2 = 183,40 \text{ kg-m}$$

En los lados donde no existe continuidad el momento equivale a 1/3 de su respectivo momento positivo.

$$M_{A \text{ Lado no continuo}}^- = 384,74 / 3 = 128,25 \text{ kg-m}$$

$$M_{B \text{ Lado no continuo}}^- = 183,40 / 3 = 61,13 \text{ kg-m}$$

relación $m = A/B = 2,5 / 3,5 = 0,71 > 0,50$ indica refuerzo en 2 direcciones



$$M_A^- = 0,068 (1\ 175,60)(2,50)^2 = 499,63 \text{ kg-m}$$

$$M_B^- = 0,029 (1\ 175,60)(3,50)^2 = 417,63 \text{ kg-m}$$

$$M_A^+ = 0,040 (495,60)(2,50)^2 + 0,054 (680,00)(2,50)^2 = 453,40 \text{ kg-m}$$

$$M_B^+ = 0,011 (495,60)(3,50)^2 + 0,014 (680,00)(3,50)^2 = 183,40 \text{ kg-m}$$

En los lados donde no existe continuidad el momento equivale a 1/3 de su respectivo momento positivo.

$$M_{A \text{ Lado no continuo}}^- = 453,40 / 3 = 151,13 \text{ kg-m}$$

En la figura 27 se pueden observar los momentos actuantes en cada losa, también se puede ver la diferencia de momentos en la unión de algunas losas, por lo que antes de proceder al cálculo del refuerzo, se debe balancear esta diferencia; con el objetivo de proponer un armado uniforme.

Si: $0,8 M_2 > M_1 \rightarrow$ Balancear por rigideces

Si: $0,8 M_2 < M_1 \rightarrow M_b = \frac{M_1 + M_2}{2}$

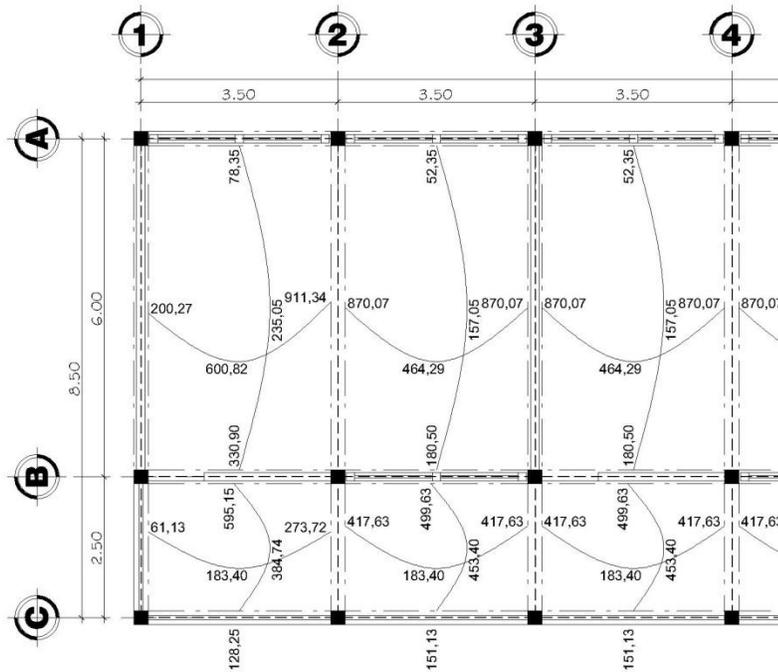
Donde:

M_b = momento balanceado

M_1 = momento menor

M_2 = momento mayor

Figura 27. Momentos actuantes en losas



Fuente: elaboración propia.

Para el eje 2 y 8, tramo A-B tenemos:

$$M_1 = 870,07 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 911,34 \text{ kg-m}$$

$$0,8 M_2 = 0,80(911,34) = 729,07 \text{ kg-m} < M_1$$

$$M_b = \frac{(911,34 + 870,07)}{2} = 890,70 \text{ kg-m}$$

Para el eje 2 y 8, tramo B-C:

$$M_1 = 273,72 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 417,63 \text{ kg-m}$$

$$0,8 M_2 = 0,80(417,63) = 334,10 \text{ kg-m} > M_1$$

Balaceo por rigideces con las formulas

$$K_n = \frac{1}{L} \qquad D_n = \frac{K_1}{K_1 + K_2}$$

Donde:

- K_n = rigidez
- L = longitud de la losa considerada
- K = rigidez
- D_n = factor de distribución

$$+ \left[\begin{array}{c|c} D_1 & D_2 \\ \hline M_1 & M_2 \\ \hline (M_2 - M_1) D_1 & (M_2 - M_1) D_2 \\ \hline M_1 & M_2 \end{array} \right]$$

$$M_1 = 273,72 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 417,63 \text{ kg-m}$$

$$K_1 = K_2 = \frac{1}{3,50} = 0,26$$

$$D_1 = D_2 = \frac{0,26}{0,26 + 0,26} = 0,50$$

0,50	0,50
273,72 kg-m	417,63 kg-m
(417,63 - 273,72)*0,50	(417,63 - 273,72)*0,50
71,96 kg-m	71,96 kg-m
$M_b = 345,68 \text{ kg-m}$	$M_b = 345,68 \text{ kg-m}$

Para el eje B, tramo 1-2:

$$M_1 = 330,90 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 595,15 \text{ kg-m}$$

$$0,8 M_2 = 0,80(595,15) = 476,12 \text{ kg-m} > M_1$$

balanceo por rigideces

$$K_1 = \frac{1}{6,00} = 0,17; K_2 = \frac{1}{2,50} = 0,40$$

$$D_1 = \frac{0,17}{0,17+0,40} = 0,30; D_2 = \frac{0,40}{0,17+0,40} = 0,70$$

0,30	0,70
330,90 kg-m	595,15 kg-m
$(595,15 - 330,90) * 0,30$	$(595,15 - 330,90) * 0,70$
79,26 kg-m	184,98 kg-m
$M_b = 410,16 \text{ kg-m}$	$M_b = 410,16 \text{ kg-m}$

Para eje B, tramo 2-3:

$$M_1 = 180,50 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 499,63 \text{ kg-m}$$

$$0,8 M_2 = 0,80(499,63) = 399,70 \text{ kg-m} > M_1$$

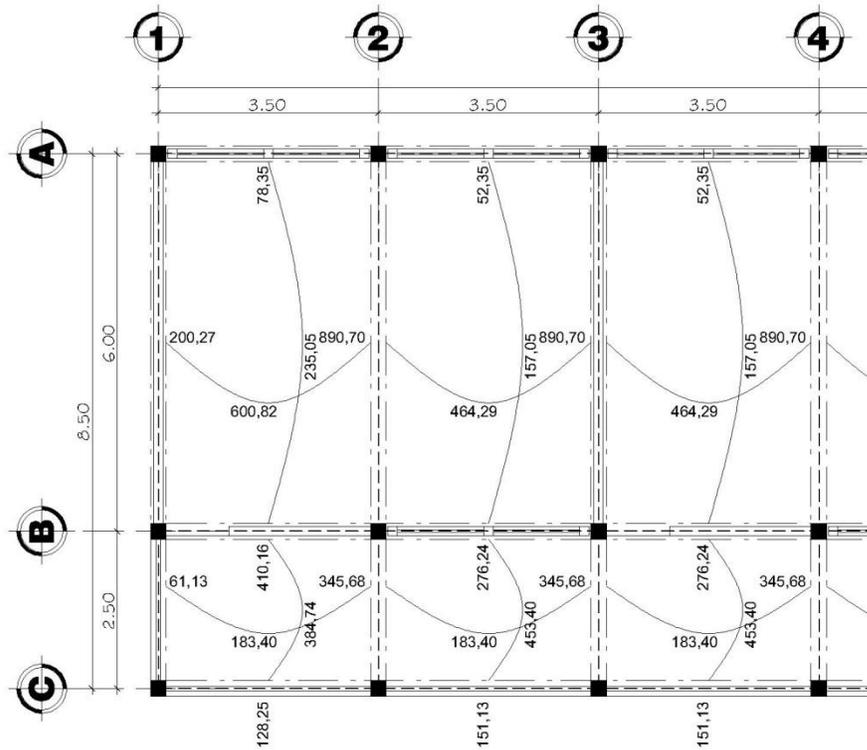
balanceo por rigideces

$$K_1 = \frac{1}{6} = 0,17; K_2 = \frac{1}{2,5} = 0,40$$

$$D_1 = \frac{0,17}{0,17+0,40} = 0,30; D_2 = \frac{0,40}{0,17+0,40} = 0,70$$

0,30	0,70
180,50 kg-m	499,63 kg-m
$(499,63 - 180,50) * 0,30$	$(499,63 - 180,50) * 0,70$
95,74 kg-m	223,40 kg-m
$M_b = 276,24 \text{ kg-m}$	$M_b = 276,24 \text{ kg-m}$

Figura 28. Momentos balanceados en losas



Fuente: elaboración propia.

Con los momentos balanceados se procede al cálculo del acero de refuerzo requerido por las losas, cuyo diseño es similar al de las vigas, utilizando un ancho unitario de 1,00 metro, y sabiendo que el recubrimiento mínimo establecido por el código para losas de cubierta es de 25 milímetros (0,025 metros). El procedimiento es el siguiente:

Cálculo del peralte (d):

$$d = t - \text{rec} - \varnothing/2$$

Donde:

d = peralte del elemento

t = espesor del elemento
 rec = recubrimiento
 Ø = diámetro de la varilla de acero

$$d = 0,11 - 0,025 - 0,005 = 0,080 \text{ m (8,5 cm)}$$

También el ACI 318S-05 en la sección 13.3.1, establece que el área de refuerzo en cada dirección para sistemas de losas en 2 direcciones además de haber sido determinado a partir de los momentos en las secciones críticas por el método de diseño, no debe ser menor al que establece la sección 7.12 del mismo código, el cual especifica que se debe colocar refuerzo normal al refuerzo a flexión. Además en la sección 13.3.2 se establece que el espaciamiento (S) no debe exceder 2 veces el espesor de la losa.

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14,1}{2 \cdot 810} 100 \cdot 8,5 = 4,26 \text{ cm}^2$$

$$S = 2 (11) \rightarrow 22 \text{ cm}$$

El espaciamiento (s) para el área de acero mínimo, proponiendo varilla de refuerzo No. 3 con área de 0,71 centímetros cuadrados, se obtiene de la siguiente regla de 3:

$$4,26 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 100 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad s$$

$$s = 16,67 \text{ cm} \rightarrow \text{utilizar } S_{\text{máx}} = 16 \text{ cm}$$

Ahora se procede a calcular el espaciamiento de acero necesario para resistir los momentos actuantes en las losas, teniendo en cuenta que el

espaciamiento máximo permitido es de 16 centímetros y el área de acero mínimo es de 4,26 centímetros cuadrados. La fórmula a utilizar es la siguiente:

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M b}{0,003825 f_c}} \right] \left(\frac{0,85 f_c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left[100 * 8,5 - \sqrt{(100 * 8,5)^2 - \frac{890,70 * 100}{0,003825 * 210}} \right] \left(\frac{0,85 * 210}{2810} \right) = 4,32 \text{ cm}^2$$

$$4,32 \text{ cm}^2 \text{ _____ } 100 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{ _____ } s$$

$$s = 16,5 \text{ cm}$$

De igual manera se procede a calcular el espaciamento para los siguientes momentos, en la siguiente tabla se muestra el resultado:

Tabla XV. **Espaciamento requerido en losas**

Ejes	Momento (kg-m)	Área de acero (cm²)	Área de varilla (cm²)	Espaciamento (cm)
Ejes 2-8 tramo A-B	890,70	4,32	0,71	16,45
Ejes 2-8 tramo B-C	345,68	1,63 → 1,70	0,71	41,94 → 33
Eje B tramo 1-2, 8-9	410,16	1,94	0,71	36,54 → 33
Eje B tramo 2-8	276,24	1,30 → 1,70	0,71	41,94 → 33

Fuente: elaboración propia.

Como se puede observar, se tomaron los valores de los momentos balanceados, dado que son los máximos momentos actuantes en las losas, además el acero del refuerzo será todo con varilla No. 3 y para uniformizar se tomará el espaciamiento de 15 centímetros en el sentido X y 30 centímetros en el sentido Y. Los detalles del armado se muestran en la planta de losas que se encuentra en el apéndice de planos.

2.2.9.2. Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales que tienen la función de transmitir las cargas de la losa hacia las columnas, y se catalogan como elementos sometidos a flexión en marcos dúctiles, según el código ACI 318-05.

- Diseño por flexión:

Para el diseño de las vigas, son necesarios los momentos máximos obtenidos de la envolvente de momentos, así como también las dimensiones del predimensionamiento y las especificaciones de los materiales a utilizar. Como ejemplo desarrollado de diseño de vigas, se tomará la envolvente de momentos perteneciente al marco del nivel 1 y eje 2 que se muestra en la figura 29.

Entonces para el diseño del refuerzo a flexión (acero longitudinal) del tramo A-B se tienen los siguientes datos:

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

$$d = 45,59 \text{ cm}$$

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

$$b = 25 \text{ cm}$$

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

Momentos negativos

$$9107,93 \text{ kg-m}$$

$$9282,92 \text{ kg-m}$$

Momentos de inversión

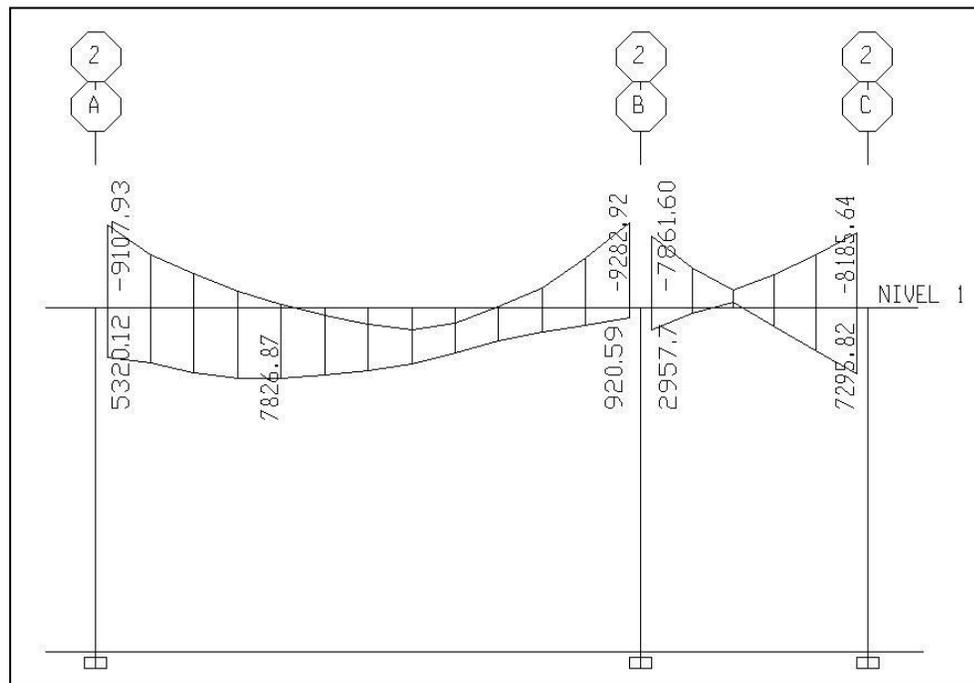
5 320,12 kg-m

920,59 kg-m

Momento positivo

7 826,87 kg-m

Figura 29. **Envolvente de momentos marco No. 2, primer nivel**



Fuente: ETABS®

Como primer paso se procede a determinar los límites de refuerzo en la sección del elemento, es decir el área mínima y máxima permitida. Se procede de la siguiente manera:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} b d, \quad \rho_{\min} = \frac{14,1}{f_y}$$

Donde:

ρ_{\min} = cuantía mínima de acero

b = base del elemento estructural [cm]

d = peralte del elemento estructural [cm]

f_y = fluencia del acero [kg/cm²]

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2\ 810} (25)(45,59) = 5,72 \text{ cm}^2$$

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

Donde:

$$\rho_{\max} = \Phi \rho_{\text{bal}}$$

$$\Phi = 0,5 \text{ (zona sísmica)}$$

$$\Phi = 0,75 \text{ (zona no sísmica)}$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{0,85 * \beta_1 * f_c}{f_y} \left(\frac{6\ 090}{6\ 090 + f_y} \right)$$

Donde:

$$\beta_1 = 0,85 \text{ si; } f_c < 280 \text{ kg/cm}^2$$

así:

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{0,85(0,85)(210)}{2\ 810} \left(\frac{6\ 090}{6\ 090 + 2\ 810} \right) = 0,0369$$

$$\rho_{\max} = 0,5 * 0,0369 = 0,0185$$

$$A_{s_{\max}} = 0,0185 * 25 * 45,59 = 21,05 \text{ cm}^2$$

Además, las disposiciones generales para diseño sísmico del ACI 318S-05, cap. 21.3.2.1, estipula que la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025, principio que se basa principalmente en condiciones de congestión de acero.

Encontrados los límites de refuerzo, se procede a encontrar el área de acero requerido por los momentos actuantes, por medio de la siguiente fórmula:

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M b}{0,003825 f_c}} \right] \left(\frac{0,85 f_c}{f_y} \right)$$

Así para el momento negativo de 9 107,93 kilogramo metro se obtiene:

$$A_s = \left[25 * 45,59 - \sqrt{(25 * 45,59)^2 - \frac{9\ 107,93 * 25}{0,003825 * 210}} \right] \left(\frac{0,85 * 210}{2\ 810} \right) = 8,39 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar el área de acero requerida se encuentra dentro de los límites de refuerzo y lo cubren adecuadamente 2 barras No. 6 + 2 barras No. 5, (9,65 centímetros cuadrados). El resultado del cálculo del área de acero de los momentos restantes se presenta en la siguiente tabla.

Tabla XVI. **Refuerzo requerido por momentos actuantes en viga**

Sección	M (kg-m)	Asmín (cm ²)	As Requerido (cm ²)	As (Según Etabs)	Asmáx (cm ²)	Refuerzo final	
						Ref.	As (cm ²)
Eje A (-)	9 107,93	5,72	8,39	6,82	21,05	2#6 + 2#5	9,65
Eje A (+)	5 320,12		4,77	5,75		2#6	5,70
A-B (+)	7 826,87		7,14	7,13		2#6 + 2#4	8,23
Eje B (-)	9 282,92		8,56	8,34		2#6 + 2#5	9,65
Eje B (+)	920,59		0,80	5,75		2#6	5,70

Fuente: elaboración propia.

La selección del refuerzo longitudinal final que se muestra en la tabla anterior, se desarrolló con base en los requerimientos sísmicos que estipula el

código ACI 318S-05, en su sección 21.3.2.1 y 21.3.2.2, siendo estos en resumen los que a continuación se describen.

- En cualquier sección de un elemento sometido a flexión, la cantidad de refuerzo no debe ser menor a $14,1/f_y b*d$, y la cuantía de refuerzo, ρ , no debe exceder 0,025. Al menos 2 barras deben disponerse en forma continua, tanto en la parte superior como inferior.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo, no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

Además es importante mencionar que la sección 10.5.3 del código ACI 318S-05 establece que el refuerzo mínimo requerido debe proporcionarse dondequiera que se necesite refuerzo, excepto cuando dicho refuerzo sea 1/3 mayor que el requerido por el análisis. Esta excepción proporciona suficiente refuerzo adicional en elementos grandes, en los cuales la cantidad mínima requerida es excesiva.

Es relevante también analizar la diferencia de resultados en cuanto al análisis hecho en ETABS V9.6 y el análisis manual, y resaltar que la diferencia en las áreas de acero es mínima. ETABS V9.6 se basa en su totalidad a las especificaciones planteadas por el código que se le indique, en este caso el diseño se efectuó usando el código ACI 318S-05/IBC 2003, por defecto.

- Diseño por corte:

Las vigas además de estar sometidas a esfuerzos de flexo compresión, están sujetas también a esfuerzos de corte producidos a lo largo de la luz de la viga, y para contrarrestar las fallas que este esfuerzo pudiera producir, es necesaria la colocación de refuerzo transversal en las vigas.

El refuerzo transversal se requiere principalmente para confinar el concreto y dar soporte lateral a las barras de refuerzo longitudinal en las regiones en las que se espera fluencia.

Entre las disposiciones especiales para diseño sísmico, el código ACI 318S-05 sección 21.3.4, especifica en cuanto a refuerzo transversal:

- Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones:
 - En una longitud igual a 2 veces la altura del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz.
 - En longitudes iguales a 2 veces la altura del elemento a ambos lados de una sección, donde puede ocurrir fluencia por flexión, (rótula plástica).
- El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de 5 centímetros de la cara del apoyo. Y el espaciamiento de los estribos en zona de confinamiento, no debe exceder el menor de (a), (b), (c) y (d):
 - a) $d/4$;
 - b) ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas;

- c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento, y
 - d) 30 centímetros
- Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$.

Los cortantes últimos según ETABS V9.6, en el tramo A-B del marco No. 2, primer nivel, son los siguientes:

$$V_{U1} = -7\,544,62 \text{ kg} \quad V_{U2} = 8\,842,84 \text{ kg}$$

si $V_r > V_u$ la viga necesita estribos solo por armado.

si $V_r < V_u$ se diseñan estribos por corte, por medio de las expresiones:

$$V_a = \frac{V_e}{b d} \quad S = \frac{(0,75)(A_v) f_y}{V_a b} \quad S_{\text{máx}} = \frac{d}{2}$$

Donde:

V_a = corte que falta por resistir [kg]

V_e = corte actuante a resistir [kg]

A_v = área de la varilla de acero a utilizar [cm²]

Usar como mínimo varilla No. 3 ($A_v = 0,713$ centímetros cuadrados). El esfuerzo a corte actuante se obtiene de la siguiente manera:

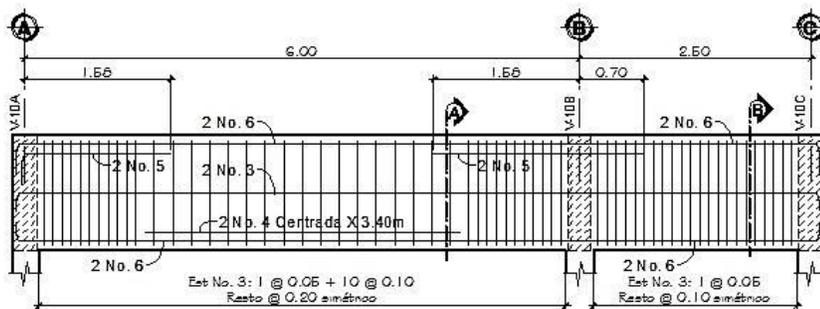
$$V_a = \frac{8\,842,84}{25 * 45,59} = 7,76 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{(0,75)(2 * 0,713)(2\,810)}{(7,76)(25)} = 15,49 \text{ cm}$$

$$S = \frac{(0,75)(2 * 0,713)(2810)}{(7,76 - 5,76)(25)} = 60,11 \text{ cm}$$

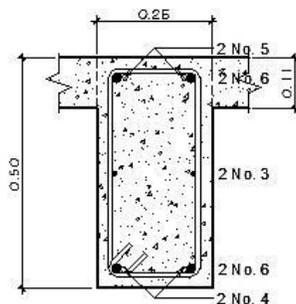
Además el código ACI 318S-05, sección 21.3.3.4, establece que el espaciamiento máximo ($S_{\text{máx}}$) en secciones no críticas debe ser $d/2$. En este caso el espaciamiento obtenido anteriormente excede el valor permitido por el código, por lo tanto el espaciamiento en zonas de la viga, donde no ocurra fluencia por flexión será como máximo de 22 centímetros, según se puede ver en el siguiente detalle.

Figura 30. Armado final de viga



V-100

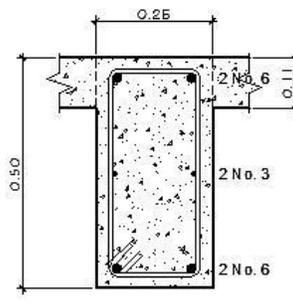
Escala Horizontal 1:50, Vertical 1:20



CORTE A

V-100

Esc. 1:10



CORTE B

V-100

Esc. 1:10

Fuente: elaboración propia, juego de planos.

2.2.9.3. Diseño de columnas

La sección 10.10.1 del código ACI 318S-05, establece que el diseño deseable de un elemento sometido a flexión y carga axial, debe basarse en un análisis teórico de la estructura que tome en cuenta los efectos de las cargas axiales, los momentos biaxiales, las deflexiones producidas, la duración de las cargas, las dimensiones variables de los miembros, las condiciones de restricción en los extremos y otras variables que puedan surgir.

Los parámetros y requisitos esenciales a tomar en cuenta en el diseño de columnas planteadas en el código ACI 318S-05, son los siguientes:

- El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , no debe ser menor que el 1 por ciento de la sección de la columna (A_g) ni mayor al 6 por ciento (zona sísmica).
- La dimensión menor de la sección transversal no debe ser menor de 30 centímetros.
- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0,4.
- La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (e), (f) y (g):
 - e) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento,
 - f) Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal, y
 - g) s_o , según lo define la ecuación:

$$s_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right) \rightarrow 10 \text{ cm} \leq s_o \leq 15 \text{ cm}$$

Donde:

s_o = separación de estribos

h_x = espaciamiento de ganchos suplementarios

El refuerzo transversal debe suministrarse en una longitud “lo”, medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección, donde pueda ocurrir fluencia por flexión. La longitud, lo, no debe ser menor que la mayor de (h), (i) y (j):

- h) La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión,
- i) Un sexto de la luz libre del elemento, y
- j) 45 centímetros.

Con base en lo anterior, se procede a diseñar las columnas que corresponden al eje B, primer nivel, partiendo de los siguientes datos:

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	M_x
$f_y = 2\ 810 \text{ kg/cm}^2$	$5\ 020,43 \text{ kg-m}$
$h = 30 \text{ cm}$	
$b = 30 \text{ cm}$	M_y
$d = 45,59 \text{ cm}$	$7\ 295,59 \text{ kg-m}$
$L = 3,30 \text{ m}$	

- Carga axial y momento biaxial: la carga axial P_u , se determina de la siguiente manera:

$$P_u = A_l * C_u + P_{vi} * F_{cu}$$

Donde:

- P_u = carga axial
- A_l = área tributaria de losas a columnas; 10,50 m² (aulas)
4,375 m² (pasillos)
- C_u = carga última
- P_{vi} = carga axial que transmiten las vigas
- F_{cu} = factor de carga última

$$C_u = 1,4C_m + 1,7C_v$$

Donde:

- C_u = carga última [kg/m]
- C_m = carga muerta [kg/m]
- C_v = carga viva [kg/m]

$$C_u = 1,4(0,11*2\,400+90) + 1,7(200) = 835,60 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{aulas})$$

$$C_u = 1,4(0,11*2\,400+90) + 1,7(400) = 1\,175,60 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{pasillos})$$

$$P_{vi} = b (h - t) \gamma_c L$$

Donde

- b = base de la viga
- h = altura de la viga
- t = espesor de la losa
- γ_c = peso específico del concreto
- L = luz de viga

$$P_{vi} = 0,25 * (0,50 - 0,11) * 2\,400 * 7,15 = 1\,673,10 \text{ kg}$$

$$F_{cu} = C_u / (C_m + C_v)$$

$$F_{cu} = \frac{835,60}{354 + 200} = 1,51$$

$$F_{cu} = \frac{1\ 175,60}{354 + 400} = 1,56$$

entonces:

$$Pu_1 = 10,5 * 835,60 + 1,51 * 1\ 673,1 / 2 = 10\ 035,57 \text{ kg}$$

$$Pu_2 = 4,375 * 1\ 175,60 + 1,56 * 1\ 673,10 / 2 = 6\ 447,56 \text{ kg}$$

$$Pu = (Pu_1 + Pu_2) * 2 \text{ niveles} = 32\ 966,26 \text{ kg}$$

Con estos datos se procede a diseñar la columna, pero antes se deben evaluar los efectos de esbeltez, que puedan incidir en la columna.

- Determinación de esbeltez:

Se deben analizar los efectos de esbeltez en columnas, para determinar si es necesario el incremento de los momentos actuantes en las columnas, para esto se utiliza el método de magnificación de momentos que establece el código ACI 318S-05.

El código establece que se debe evaluar la ecuación: $k*Lu/r$ y obviar los efectos de esbeltez si el resultado es menor que: $34-12*(M_1/M_2)$, de lo contrario se procede a calcular los factores de magnificación. En la ecuación que determina la consideración de los efectos de esbeltez en el análisis, las variables que intervienen son:

- k = factor de longitud efectiva
- Lu = longitud efectiva
- r = radio de giro

El radio de giro, r, es igual a 0,289 veces la dimensión de una columna rectangular en la dirección en que la estabilidad está siendo considerada pero la sección 10.11.2 del código ACI, permite usar el valor aproximado de 0,30.

Para obtener el factor de longitud efectiva, k, se recurre a los ábacos de alineamiento de Jackson y Moreland, o bien a las ecuaciones de Furlong, las cuales trabajan mediante los siguientes rangos:

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

$$k = 0,9 \sqrt{1 + \psi_m} \quad \text{para } \psi_m \geq 2$$

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

Para determinar Ψ se tiene que:

$$\psi = \frac{\sum K_c}{\sum K_v} \quad \psi = 0 \text{ (en extremo empotrado)}$$

K_c, K_v = rigidez del elemento

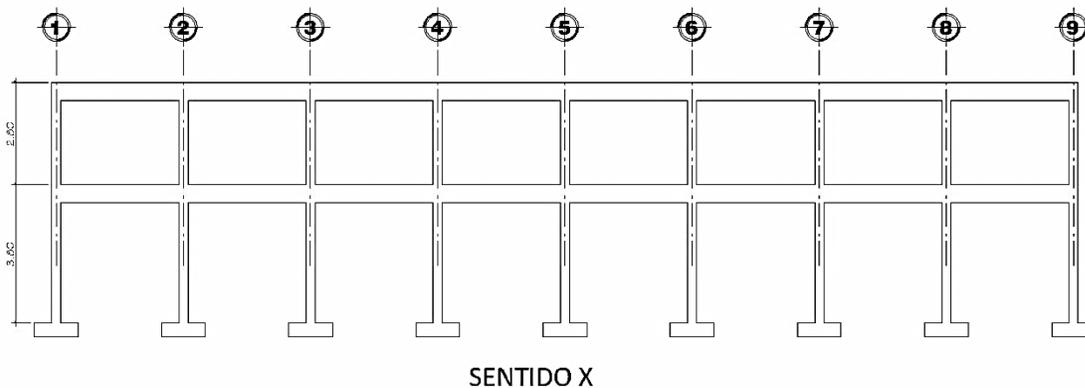
$$K_c, K_v = \frac{I_g}{L} \quad I_g = \text{inercia del elemento}$$

La sección 10.11.1, del código ACI 318S-05, permite el uso de las siguientes propiedades para el cálculo de la inercia de los elementos: en vigas

0,35 de la inercia y en columnas 0,70 de la inercia, para obtener resultados más conservadores.

Análisis en el sentido X:

Figura 31. Configuración de marcos en el sentido X



Fuente: elaboración propia.

$$I_{gCOL} = \frac{0,7 * 30 * (30)^3}{12} = 47\ 250 \text{ cm}^4$$

$$I_{gVIG} = \frac{0,35 * 25 * (50)^3}{12} = 91\ 145,83 \text{ cm}^4$$

$$\Psi_A = \frac{\frac{47\ 250}{280}}{\frac{91\ 145,83}{350} + \frac{91\ 145,83}{350}} = 0,324$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{47\ 250}{280} + \frac{47\ 250}{380}}{\frac{91\ 145,83}{350} + \frac{91\ 145,83}{350}} = 0,563$$

Como se está analizando la columna del primer nivel, entonces el $\Psi_A = 0,563$ y $\Psi_B = 0$ (en extremo empotrado).

$$\Psi_m = \frac{0,563 + 0}{2} = 0,28$$

Como $\Psi_m < 2$, entonces:

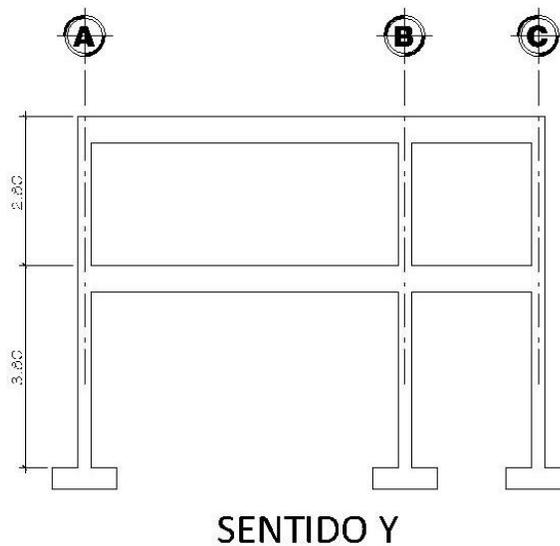
$$k = \frac{20 - 0,28}{20} \sqrt{1 + 0,28} = 1,12$$

Chequeando la relación de esbeltez:

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{1,12 (380 - 50)}{(0,30)(30)} = 41,07 > 22, \text{ magnificar momento}$$

Análisis en el sentido Y:

Figura 32. **Configuración de marcos en el sentido Y**



Fuente: elaboración propia.

$$\Psi_A = \frac{\frac{47\,250}{280}}{\frac{91\,145,83}{600} + \frac{91\,145,83}{250}} = 0,327$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{47\,250}{280} + \frac{47\,250}{380}}{\frac{91\,145,83}{600} + \frac{91\,145,83}{250}} = 0,567$$

Como se está analizando la columna del primer nivel, entonces el $\Psi_A = 0,567$ y $\Psi_B = 0$ (en extremo empotrado)

$$\Psi_m = \frac{0,567 + 0,00}{2} = 0,28$$

Como $\Psi_m < 2$, entonces:

$$k = \frac{20 - 0,28}{20} \sqrt{1 + 0,28} = 1,12$$

Chequeando la relación de esbeltez:

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{1,12 (380 - 50)}{(0,30)(30)} = 41,07 > 22, \text{ magnificar momento}$$

- Magnificadores de momentos:

El magnificador de momento, γ , es un factor que incrementa los momentos actuantes en la columna, tomando así en cuenta el pandeo producido. Se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$\gamma = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 (P_c)}}$$

Donde:

C_m = factor de corrección que relaciona el diagrama de momentos existentes con un diagrama de momentos equivalente, el valor varía de 0,40 a 1,00.

$$C_m = 0,6 + 0,4 (M_1/M_2)$$

P_c = carga crítica de pandeo de Euler

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kL_u)^2}$$

EI = se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$EI = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

E_c = módulo de elasticidad del concreto; $15\,100\sqrt{f'_c}$

β_d = factor del flujo plástico; CM_u/Cut

Determinando EI :

$$\beta_d = \frac{1,4(0,11 \cdot 2\,400 + 60)}{1,4(0,11 \cdot 2\,400 + 60) + 1,7(200 + 400)/2} = 0,567$$

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

$$I_{gCOL} = 67\,500,00 \text{ cm}^4$$

$$EI = \frac{0,4(218\,819,79)(67\,500)}{1 + 0,567} = 3,77E + 09 \text{ kg-cm}^2$$

Magnificador de momento en sentido X:

$$P_c = \frac{\pi^2(3,77E + 09)}{(1,12 * 330)^2} = 272\ 381,23 \text{ kg}$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 (3\ 482,95/5\ 020,43) = 0,878$$

$$Y_x = \frac{0,878}{1 - \frac{32\ 966,26}{0,75(272\ 381,23)}} = 1,05$$

El momento de diseño magnificado en el sentido X es:

$$M_{dx} = Y_x M_x$$

Donde:

M_{dx} = momento magnificado

Y_x = magnificador de momento sentido X

M_x = momento de columna sobre eje X

$$M_{dx} = 1,05 * 5\ 020,43 = 5\ 271,45 \text{ kg-m}$$

Magnificador de momento en sentido Y:

$$P_c = \frac{\pi^2(3,77E + 09)}{(1,12 * 330)^2} = 272\ 381,23 \text{ kg}$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 (5\ 432,55/7\ 295,59) = 0,898$$

$$Y_y = \frac{0,898}{1 - \frac{32\ 966,26}{0,75(272\ 381,23)}} = 1,07$$

El momento de diseño magnificado en el sentido Y es:

$$M_{dy} = Y_y M_y$$

Donde:

M_{dy} = momento magnificado

γ_y = magnificador de momento sentido Y

M_y = momento de columna sobre eje Y

$$M_{dy} = 1,07 * 7\,295,59 = 7\,806,28 \text{ kg-m}$$

- Refuerzo longitudinal, por el método de Bresler: este método consiste en una aproximación al perfil de la superficie de falla, la idea fundamental del método de Bresler es aproximar el valor $1/P'u$. Este valor se aproxima por un punto del plano determinado por los 3 valores: carga axial pura ($P'o$), la carga de falla para una excentricidad e_x ($P'x$) y la carga de falla una excentricidad e_y ($P'y$) y viene dado por la siguiente ecuación:

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

Donde:

$P'u$ = resistencia última a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes.

$P'o$ = resistencia última a cargas axiales para una excentricidad cero.

$P'x$ = resistencia última a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje X.

$P'y$ = resistencia última a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje Y.

Figura 33. Sección de columna

Datos:

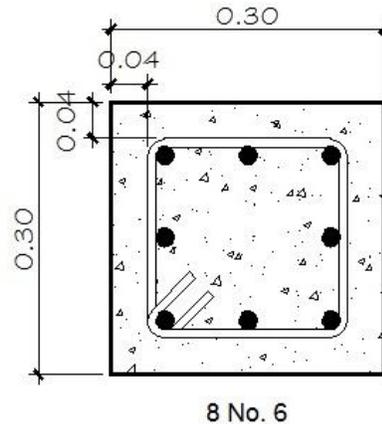
$$P_u = 32\,966,26 \text{ kg}$$

$$M_x = 5\,271,45 \text{ kg-m}$$

$$M_y = 7\,806,28 \text{ kg-m}$$

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

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



Fuente: elaboración propia, juego de planos.

Límites de refuerzo:

$$A_{s \text{ mín}} = 0,01(30)(30) = 9,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0,06(30)(30) = 54,0 \text{ cm}^2$$

Área de acero propuesto:

$$8 \# 6 = 8 * 2,85 = 22,80 \text{ cm}^2$$

El método de Bresler utiliza los diagramas de interacción para diseño de columnas, cuyos valores necesarios para su uso son los siguientes:

- Valor de la gráfica:

$$\gamma_x = d_x/h_x \quad \gamma_y = d_y/h_y$$

Donde:

γ_x, γ_y = valor de la gráfica

d_x, d_y = peralte de la columna en dirección X ó Y

h_x, h_y = ancho del núcleo confinado de la sección en X ó Y

$$\gamma_x = (30 - 2 * 4) / 30 = 0,73$$

$$\gamma_y = (30 - 2 * 4) / 30 = 0,73$$

- Valor de la curva:

$$q = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c * b * h}$$

Donde:

q = valor de la curva

A_s = área de acero

f_y = fluencia del acero

f'_c = resistencia a compresión del concreto

b = base de la columna

h = altura de la columna

$$q = \frac{22,80 * 2\ 810}{0,85 * 210 * 30 * 30} = 0,40$$

- Excentricidades:

$$e_x = \frac{M_{dx}}{P_u} \quad e_y = \frac{M_{dy}}{P_u}$$

Donde:

e_x, e_y = excentricidad sobre el eje X ó Y de la columna

M_{dx}, M_{dy} = momentos sobre el eje X ó Y de la columna

P_u = carga axial última

$$e_x = \frac{5\ 271,45}{32\ 966,26} = 0,16$$

$$e_y = \frac{7\ 806,28}{32\ 966,26} = 0,24$$

- Valor de las diagonales:

$$e_x/h_x \quad e_y/h_y$$

Donde:

e_x, e_y = excentricidad sobre el eje X ó Y de la columna

h_x, h_y = ancho del núcleo confinado de la sección en X ó Y

$$e_x/h_x = 0,16/0,30 = 0,53$$

$$e_y/h_y = 0,24/0,30 = 0,80$$

Con estos datos y los diagramas de interacción, se procede a determinar e interpolar si son necesarios los valores de las variables K, siendo estos:

$$K_x = 0,46 \quad K_y = 0,28$$

de la fórmula de Bresler:

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

Donde:

ϕ = factor de reducción de la resistencia y es igual a 0,65 para secciones estructurales controladas por compresión según el ACI 318S-05 sección 9.3.2.2

A_s = área de acero

A_g = área de la sección de la columna

f_y = fluencia del acero

f'_c = resistencia a compresión del concreto

$$P'_o = 0,80 * 0,65 [0,85 * 210(900 - 22,80) + 2 810 * 22,80] = 114 737,00 \text{ kg}$$

y

$$P'_x = K_x A_g f_y, \quad P'_y = K_y A_g f_y$$

Donde:

P'_x, P'_y = carga axial sobre el eje X ó Y de la columna

K_x, K_y = factor de carga obtenido de la grafica

A_g = área de la sección de la columna

f_y = fluencia del acero

$$P'_x = 0,46 * 900 * 210 = 86\ 940,00 \text{ kg}$$

$$P'_y = 0,48 * 900 * 210 = 52\ 920,00 \text{ kg}$$

Entonces la carga critica de es:

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{86\ 940,00} + \frac{1}{52\ 920,00} - \frac{1}{114\ 737,00} = 46\ 119,00 \text{ kg}$$

Como $P'u$ (46 119,00 kilogramos) > P_u (32 955,26 kilogramos), el armado propuesto sí resiste las fuerzas aplicadas. De no resistir se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla sin exceder los límites de acero calculados anteriormente, establecidos por el código ACI 318S-05, sección 21.4.

- Refuerzo transversal: el código ACI 318S-05, en su sección 21.4.5.2, establece que en las zonas donde ocurra fluencia por flexión, se debe diseñar para resistir el cortante, suponiendo que el cortante resistido por el concreto, V_c , es igual a cero, cuando:
 - El esfuerzo de cortante sísmico calculado representa la mitad o más de la resistencia máxima al cortante requerido.
 - La fuerza axial mayorada (P_u), es menor que $A_g * f'_c / 20$.

Para determinar si se puede considerar la contribución del concreto para resistir el corte, se verifica si P_u (32 966,26 kilogramos) es menor que $A_g f'_c / 20$.

$$\frac{A_g f'_c}{20} = \frac{(30 * 30) 210}{20} = 9 450,00 \text{ kg} < P_u$$

De tal manera que puede considerarse la contribución del concreto.

Ahora el corte actuante, se calcula con base en los momentos actuantes determinados por ETABS V9.6 así:

$$V_e = \frac{M_1 + M_2}{L_u} = \frac{5 271,45 + 7 806,28}{3,30} = 3 962,95 \text{ kg}$$

Mientras que el corte resistente por el concreto se determina por medio de la ecuación 11.4 del código ACI 318S-05.

$$V_c = (0,75)(0,53) \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \quad \text{donde} \quad N_u = P_u$$

$$V_c = (0,75)(0,53) \left(1 + \frac{32 966,26}{140 (30 * 30)} \right) \sqrt{210} (30)(26) = 5 668,60 \text{ kg}$$

Como $V_c > V_e$ (5 668,60 kilogramos > 3 962,95 kilogramos), entonces se puede proporcionar refuerzo transversal en longitud de confinamiento (l_o), tomando en cuenta las especificaciones de la sección 21.4.4.2, del código ACI 318S-05, las cuales dicen que la separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de las condiciones que se presentan a continuación:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento, ($30/4 = 7,5 \text{ cm}$)

- Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal, ($6 \cdot 1,91 \text{ cm} = 11,46 \text{ cm}$)
- S_o , según lo definido en la ecuación:

$$S_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right)$$

Donde:

S_o = espaciamiento entre estribos

h_x = espaciamiento horizontal entre las barras de los estribos

$$S_o = 10 + \left(\frac{35 - 22}{3} \right) = 14,33 \text{ cm}$$

La separación máxima (s) permitida, según los incisos anteriores, es de 7,5 centímetros.

Por otra parte, es necesario cumplir con un mínimo de refuerzo transversal, lo cual está especificado en la sección 21.4.4.1, del código ACI 318S-05, la cual dice: el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , no debe ser menor que la requerida por:

$$A_{sh} = 0,09 \frac{S_o b_c f_c}{f_{yt}}$$

Donde:

A_{sh} = área del refuerzo transversal

S_o = espaciamiento entre estribos

b_c = dimensión transversal del núcleo medido centro a centro de las barras de los estribos, ($b_c = 21,05 \text{ cm}$)

f_{yt} = resistencia a fluencia del refuerzo transversal

$$A_{sh} = 0,09 \frac{(7,5)(21,05)(210)}{2810} = 1,062 \text{ cm}^2$$

Con varillas No. 3 ($A_{sh} = 2 \cdot 0,71 = 1,42$ centímetros cuadrados), por lo tanto: $1,42 > 1,062$ centímetros cuadrados; pueden usarse estribos No. 3 a cada 7,5 centímetros.

La longitud de confinamiento, l_o , no debe ser menor que la mayor de:

- La altura del elemento en la cara del nudo, 30 centímetros
- Un sexto de la luz libre del elemento, $330/6 = 55,0$ centímetros
- 45 centímetros

Para el refuerzo transversal, en el resto de la columna donde no se requiera confinamiento, el código establece que el espaciamiento (s) no debe exceder el menor de 6 veces el diámetro de las barras longitudinales ó 15 centímetros. Se tiene entonces:

$$6 * 1,91 \text{ cm} = 11,46 \text{ cm, usar } 10 \text{ cm} \approx 0.10 \text{ m, (ver figura 34)}$$

2.2.9.4. Diseño de cimientos

Se conoce como cimentación a aquellos elementos estructurales que cumplen la función de transmitir las cargas de la estructura al suelo o rocas adyacentes. Para elegir el tipo de cimentación a utilizar se deben considerar principalmente, el tipo de estructura, la naturaleza de las cargas que se aplicarán, las condiciones del suelo y el costo de la misma.

$$\gamma_s = 1,45 \text{ ton/m}^3$$

$$r_{ec} = 0,075 \text{ m}$$

$$D_f = 1,25 \text{ m}$$

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

$$\gamma_c = 2,4 \text{ ton/m}^3$$

$$t = 0,40 \text{ m}$$

$$F_{cu} = 1,56$$

$$f_y = 2810 \text{ ton/m}^2$$

Para el diseño de la zapata, se utilizan las cargas y momentos de servicio, por lo tanto se deben dividir las cargas y momentos últimos dentro del factor de carga última (F_{cu}). Se inicia por calcular la carga de trabajo o servicio:

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

Donde:

P' = carga de servicio

P_u = carga última

F_{cu} = factor de carga última

$$P' = \frac{32,97}{1,56} = 21,13 \text{ ton}$$

Momentos de trabajo o servicio

$$M_x = \frac{M_{ux}}{F_{cu}} \quad M_y = \frac{M_{uy}}{F_{cu}}$$

Donde:

M_x, M_y = momento de servicio

M_{ux}, M_{uy} = momento último

F_{cu} = factor de carga última

$$M_x = \frac{5,27}{1,56} = 3,38 \text{ ton-m}, \quad M_y = \frac{7,81}{1,56} = 5,01 \text{ ton-m}$$

Para una primera estimación del área de la zapata (A_z) y recordando el valor soporte del suelo (V_s) que es de 33,33 toneladas por metro cuadrado, se procede de la siguiente manera:

$$A_z = \frac{1,5 P'}{V_s} = \frac{1,5 * 21,13}{33,33} = 0,95 \text{ m}^2$$

Tomando en cuenta que los momentos en ambos lados son similares, se propone una zapata cuadrada de 1,40 metros de cada lado ($A_z = 1,96$ metros cuadrados).

Ahora se procede a chequear la presión que ejerce la zapata sobre el suelo, está dada por medio de la fórmula siguiente:

$$q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M_x}{S_x} \pm \frac{M_y}{S_y}$$

Donde:

- q = presión de carga admisible
- M = momento torsional
- S = módulo de sección = $1/6 bh^2$
- P = $P' + P_{col} + P_{su} + P_{cim}$

$$S = 1/6 (1,4) (1,4)^2 = 0,457 \text{ m}^3$$

$$P_{col} = (0,30)(0,30)(6,60)(2,4) = 1,43 \text{ ton}$$

$$P_{su} = (1,96 - 0,09)(1,45)(1,25 - 0,40) = 2,30 \text{ ton}$$

$$P_{cim} = (1,96)(0,40)(2,4) = 1,88 \text{ ton}$$

$$P = 21,13 + 1,43 + 1,12 + 0,84 = 26,74 \text{ ton}$$

$$q = \frac{26,74}{1,96} \pm \frac{3,38}{0,457} \pm \frac{5,01}{0,457}$$

$$q_{\text{máx}} = 32,00 \text{ ton/m}^2 < V_s, \text{ cumple}$$

$$q_{\text{mín}} = -4,71 \text{ ton/m}^2 < 0,00, \text{ no cumple (hay esfuerzos en tensión)}$$

Debido a que existen esfuerzos en tensión, se debe redimensionar la zapata hasta que el $q_{\text{mín}}$ sea mayor a cero, siguiendo el mismo procedimiento, las dimensiones de la zapata son finalmente: 1,80 x 1,80 metros.

$$q_{\text{máx}} = 17,31 \text{ ton/m}^2 < 33,33 \text{ ton/m}^2, \text{ cumple}$$

$$q_{\text{mín}} = 0,05 \text{ ton/m}^2 > 0,00, \text{ cumple (no existen esfuerzos en tensión)}$$

Tomando en cuenta que la presión debajo de la zapata en un punto es distinta a la presión localizada en otro punto, por motivos de diseño se trabaja con una presión constante debajo de la zapata, la cual debe ser un valor que se encuentre entre $q_{\text{mín}}$ y $q_{\text{máx}}$. Y tomando un criterio de diseño muy conservador, se toma como presión de diseño:

$$q = q_{\text{máx}} = 17,31 \text{ ton/m}^2$$

Y la presión de diseño última será:

$$q_{\text{dis}} = q_{\text{máx}} * F_{cu}$$

Donde:

q_{dis} = presión de diseño

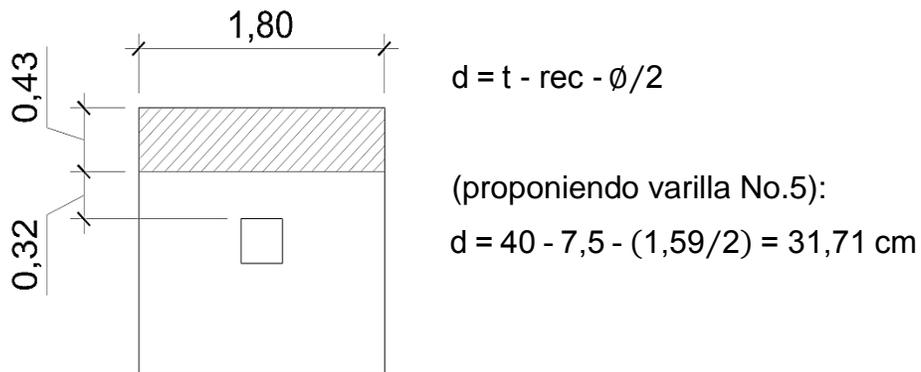
$q_{\text{máx}}$ = presión máxima

F_{cu} = factor de carga última

$$q_{dis} = 1,56 * 17,31 = 27,00 \text{ ton/m}^2$$

- Chequeo por corte simple: es necesario que la zapata resista tanto el corte simple o corte flexionante causado por la columna y las cargas actuantes. El corte simple ocurre a una distancia "d" (peralte efectivo) medido desde el rostro de la columna.

Figura 35. **Distancia donde ocurre el corte simple**



Fuente: elaboración propia.

Cálculo del corte actuante (V_a):

$$V_a = A * q_{dis}$$

Donde:

V_a = corte actuante

A = área

q_{dis} = carga última de diseño

$$V_a = 0,43 * 1,80 * 27,00 = 20,90 \text{ ton}$$

Cálculo del corte simple resistente (V_R):

$$V_R = \phi 0,53 \sqrt{f_c} b d, \quad \text{donde } \phi = 0,65$$

asi:

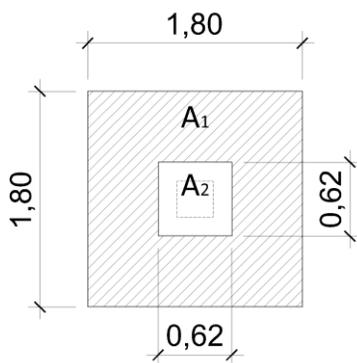
$$V_R = 0,65 * 0,53 \sqrt{210} (180)(31,71) = 28\,494,93 \text{ kg}$$

$$V_R = 28,49 \text{ ton}$$

Se puede observar que V_R (28,49 toneladas) $>$ V_a (20,90 toneladas), entonces el espesor asumido ($t = 40$ centímetros) cumple y resiste el corte simple.

- Chequeo por punzonamiento: el punzonamiento es producto del efecto que provoca la columna al intentar traspasar la zapata. El perímetro de la sección crítica de corte, siempre se presenta a una distancia $d/2$ a partir del rostro de la columna.

Figura 36. Área de punzonamiento



$$A_1 = 1,80 \times 1,80 = 3,24 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (0,30 + 0,3171)(0,30 + 0,3171) = 0,381 \text{ m}^2$$

Fuente: elaboración propia.

Cálculo del corte actuante:

$$V_a = (A_1 - A_2) q_{dis}$$

Donde:

- V_a = corte actuante
- A_1 = área 1 de zapata (ver figura)
- A_2 = área 2 de zapata (ver figura)
- q_{dis} = carga última de diseño

$$V_a = (3,24 - 0,38) * 27,00 = 77,19 \text{ ton}$$

Cálculo del corte resistente:

$$V_R = 0,85 \beta \sqrt{f_c} b_o d$$

Donde:

- V_R = corte resistente
- β = 1, para columnas cuadradas
- b_o = perímetro del A_2
- d = peralte

$$V_R = (0,85) \sqrt{210} (4 * 61,71)(31,71) = 96 414,06 \text{ kg}$$

$$V_R = 96,41 \text{ ton}$$

Como V_R (96,42 toneladas) > V_a (77,19 toneladas), el espesor asumido (t = 40 centímetros) chequea por punzonamiento.

- Diseño por flexión: el refuerzo se calcula para cubrir el momento biaxial flector en la zapata, como producto del empuje del suelo. El momento

(M_u) se calcula como para una losa en voladizo y está dado por la ecuación:

$$M_u = q_{dis} \frac{l^2}{2}$$

Donde:

l = distancia medida desde el rostro de la columna al borde de la zapata.

$$M_u = 27,00 \frac{(0,75)^2}{2} = 7,59 \text{ ton-m}$$

Para el sentido X-X:

$$A_s = \left[100 * 31,71 - \sqrt{(100 * 31,71)^2 - \frac{7\,590 * 100}{0,003825 * 210}} \right] \left(\frac{0,85 * 210}{2\,810} \right) = 9,70 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 * 100 * 31,71}{2\,810} = 15,91 \text{ cm}^2$$

y

$$S = \frac{A_v}{A_{s_{\text{req}}}}$$

Donde:

S = espaciamiento

A_v = área de la varilla

$A_{s_{\text{req}}}$ = área de acero requerido

$$S = \frac{1,979}{15,91} = 0,12 \text{ m}$$

Colocar varillas No.5 @ 12 cm

Para el sentido Y-Y: el peralte efectivo d , en el sentido Y, disminuye debido a la cama de refuerzo colocada en sentido X, entonces el nuevo peralte será:

$$d_{y-y} = d_{x-x} - \frac{\phi_{x-x}}{2} - \frac{\phi_{y-y}}{2}$$

Donde:

d_{y-y} = peralte en la dirección Y

d_{x-x} = peralte en la dirección X

ϕ_{y-y} = diámetro de la varilla a colocar en dirección Y

ϕ_{x-x} = diámetro de la varilla a colocar en dirección X

$$d_{y-y} = 31,71 - \frac{1,59}{2} - \frac{1,59}{2} = 30,12 \text{ cm}$$

$$A_s = \left[100 * 30,12 - \sqrt{(100 * 30,12)^2 - \frac{7\,590 * 100}{0,003825 * 210}} \right] \left(\frac{0,85 * 210}{2\,810} \right) = 10,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 * 100 * 30,12}{2\,810} = 15,11 \text{ cm}^2$$

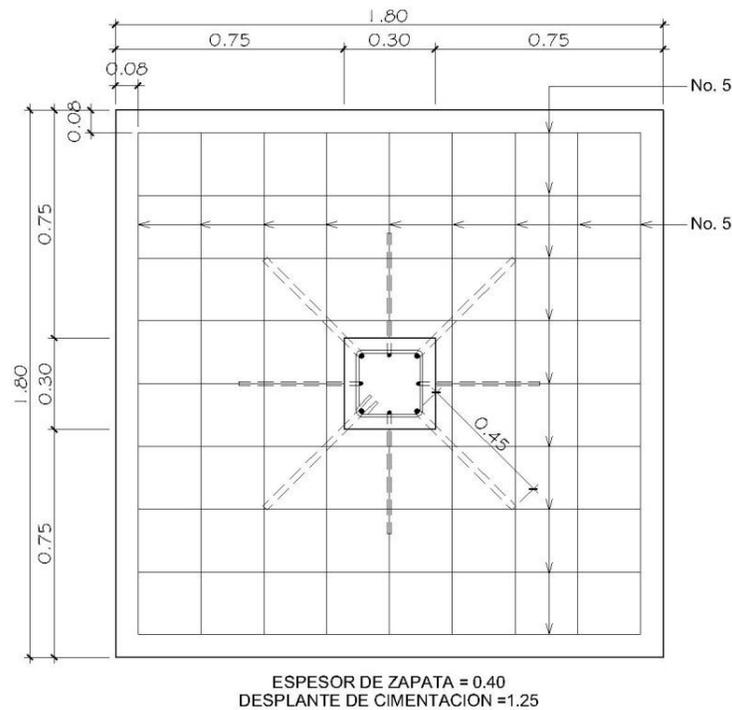
$$S = \frac{1,979}{15,11} = 0,13 \text{ m}$$

Colocar varillas No.5 @ 12 cm, (ver figura 37)

2.2.10. Planos

El juego de planos elaborado para la edificación escolar, se presenta en el apéndice, y está conformado por planos arquitectónicos, estructurales y de instalaciones.

Figura 37. Armado final de zapata



ZAPATA Z-1

Esc. 1:20

Fuente: juego de planos.

2.2.11. Presupuesto

Fue elaborado en base a la integración de los reglones de trabajo, así como la integración de los costos unitarios de cada uno de estos, estimando el precio de los materiales, mano de obra, prestaciones y costos indirectos entre otros.

Tabla XVII. Presupuesto del proyecto

PROYECTO: Nuevo módulo de aulas
LUGAR: Aldea Los Cimientos
MUNICIPIO: San Bartolomé Jocotenango, Quiché

No.	Reglón	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
1,00	TRABAJOS PRELIMINARES				
1,01	Limpieza y chapeo	m ²	304,46	Q 23,03	Q 7 010,86
1,02	Nivelación y trazo	ml	164,50	Q 50,96	Q 8 382,92
2,00	CIMENTACIÓN				
2,01	Excavación (cimiento + zapata)	m ³	103,64	Q 297,62	Q 30 843,60
2,02	Relleno	m ³	69,09	Q 100,09	Q 6 915,52
2,03	Zapata Z-1	unidad	27,00	Q 2 968,92	Q 80 160,80
2,04	Cimiento corrido C.C.-1 (0.40 x 0.20)	ml	96,00	Q 342,36	Q 32 866,71
2,05	Muro de cimentación	m ²	57,60	Q 209,74	Q 12 081,16
2,06	Solera de humedad	ml	96,00	Q 251,79	Q 24 171,57
3,00	MUROS, SOLERAS Y COLUMNAS				
3,01	Levantado de block 14 x 19 x 39 sisado	m ²	430,35	Q 215,94	Q 92 928,06
3,02	Levantado de block 09 x 19 x 39 sisado	m ²	16,14	Q 211,48	Q 3 413,26
3,03	Solera intermedia (0.15 x 0.20m)	ml	174,00	Q 251,79	Q 43 810,97
3,04	Solera remate (0.15 x 0.28m)	ml	115,00	Q 268,73	Q 30 904,27
3,05	Columna C-1	unidad	27,00	Q 3 091,76	Q 83 477,52
3,06	Columna A	unidad	147,00	Q 968,60	Q 142 383,96
3,07	Columna B	unidad	5,00	Q 300,04	Q 1 500,18
4,00	VIGAS				
4,01	Viga V-100	unidad	9,00	Q 5 734,51	Q 51 610,61
4,02	Viga V-10A y 10C	unidad	2,00	Q 14 341,06	Q 28 682,12
4,03	Viga V-10B	unidad	1,00	Q 10 944,88	Q 10 944,88
4,04	Viga V-200	unidad	9,00	Q 5 734,51	Q 51 610,61
4,05	Viga V-20A y V-20C	unidad	2,00	Q 14 341,06	Q 28 682,12
4,06	Viga V-20B	unidad	1,00	Q 10 944,88	Q 10 944,88
5,00	LOSA Y TECHO				
5,01	Losa de entrepiso	m ²	247,19	Q 551,02	Q 136 204,66
5,02	Losa de techo	m ²	247,19	Q 551,02	Q 136 204,66
6,00	PISOS				
6,01	Piso de granito	m ²	423,75	Q 151,45	Q 64 175,41
6,02	Banqueta en corredor	m ²	70,63	Q 241,39	Q 17 048,42
7,00	PUERTAS Y VENTANAS				
7,01	Puerta de metal P-1	unidad	6,00	Q 1 241,35	Q 7 448,11
7,02	Puerta de metal P-2	unidad	9,00	Q 2 283,12	Q 20 548,08
7,03	Ventana V-1	unidad	2,00	Q 1 185,78	Q 2 371,56
7,04	Ventana V-2	unidad	18,00	Q 2 238,51	Q 40 293,19
7,05	Ventana V-3	unidad	24,00	Q 2 371,57	Q 56 917,59
8,00	INSTALACIONES HIDRÁULICAS				
8,01	Artefactos sanitarios	global	1,00	Q 9 967,47	Q 9 967,47
8,02	Red de instalación hidráulica	unidad	1,00	Q 2 841,51	Q 2 841,51
8,03	Drenaje sanitario	unidad	1,00	Q 10 954,19	Q 10 954,19
8,04	Drenaje pluvial	unidad	1,00	Q 3 220,40	Q 3 220,40

Continuación de tabla XVII.

9,00	INSTALACIÓN ELÉCTRICA				
9,01	Acometida general	unidad	1,00	Q 7 136,64	Q 7 136,64
9,02	Tablero de distribución principal	unidad	1,00	Q 945,84	Q 945,84
9,03	Circuito de iluminación	global	1,00	Q 30 435,65	Q 30 435,65
9,04	Circuitos de fuerza	global	1,00	Q 6 342,99	Q 6 342,99
10,00	ACABADOS				
10,01	Cernido de losa	m ²	494,38	Q 144,76	Q 71 565,73
10,02	Alisado de columnas y vigas	m ²	234,58	Q 145,62	Q 34 159,37
11,00	OTROS				
11,01	Gradas	unidad	1,00	Q 14 872,48	Q 14 872,48
TOTAL				Q 1 456 980,56	

Fuente: elaboración propia.

2.2.12. Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)

La evaluación del riesgo de impacto ambiental que podría causar la ejecución del proyecto, se realizó mediante una boleta de riesgo, utilizada en la municipalidad para la gestión de evaluación en el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales, y se describe a continuación.

Tabla XVIII. **Boleta de evaluación del riesgo al medioambiente**

No.	Aspecto ambiental	Impacto ambiental	Tipo de impacto ambiental (de acuerdo con la descripción del cuadro anterior)	Indicar los lugares de donde se espera se generen los impactos ambientales	Manejo ambiental indicar qué se hará para evitar el impacto al ambiente, trabajadores y/o vecindarios
1	Aire	Presencia de polvo en los alrededores de la comunidad	Generación de polvo al momento de construir	Movimientos de materiales de construcción y movimientos de tierra.	Dotar de equipo de protección a los trabajadores al momento de la ejecución
		Ruido	Generación de ruido sobrepasando los límites permisibles	Al momento de construcción, con maquinaria y otros	Realizar los movimientos en horarios convenientes y usar equipo de protección
		Vibraciones	Generada por maquinaria pesada	Compactación y nivelación de suelo	Entibaciones con materiales reciclados, equipo de protección.

Continuación de la tabla XVIII.

2	Agua	Abastecimiento de agua	Gran demanda de agua en la etapa de la construcción	Mezclas para fundiciones, levantado de muros, aplicación de acabados, limpiezas, riegos y curados de elementos estructurales.	Racionalizar el uso de agua en la construcción, mantener el agua depositada en tinacos, reutilización de agua pluvial.
		Aguas residuales ordinarias	Generada por los estudiantes y catedráticos	Servicios sanitarios	Crear las instalaciones adecuadas para la evacuación de aguas residuales, construir fosa séptica y pozo de absorción.
3	Suelo	Desechos sólidos (basura común)	Cantidad variada según las actividades	En la ejecución y funcionamiento	Ubicar depósitos de desechos en puntos claves y evacuarlos constantemente.
		Modificación de la topografía del área	Modificación del relieve natural	Movimiento de tierras y nivelación del terreno	Conformar las pendientes de los taludes y plataformas, recubrir los taludes con material fibra de coco y grama de la localidad.
4	Biodiversidad	No Aplica			
5	Visual	Modificación del paisaje	Alteración del paisaje	Todo el proyecto	Integración del proyecto con el entorno y armonizarlo con la naturaleza.
6	Social	Beneficio para las personas	Será de gran beneficio para las personas de la localidad porque actualmente no cuentan con una escuela.	En su funcionamiento	Construir adecuadamente para no poner en riesgo a los estudiantes en el momento que la escuela esté en funcionamiento.

Fuente: Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales.

2.2.13. Cronograma de ejecución e inversión

Una vez definidos los costos de ejecución, se procede a movilizar los recursos físicos, humanos y financieros para la ejecución del proyecto,

elaborando un cronograma de ejecución, el cual establece metas de tiempo, calidad y costos a cumplir. A continuación se presenta dicho cronograma.

Tabla XIX. Cronograma de ejecución e inversión

CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN E INVERSIÓN																
No.	Región	Unidad	Cantidad	Mes										INVERSIÓN		
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
1.00 TRABAJOS PRELIMINARES																
1.01	Limpieza y chapeo	m²	304,46												Q	7 010,86
1.02	Nivelación y trazo	ml	164,50												Q	8 382,92
2.00 CIMENTACIÓN																
2.01	Excavación (cimiento + zapata)	m³	103,64												Q	30 843,60
2.02	Relleno	m³	69,09												Q	6 915,52
2.03	Zapata Z-1	Unidad	27,00												Q	80 160,80
2.04	Cimiento corrido C.C.-1 (0.40 x 0.20)	ml	96,00												Q	32 866,71
2.05	Muro de cimentación	m²	57,60												Q	12 081,16
2.06	Solera de humedad	ml	96,00												Q	24 171,57
3.00 MUROS, SOLERAS Y COLUMNAS																
3.01	Levantado de block 14 x 19 x 39 sisado	m²	430,35												Q	92 928,06
3.02	Levantado de block 09 x 19 x 39 sisado	m²	16,14												Q	3 413,26
3.03	Solera intermedia (0.15 x 0.20m)	ml	174,00												Q	43 810,97
3.04	Solera remate (0.15 x 0.28m)	ml	115,00												Q	30 904,27
3.05	Columna C-1	Unidad	27,00												Q	83 477,52
3.06	Columna A	Unidad	147,00												Q	142 383,96
3.07	Columna B	Unidad	5,00												Q	1 500,18
4.00 VIGAS																
4.01	Viga V-100	Unidad	9,00												Q	51 610,61
4.02	Viga V-10A y 10C	Unidad	2,00												Q	28 682,12
4.03	Viga V-10B	Unidad	1,00												Q	10 944,88
4.04	Viga V-200	Unidad	9,00												Q	51 610,61
4.05	Viga V-20A y V-20C	Unidad	2,00												Q	28 682,12
4.06	Viga V-20B	Unidad	1,00												Q	10 944,88
5.00 LOSA Y TECHO																
5.01	Losa de entrepiso	m²	247,19												Q	136 204,66
5.02	Losa de techo	m²	247,19												Q	136 204,66
6.00 PISOS																
6.01	Piso de granito	m²	423,75												Q	64 175,41
6.02	Banqueta en corredor	m²	70,63												Q	17 048,42
7.00 PUERTAS Y VENTANAS																
7.01	Puerta de metal P-1	Unidad	6,00												Q	7 448,11
7.02	Puerta de metal P-2	Unidad	9,00												Q	20 548,08
7.03	Ventana V-1	Unidad	2,00												Q	2 371,56
7.04	Ventana V-2	Unidad	18,00												Q	40 293,19
7.05	Ventana V-3	Unidad	24,00												Q	56 917,59
8.00 INSTALACIONES HIDRÁULICAS, SANITARIO, PLUVIAL																
8.01	Artefactos sanitarios	Global	1,00												Q	9 967,47
8.02	Red de instalación hidráulica	Unidad	1,00												Q	2 841,51
8.03	Drenaje sanitario	Unidad	1,00												Q	10 954,19
8.04	Drenaje pluvial	Unidad	1,00												Q	3 220,40
9.00 INSTALACIÓN ELÉCTRICA																
9.01	Acometida general	Unidad	1,00												Q	7 136,64
9.02	Tablero de distribución principal	Unidad	1,00												Q	945,84
9.03	Circuito de iluminación	Global	1,00												Q	30 435,65
9.04	Circuitos de fuerza	Global	1,00												Q	6 342,99
10.00 ACABADOS																
10.01	Cemido de losa	m²	494,38												Q	71 565,73
10.02	Alisado de columnas y vigas	m²	234,58												Q	34 159,37
11.00 OTROS																
11.01	Gradas	Unidad	1,00												Q	14 872,48
COSTO TOTAL DE LA OBRA													Q	1 456 980,56		

Fuente: elaboración propia.

2.3. Diseño de un edificio escolar de dos niveles para la aldea Rancho de Teja, Sacapulas, Quiché

Consiste en la evaluación, planificación y diseño de un edificio escolar, como parte del servicio técnico profesional requerido en el ejercicio profesional supervisado.

2.3.1. Antecedentes

Debido al incremento de la población escolar a nivel primario y secundario, surge el problema de la falta de infraestructura escolar en la aldea Rancho de Teja, teniendo como efecto la deserción estudiantil y deficiencia educacional, por tal razón las autoridades locales plantean como una necesidad prioritaria la planificación, gestión y construcción del edificio escolar de 2 niveles, para cubrir directamente a la población escolar del nivel básico y diversificado.

2.3.2. Requerimientos del edificio educativo

El edificio nuevo deberá constar de 2 niveles; en la planta baja 2 aulas, 1 dirección, 1 cocina, 1 sala de reuniones y los servicios sanitarios, en la planta alta 4 aulas. Las aulas tendrán una capacidad máxima de 40 alumnos por salón. Ambos niveles estarán conectados por 2 módulos de gradas independientes a la edificación principal y la losa final del edificio con acceso, debido a posible ampliación.

2.3.3. Topografía del terreno

La superficie del terreno disponible puede considerarse como plana, dado que los desniveles obtenidos en el levantamiento altimétrico son mínimos;

mientras que el resultado del levantamiento planimétrico estableció un polígono no simétrico de 6 estaciones y un área de 328,30 metros cuadrados, usando el método de poligonales cerradas. No existen árboles u otros que puedan obstaculizar la construcción.

2.3.4. Determinación del valor soporte del suelo, Vs

Para la determinación del valor soporte del suelo, se realizó un ensayo de compresión triaxial a una muestra inalterada, cuyos resultados se muestran en el apéndice.

Aplicando los resultados del ensayo a la teoría de la capacidad de carga de Terzagui, de la misma manera que ha sido definida en secciones anteriores, el valor soporte del suelo se obtiene de la siguiente manera:

$$q_u = 1,3CN_c + \gamma D_f N_q + 0,4\gamma_c B N_\gamma \quad \text{para cimentación cuadrada}$$

Resultados del ensayo triaxial:

$$\emptyset = 28,28^\circ \quad c = 4,9 \text{ ton/m}^2 \quad \gamma_s = 1,47 \text{ ton/m}^3$$

Para tener mayor precisión en los resultados, se debe aplicar un factor de error de laboratorio de 1,3 al ángulo de fricción interna y a la cohesión del suelo.

$$\emptyset = 21,75^\circ \quad c = 3,77 \text{ ton/m}^2 \quad \gamma_s = 1,47 \text{ ton/m}^3$$

Los factores de capacidad de carga se obtienen haciendo uso de los resultados del ensayo triaxial y de la tabla que a continuación se muestra.

Tabla XX. **Factores de capacidad de carga**

	\emptyset	Nc	Nq	N _y
	21,00	18,92	8,26	4,31
Interpolación	21,75	19,93	8,96	4,90
	22,00	20,27	9,19	5,09

Fuente: Principios de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, P 158

Entonces:

$$q_u = 1,3 * 3,77 * 19,93 + 1,47 * 1,45 * 8,96 + 0,4 * 1,47 * 1,00 * 4,90$$

$$q_u = 119,66 \text{ ton/m}^2$$

Aplicando el factor de seguridad (F_s) al valor soporte, el cual puede variar de 2 a 4, en este caso, se usará un factor de 3 y se tiene:

$$V_s = \frac{q_u}{F_s} = \frac{119,66}{3} = 39,89 \text{ ton/m}^2$$

2.3.5. Especificaciones para el diseño de edificios educativos

Para la disposición y distribución de áreas, aspectos arquitectónicos y de buen funcionamiento, se deben tomar en consideración las especificaciones del reglamento de construcción de edificios escolares del Ministerio de Educación, las cuales se mencionan a continuación.

2.3.5.1. Criterios de conjunto

Los criterios de conjunto comprenden lo que es el emplazamiento, la orientación, la superficie y altura del edificio, éstos con el objetivo de que los

espacios educativos cumplan con los requerimientos necesarios para el aprendizaje.

- Emplazamiento: el emplazamiento del conjunto arquitectónico en el terreno será el área ocupada en planta baja, la cual es el 55 por ciento del área total del terreno, según los siguientes valores:

Superficie total del terreno: 480,00 m²

Área de construcción planta baja: 264,00 m²

- Orientación del edificio: la orientación ideal, es de norte a sur, de preferencia abriendo las ventanas hacia el norte, tomando en consideración la geometría del terreno.
- Superficie y altura del edificio: la superficie varía en función de las necesidades a satisfacer, tanto en capacidad como en el tipo de enseñanza; y la altura no debe exceder 3 niveles.

2.3.5.2. Criterios de iluminación

La iluminación debe ser abundante y uniformemente distribuida, evitando la proyección de sombras y contrastes muy marcados. Para lograr lo anterior, deben considerarse los siguientes criterios:

- Es importante el número, tamaño y ubicación de las ventanas y/o lámparas.

- Un local pequeño recibe mejor iluminación que uno grande, pero sus dimensiones dependen de los requerimientos de espacio.
- Los acabados más brillantes permiten mayor reflexión de luz, por lo tanto generan una mejor iluminación.

Es de suma importancia establecer el tipo de iluminación adecuada, considerando como óptimo aplicar en el diseño arquitectónico los siguientes parámetros:

- Iluminación natural unilateral: cuando sólo un lado del aula tiene ventanas; las ventanas deben tener un área de 25 a 30 por ciento del área total de piso; y el muro opuesto a la ventana estará a una distancia no mayor de 2,5 veces la altura del muro de ventana.
- Iluminación natural bilateral: cuando existen ventanas en las paredes laterales del aula; las ventanas deben tener un área entre 25 a 30 por ciento del área de piso del ambiente.

2.3.5.3. Ventilación

Para el área de ventilación se recomienda usar el 15 por ciento del área de iluminación. Con esto se logra una ventilación constante, alta, cruzada y sin corriente de aire.

2.3.5.4. Confort acústico

El confort acústico influye grandemente en el estado anímico y el grado de concentración del alumno. Es necesario que no exista ninguna interferencia

sonora entre los ambientes, ni ruidos que sobrepasen los límites aceptables de tolerancia.

Los ruidos en un aula pueden venir del exterior, de ambientes vecinos, o del interior del aula. Para prevenirlos, en el diseño, se consideraron los siguientes aspectos:

- Para evitar la inferencia del ruido proveniente de exteriores ruidosos, el establecimiento será ubicado en una zona tranquila.
- El establecimiento se orientó tomando en cuenta la dirección del viento, para que este intervenga en la reducción del ruido proveniente del exterior y el generado por el mismo.

2.3.5.5. Instalaciones

El edificio debe contar con instalaciones sanitarias, hidráulicas y eléctricas, adecuadas para el buen funcionamiento del mismo y cubrir de manera óptima la demanda de utilización de esas instalaciones.

2.3.5.6. Espacios educativos

Es el conjunto de espacios destinados al ejercicio de la acción educativa, el que se desarrolla en forma gradual e integrada por medio de actividades tendientes al desarrollo psicomotor, socioemocional, de la actividad creadora y de la sensibilidad estética, exigiendo la aplicación de diversas técnicas y recursos pedagógicos.

En el reglamento se describen como espacios educativos característicos: aula teórica, aula unitaria y aula de proyecciones. A continuación se hace una breve referencia sobre las especificaciones del aula teórica, ya que ésta es la que se consideró óptima para el diseño del centro educativo.

- Aula teórica: la función del aula teórica, es proveer a los maestros y alumnos de un espacio para desarrollar, en forma cómoda, las actividades del proceso de aprendizaje, ya sea en la forma tradicional, expositiva o modificando la ubicación del mobiliario para desarrollar otras técnicas didácticas.

Las recomendaciones para el diseño de un aula teórica se generalizan, ya que en el nivel primario, básico y diversificado son similares, siendo las principales las siguientes:

- La capacidad óptima en el nivel básico es de 30 alumnos, pero se permite un máximo de 40 alumnos.
- El área óptima por alumno es de 1,50 metros cuadrados, pero si el espacio no lo permite se acepta un máximo de 1,30 metros cuadrados.
- Para la superficie total del aula debe considerarse el caso crítico, es decir, cuando se da la capacidad máxima de 40 alumnos.
- La forma del aula será cuadrada o rectangular, se recomienda que el lado mayor no exceda 1,5 veces el lado menor.
- La fuente principal de iluminación natural, debe provenir del lado izquierdo del alumno sentado frente al pizarrón.

- La distancia máxima desde la última fila al pizarrón, será de 8,00 metros; y el ángulo horizontal de visión de un alumno sentado, será de 30 grados.
- Tendrá instalaciones de energía eléctrica, con luminarias adecuadas que proporcionen iluminación artificial abundante y constante; además tendrá 2 tomacorrientes, 1 al frente y otro en la parte posterior, colocados a 0,40 metros sobre el nivel del piso.

2.3.6. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico se refiere a la forma y distribución en conjunto de los diferentes ambientes que componen el edificio. Esto se hace para tener un lugar cómodo y funcional para su uso.

El diseño se desarrolló de acuerdo a las necesidades requeridas, considerando siempre las limitaciones que pueden existir por el espacio con el que se dispone. Para determinar la configuración en planta y elevación, se buscó que esta fuese simple, simétrica y uniforme, y a la vez cumplierse con las distintas condiciones de regularidad estructural, como las planteadas en las Normas Sísmicas del RCDF (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal), las cuales se describen a continuación.

2.3.6.1. Forma del edificio en planta

Algunos aspectos de la forma en planta del edificio, propician una respuesta sísmica poco conveniente y deben evitarse. Entre estos aspectos, lo principal es la asimetría de la planta, ya que esta tiende a provocar vibraciones torsionales en el edificio, es recomendable que las plantas no sean muy

alargadas, ya que mientras mayor es la longitud del edificio mayor es la probabilidad de que actúen sobre su base movimientos que difieran en un extremo y el otro.

Evitar: $B/A > 4$

Donde

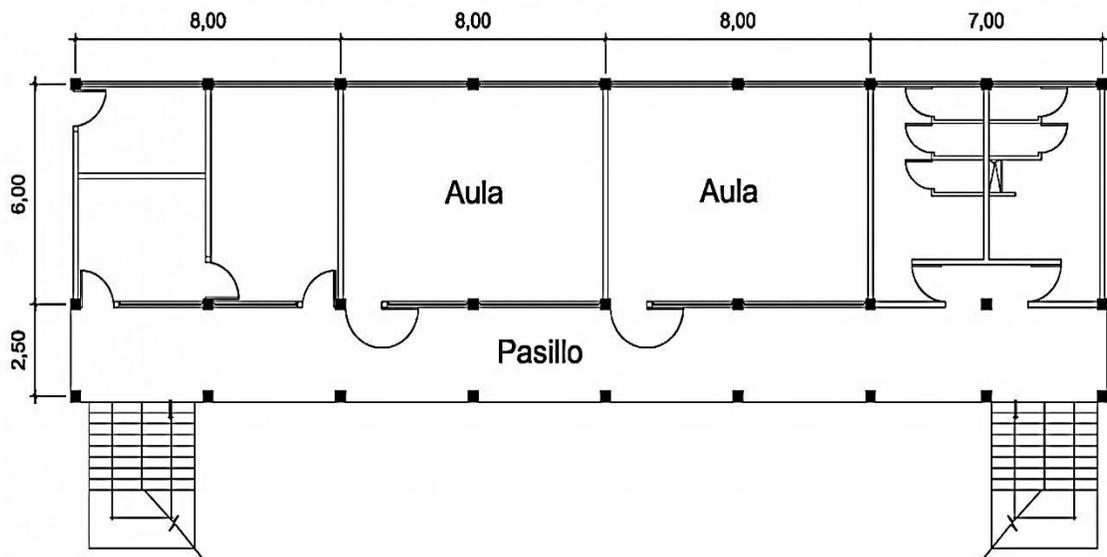
$$B = 31,00 \text{ m}$$

$$A = 8,50 \text{ m}$$

Así:

$$31,00/8,50 = 3,65 < 4$$

Figura 38. **Planta típica para módulo de aulas (solución propuesta)**



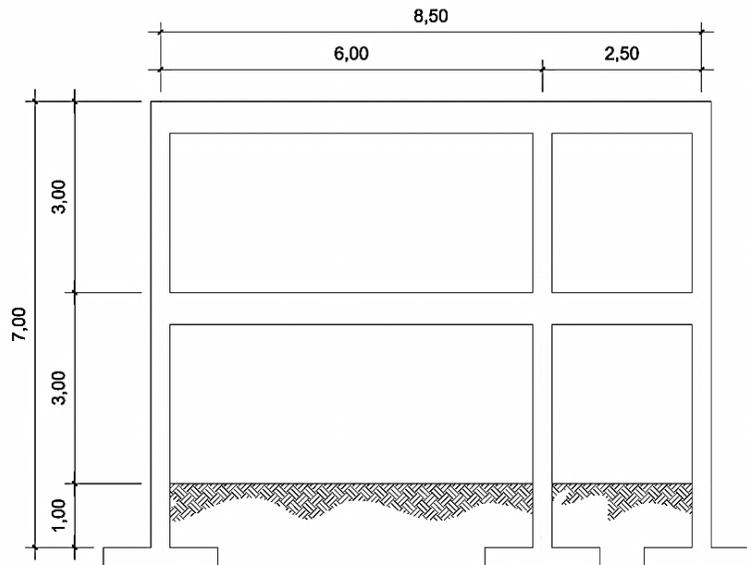
Fuente: elaboración propia, juego de planos.

2.3.6.2. Forma del edificio en elevación

La sencillez, regularidad y simetría son deseables también en la elevación del edificio, para evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos o amplificaciones de la vibración en las partes superiores del edificio. Según las Normas Sísmicas del RCDF, se considera una estructura como regular, sólo si su relación de esbeltez no excede de 2,5, como se muestra a continuación.

$$\frac{H}{A} < 2,5 \rightarrow \frac{7,00}{8,50} = 0,82 < 2,5 \text{ estructura regular}$$

Figura 39. Forma del edificio en elevación



Fuente: elaboración propia.

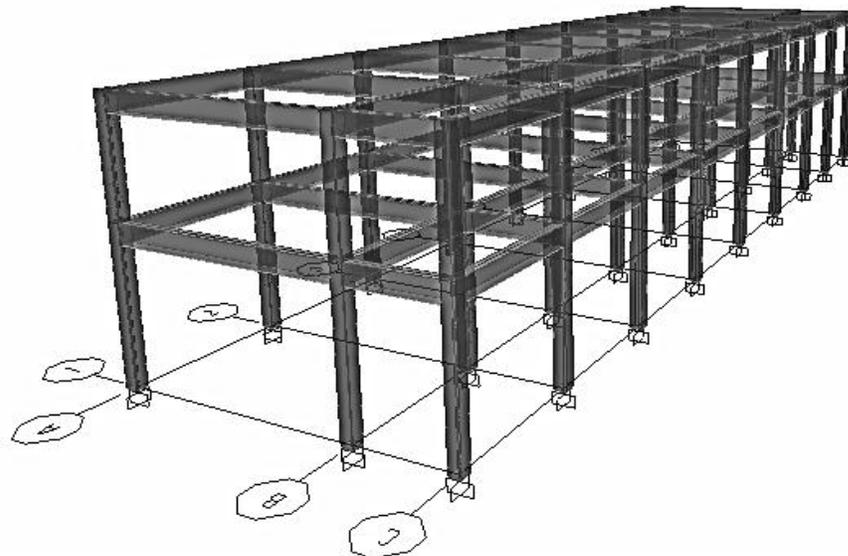
2.3.6.3. Altura del edificio

Dadas las distintas condiciones y criterios a aplicar, se consideró diseñar un edificio compuesto de 2 niveles, con una altura de ambientes de 3,00 metros y un desplante de cimentación de 1,00 metro.

2.3.7. Selección del sistema estructural

En la elección del sistema estructural, influyen los factores de desempeño, economía, estética, materiales disponibles en el lugar y las técnicas constructivas a utilizar en la realización de la obra. El sistema estructural selecto, estará compuesto por marcos dúctiles, unidos por nudos rígidos de concreto reforzado, con losas planas y muros de relleno de mampostería, independientes de los marcos dúctiles.

Figura 40. Tipología estructural de los módulos



Fuente: ETABS®

2.3.8. Análisis estructural

El análisis estructural estudia mediante diferentes métodos la determinación de las fuerzas y deformaciones que se presentan en una estructura. El análisis estructural del proyecto se desarrolló con el Software Integrado de Diseño de Edificios, ETABS® V9.6, ya que este utiliza una plataforma extremadamente versátil y posee una poderosa e intuitiva interfaz gráfica con procedimientos de modelaje, análisis y diseño, todos integrados usando una base de datos común.

En lo referente al diseño de los elementos, se llevó a cabo utilizando métodos convencionales de diseño y los resultados obtenidos se compararon con los desarrollados por ETABS V9.6, específicamente en el caso de las vigas y columnas.

2.3.8.1. Predimensionamiento estructural

El predimensionamiento estructural, consiste en asignar medidas preliminares a los elementos estructurales. Para esto se puede recurrir a métodos analíticos cortos como los que a continuación se describen.

2.3.8.2. Predimensionamiento de vigas

El código ACI 318S-05 en la sección 21.3.1.3, requiere que la dimensión mínima para elementos controlados por flexión no debe de ser menor que 25 centímetros ó $0,3 \cdot h$. Se toman las longitudes de los vanos que tiene el edificio y con el criterio del 8 por ciento por metro lineal se calcula el peralte de estas.

$$18 \text{ vigas de } 4,00 \text{ m} \rightarrow \text{peralte } H = 4,0 \cdot 8\% = 0,32 \text{ m}$$

09 vigas de 6,00 m → peralte $H = 6,0 * 8\% = 0,48$ m

09 vigas de 2,50 m → peralte $H = 2,5 * 8\% = 0,20$ m

06 vigas de 3,50 m → peralte $H = 3,5 * 8\% = 0,28$ m

Escoger el valor mayor, peralte $H = 0,50$ metros y una base igual a $B = H/2$; $0,50/2 = 0,25$ metros, finalmente la sección de la viga queda de $0,25 \times 0,50$ metros.

2.3.8.3. Predimensionamiento de columnas

Para dimensionar una columna rectangular se deben tomar en cuenta una serie de recomendaciones las cuales se encuentran en el código ACI 318S-05 en la sección 21.4.1.1-2:

- La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor a 300 milímetros.
- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor de 0,4.

Para un dimensionamiento preliminar de las columnas, se puede partir de las dimensiones mínimas planteadas por el código ACI 318S-05 y chequear en el software ETABS® si éstas cumplen con las exigencias críticas de estructura. Para un análisis previo, se plantea la utilización de una sección de $0,30 \times 0,30$ metros.

2.3.8.4. Predimensionamiento de losas

Las losas trabajan en 1 ó 2 sentidos, la determinación de la dirección de trabajo de las losas depende del valor resultante de la relación lado a lado que las mismas posean. Las condiciones para determinar la dirección de trabajo son las siguientes:

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

Donde:

m = relación lado a lado de la losa

A = lado corto de la losa

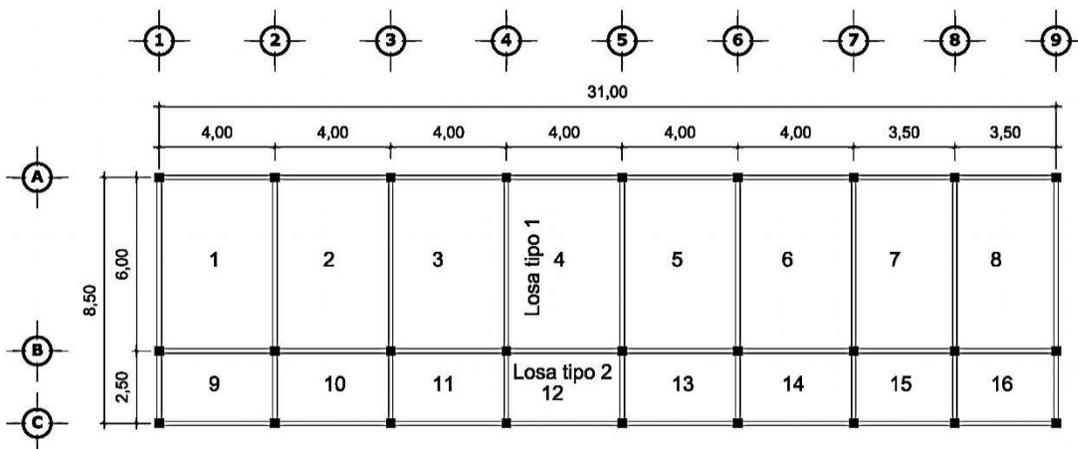
B = lado largo de la losa

condición:

Si $m < 0,5$. Losa que trabaja en un sentido

Si $m \geq 0,5$. Losa que trabaja en dos sentidos

Figura 41. Planta general de losas



Fuente: elaboración propia, juego de planos.

Para determinar el espesor (t) de losa es necesario conocer el tipo de condición en que la misma trabaja.

$$m_1 = \frac{4,00}{6,00} = 0,67 \qquad m_2 = \frac{2,50}{4,00}$$

Las losas trabajan en 2 sentidos. Ahora se procede a calcular el espesor (t) de la losa:

$$t = \frac{2 (4,00 + 6,00)}{180} = 0,11 \text{ m} \rightarrow 0,12 \text{ m}$$

Para reducir excentricidades en planta y uniformizar la construcción, el espesor de la losa será $t = 0,12$ metros en todos los niveles.

2.3.9. Determinación de cargas aplicadas a marcos dúctiles

Las cargas que actúan sobre las estructuras, pueden dividirse según la dirección de aplicación y pueden ser: cargas verticales o gravitatorias y horizontales o laterales.

2.3.9.1. Cargas verticales

Las cargas verticales o gravitatorias se dividen en 2 categorías: cargas muertas y cargas vivas. Las cargas muertas son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura. Generalmente la mayor parte de la carga muerta es por peso propio de la estructura y una sobrecarga, ésta puede calcularse con buena aproximación a partir de la configuración de diseño, de las dimensiones de la estructura y de la densidad del material.

Las cargas vivas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes y pueden cambiar de ubicación, su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado, y sus máximas intensidades a lo largo de la vida de la estructura no se conocen con precisión. Las cargas vivas mínimas para las cuales deben diseñarse los entresijos y cubiertas de un edificio, se especifican usualmente en distintos códigos de construcción, según el tipo de edificación. Los valores de cargas verticales distribuidas que se utilizan en este caso son:

Tabla XXI. **Valores para determinar las cargas verticales utilizadas**

CARGA MUERTA (Cm)		CARGA VIVA (Cv)	
Peso del concreto	= 2 400 kg/m ³	Aulas	= 250 kg/m ²
Sobre carga (Sc)	= 60 kg/m ²	Pasillos	= 400 kg/m ²
Peso de muros	= 150 kg/m ²	Techo	= 100 kg/m ²

Fuente: *Uniform Building Code* 1997, apéndice C.

A continuación se presenta la integración de cargas distribuidas para los marcos típicos en sentido X y Y a analizar, recordando que las ecuaciones ya fueron definidas en secciones anteriores.

$$C_m = \frac{14,25 (2\,400 * 0,12 + 60,00)}{6,00} + 0,25 * 0,50 * 2\,400 + 150,00 * 2,50$$

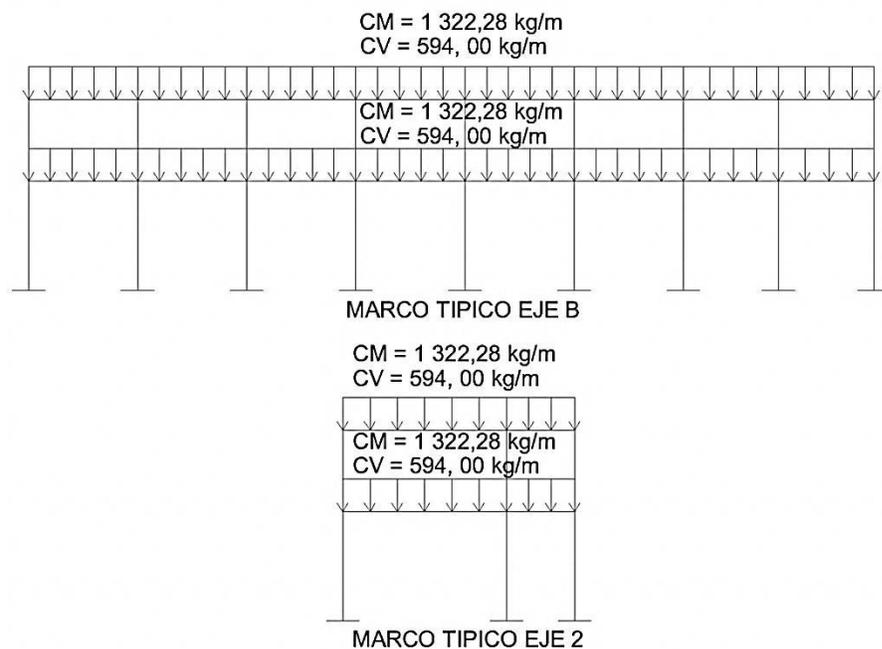
$$C_m = 1\,322,28 \text{ kg/m}$$

$$C_v = \frac{14,25 * 250,00}{6,00} = 594,00 \text{ kg/m}$$

Los valores de las cargas distribuidas se muestran en la figura 42. De igual forma se procede a realizar los modelos matemáticos para los marcos

restantes, usando el procedimiento descrito anteriormente. Los resultados obtenidos son utilizados en los métodos de análisis estructural, tales como ETABS® V9.6 y el método iterativo de análisis estructural Kani, que más adelante se describe.

Figura 42. **Modelo matemático, marco típico eje 2 y eje B**



Fuente: ETABS®

2.3.9.2. Cargas horizontales

Estas cargas actúan perpendicularmente a la línea de acción de la gravedad y son producidas por fuerzas de sismo, viento o impacto, siendo así puramente dinámicas. Al igual que las cargas vivas, las cargas horizontales son inciertas, tanto en magnitud como en distribución. Regularmente solo se considera en el análisis estructural una de las cargas mencionadas, ya que los

fenómenos naturales que las provocan difícilmente se presenten en forma simultánea.

El territorio de Guatemala se caracteriza por poseer un índice de sismicidad alto, por lo que es necesario considerar los efectos de sismo al momento de diseñar un edificio. Para determinar las fuerzas sísmicas en este caso, se recurrió al método descrito en el *Uniform Building Code* publicado en 1997 (*UBC 97*), el cual procede a calcular el corte basal para luego distribuirlo a los diferentes niveles de la edificación, tal como a continuación se procede.

2.3.9.3. Corte basal

Se procederá a determinar el corte basal (V) conforme al UBC 97, teniendo en cuenta que Guatemala se sitúa en la zona sísmica 4 (de alto riesgo) y según lo definido anteriormente en la sección 2.2.8.2.3.

El peso de la estructura se obtiene sumando las cargas de los elementos estructurales, la sobrecarga y un porcentaje del 25 por ciento de la carga viva (C_v) en los niveles que se consideren con acceso. En la figura 43 se muestra la distribución del peso de la estructura por nivel.

Nivel 1 (W_1)

$$W_{\text{losa}} = (0,12)(2\,400 * 31,00 + 8,50) = 75\,888,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vig}} = 0,25 * 0,38 * 2\,400 * 169,50 = 38\,646,00 \text{ kg}$$

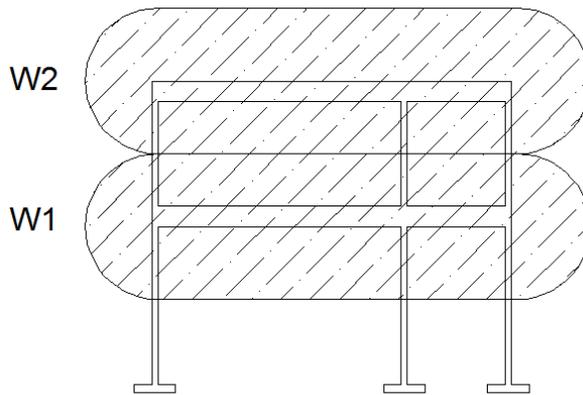
$$W_{\text{col}} = 0,30 * 0,30 * 2\,400 * 67,50 = 1\,4\,580,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros}} = 150,00 * 273,20 = 40\,908,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{acab}} = 60,00 * 31,00 * 8,50 = 15\,810,00 \text{ kg}$$

$$W_1 = 185\,904,00 \text{ kg}$$

Figura 43. **Distribución del peso de la estructura por nivel**



Fuente: elaboración propia.

Nivel 2 (W_2)

$$W_{\text{losa}} = (0,12)(2\,400 * 31,00 + 8,50) = 75\,888,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vig}} = 0,25 * 0,38 * 2\,400 * 169,50 = 38\,646,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{col}} = 0,30 * 0,30 * 2\,400 * 87,75 = 18\,954,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros}} = 150,00 * 273,20 = 40\,908,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{acab}} = 60,00 * 31,00 * 8,50 = 15\,810,00 \text{ kg}$$

$$W_2 = 190\,278,00 \text{ kg}$$

$$\%W_{\text{Cv}} = 0,25 * 31,00 * 6,00 * 250,00 + 0,25 * 31,00 * 2,50 * 400,00$$

$$\%W_{\text{Cv}} = 19\,375,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Total}} = 185\,904,00 + 190\,278,00 + 2 * 19\,375,00 = 414\,932,00 \text{ kg}$$

Ahora se procede a calcular el corte basal de acuerdo a las ecuaciones definidas, sustituyendo los valores correspondientes y teniendo un período $T = 0,0731 * 7,00^{3/4} = 0,31$ segundos.

$$V_1 = \frac{0,64 * 1,00 * 1,00}{8,50 * 0,31} (414\ 932,00) = 99\ 310,93 \text{ kg}$$

$$V_2 = \frac{2,50 * 0,44 * 1,00}{8,50} (414\ 932,00) = 53\ 697,08 \text{ kg}$$

$$V_3 = 0,11 * 0,44 * 1,00 * 414\ 932,00 = 20\ 082,71 \text{ kg}$$

$$V_4 = \frac{0,80 * 0,40 * 1,00 * 1,00}{8,50} (414\ 932,00) = 15\ 620,97 \text{ kg}$$

El corte basal a utilizar, cumpliendo con lo requerido en las ecuaciones del UBC 97 será, $V = 53\ 697,08$ kilogramos.

2.3.9.4. Fuerzas por nivel

El corte basal produce una distribución de fuerzas en cada piso, las cuales se calculan de la siguiente manera, a través de las fórmulas ya definidas.

$$W_2 h_2 = 205\ 279,00 * 7 = 1\ 436\ 953,00 \text{ kg-m}$$

$$W_1 h_1 = 209\ 653,00 * 4 = 838\ 612,00 \text{ kg-m}$$

$$W h_{\text{total}} = 2\ 275\ 565,00 \text{ kg-m}$$

$$F_2 = \frac{(53\ 697,08) (1\ 436\ 953,00)}{275\ 565,00} = 33\ 908,14 \text{ kg}$$

$$F_1 = \frac{(53\ 697,08) (838\ 612,00)}{275\ 565,00} = 19\ 788,94 \text{ kg}$$

Y debido a que para ambos sentidos (X y Y) la fuerza por nivel es la misma, la distribución de fuerzas por marcos se hace dividiendo F_x entre el número de marcos del sentido a analizar:

Distribución de fuerzas en dirección X:

$$F_{x2} = \frac{33\,908,14}{3} = 11\,302,71 \text{ kg}$$

$$F_{x1} = \frac{19\,788,94}{3} = 6\,596,31 \text{ kg}$$

Distribución de fuerzas en dirección Y:

$$F_{y2} = \frac{33\,908,14}{9} = 3\,767,57 \text{ kg}$$

$$F_{y1} = \frac{19\,788,94}{9} = 2\,198,77 \text{ kg}$$

2.3.9.5. Excentricidades

Quando a la estructura es aplicada la fuerza de sismo, genera en el sistema un incremento en las fuerzas horizontales por torsión, esto debido a que los marcos no son independientes entre sí y la asimetría de la estructura. Éste incremento depende de la dirección en la que el sismo afecte la estructura y de la excentricidad en los ejes. La excentricidad es la diferencia de distancias entre el centro de masa y el centro de rigidez del entrepiso de una edificación.

Para calcular el centro de masa (Cm) de una edificación, se elige el entrepiso más crítico, es decir el que posea mayor masa debido a la carga muerta; en este caso será el nivel 2. La siguiente tabla muestra el procedimiento seguido:

Tabla XXII. **Determinación del centro de masa**

Respecto de X-X		Respecto de Y-Y		Peso total	
	kg-m		kg-m		kg
WX losa	1536 639,00	WY losa	410 874,00	W losa	99 138,00
WX viga	604 827,00	WY viga	151 876,50	W viga	38 646,00
WX columna	230 850,00	WY columna	53 460,00	W columna	14 580,00
WX muro	638 565,00	WY muro	190 875,00	W muro	40 980,00
WX acabado	245 055,00	WY acabado	67 192,50	W acabado	15 810,00
Total	3 255 936,00	Total	874 278,00	Total	209 154,00

Fuente: elaboración propia.

Entonces:

$$\bar{X} = \frac{3\,255\,936,00}{209\,154,00} = 15,57 \text{ m}$$

$$\bar{Y} = \frac{874\,278,00}{209\,154,00} = 4,18 \text{ m}$$

Ahora se procede a calcular el centro de rigidez, teniendo en cuenta que las columnas son cuadradas y todas tienen la misma dimensión. Se procede para ambos ejes (X y Y):

así:

$$X_{cr} = \frac{(3 \text{ cols})(4,00 + 8,00 + 12,00 + 16,00 + 20,00 + 24,00 + 27,50 + 31,00)}{(27 \text{ cols})}$$

$$X_{cr} = 15,83 \text{ m}$$

$$Y_{cr} = \frac{(9 \text{ cols})(0,00 + 2,50 + 8,50)}{27 \text{ cols}} = 3,67 \text{ m}$$

Con los resultados obtenidos, se calcula la excentricidad real de la edificación y es la resta de distancias entre el centro de rigidez y el centro de masa.

$$e_x = 15,83 - 15,57 = 0,27 < 0,10 * 31 = 3,10 \text{ m}$$

$$e_y = 4,18 - 3,67 = 0,51 < 0,10 * 8,5 = 0,85 \text{ m}$$

La excentricidad real obtenida es menor que el 10 por ciento de lado del eje respectivo, eso significa que la estructura en planta es regular. Ahora se procede a calcular la excentricidad de diseño, la cual se utiliza para calcular el incremento de torsión en las fuerzas de sismo.

$$e_{x\text{-dis}} = 1,5 (0,27) + 0,10 (31,00) = 3,50 \text{ m}$$

$$e_{y\text{-dis}} = 1,5 (0,51) + 0,10 (8,50) = 1,62 \text{ m}$$

2.3.9.6. Incremento por cortante torsional

El incremento por torsión se calcula tomando el caso más crítico dado que no se puede conocer realmente la dirección del sismo. El caso más crítico se da cuando se toma el 100 por ciento de la fuerza de sismo que entra en una dirección (X ó Y) junto con el 30 por ciento en la otra dirección, esto se multiplica por la excentricidad de diseño respectiva. Se empieza calculando el momento polar (J):

$$J = 9\text{cols} * k(8,50 - 3,67)^2 + 9\text{cols} * k(3,67 - 2,50)^2 + 9\text{cols} * k(3,67 - 0)^2 + \\ 3\text{cols} * k(15,83 - 0,00)^2 + 3\text{cols} * k(15,83 - 4,00)^2 + 3\text{cols} * k(15,83 - 8,00)^2 + \\ 3\text{cols} * k(15,83 - 12,00)^2 + 3\text{cols} * k(15,83 - 16,00)^2 + 3\text{cols} * k(15,83 - 20,00)^2 + \\ 3\text{cols} * k(15,83 - 24,00)^2 + 3\text{cols} * k(15,83 - 27,50)^2 + 3\text{cols} * k(15,83 - 31,00)^2$$

$$J = 3094,50 \text{ m}^2 \text{ k}$$

Ahora se procede a calcular el momento torsional, tomando en cuenta que F_x es la fuerza del corte basal en el último piso:

$$T_x = 0,30(33\ 908,14)(1,62) + 1(33\ 908,14)(3,50) = 135\ 133,27 \text{ kg-m}$$

$$T_y = 1,0(33\ 908,14)(1,62) + 0,3(33\ 908,14)(3,50) = 90\ 530,53 \text{ kg-m}$$

Entonces el incremento por torsión es el siguiente:

$$\Delta V_x = \frac{135\ 133,27 * k}{3\ 094,00 * k} = 43,67 \text{ kg/m}$$

$$\Delta V_y = \frac{90\ 530,53 * k}{3\ 094,00 * k} = 29,26 \text{ kg/m}$$

Para el eje B, se obtiene el siguiente resultado utilizando en cortante ΔV_y :

$$V_B = \frac{(29,26)(3,67 - 2,50)(9 \text{ cols})}{11\ 302,71} * 100 = 2,72\%$$

El resultado obtenido, indica que hay que incrementarle un 2,72 por ciento de la fuerza del corte basal aplicado al nodo del segundo nivel que llega al eje B.

$$F_{B \text{ inc}} = 2,72\% (11\ 302,71) = 11\ 609,90 \text{ kg}$$

En la siguiente tabla muestra el resumen del incremento torsional por niveles y por ejes usando el procedimiento anterior.

Tabla XXIII. **Determinación del incremento torsional por eje**

Eje		Ycr-Y	No. col	Fx (kg)	V	Fuerza Incrementada nivel 2	Fuerza incrementada nivel 1
A	29,26	4,83	9	11 302,71	11,26%	12 575,32	7 339,01
B	29,26	1,17	9	11 302,71	2,72%	11 609,90	6 775,59
C	29,26	3,67	9	11 302,71	8,54%	12 268,14	7 159,74
1	43,67	15,83	3	3 767,57	55,06%	5 841,84	3 409,32
2	43,67	11,83	3	3 767,57	41,15%	5 317,82	3 103,50
3	43,67	7,83	3	3 767,57	27,24%	4 793,79	2 797,68
4	43,67	3,83	3	3 767,57	13,33%	4 269,76	2 491,85
5	43,67	0,17	3	3 767,57	0,58%	3 789,41	2 211,51
6	43,67	4,17	3	3 767,57	14,49%	4 313,43	2 517,34
7	43,67	8,17	3	3 767,57	28,40%	4 837,46	2 823,16
8	43,67	11,67	3	3 767,57	40,57%	5 295,98	3 090,76
9	43,67	15,17	3	3 767,57	52,74%	5 754,50	3 358,35

Fuente: elaboración propia.

2.3.10. Desarrollo del análisis estructural por Etabs V9.6

Dependiendo del método adoptado para el desarrollo del análisis estructural, se determinan los factores que intervienen en el mismo. Para este caso con los datos obtenidos hasta el momento, es suficiente para desarrollar el modelo en ETABS V9.6. Se procede de la siguiente manera:

2.3.10.1. Especificaciones generales

Se refiere a los datos de los elementos estructurales para el modelo de la estructura a analizar los cuales son:

Concreto:	$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Peso por unidad de volumen:	$2\,400 \text{ kg/cm}^3$
Módulo de elasticidad:	$217\,000,00 \text{ kg/cm}^2$
Acero:	$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$ y $f_{ys} = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$
Coef. de Poisson:	0,2

2.3.10.2. Geometría estructural

Esta se refiere a las dimensiones de las diferentes secciones de los elementos estructurales, los cuales son requeridos por el programa al momento de definir digitalmente estos mismos.

Sección de vigas:	0,25 m x 0,50m
Sección de columnas:	0,30 m x 0,30m
Espesor de la losa:	0,12 m

2.3.10.3. Asignación de cargas

Las cargas verticales son ingresadas al programa en magnitud por unidad lineal (kg/m), separadas por carga muerta (Cm) y carga viva (Cv).

Las cargas horizontales o de corte basal, son ingresadas al programa en magnitud puntual (kg) y aplicadas en los nodos de los marcos según el nivel, tomando en cuenta el incremento por torsión. Para esto se debe definir un nuevo caso de carga que sea distinto a la carga muerta, carga viva o sobre carga y definir también las distintas combinaciones de cargas que relacionen a estas.

2.3.10.4. Combinaciones de cargas

Para efectuar el diseño estructural, se deben definir las combinaciones de mayoración de carga, éstas se establecen para las distintas condiciones críticas que pueden existir. El código ACI 318S-05, establece en la sección 9.2.1, que la resistencia requerida U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las ecuaciones (9 - 1 a 9 - 7).

Además en el apéndice C del mismo código, se establece que la resistencia requerida (U) no debe ser menor que las ecuaciones C-1, C-2 y C-3, lo cual quedaría de la siguiente forma:

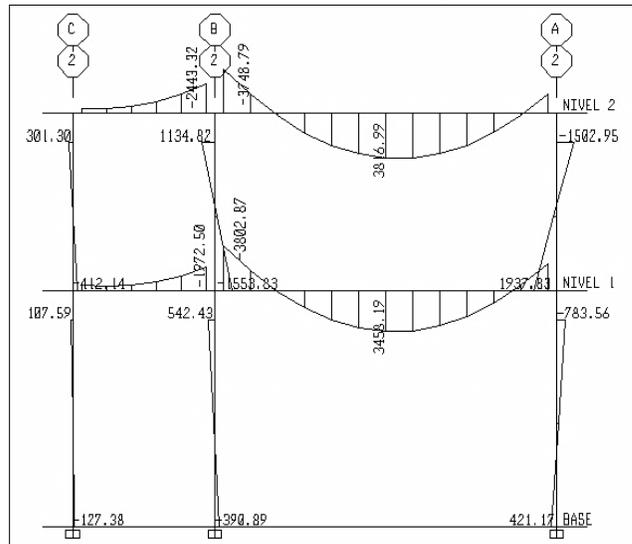
$U = 1,4 CM + 1,7 CV$	combinación 1
$U = 1,05 CM + 1,275 CV \pm 1,4 CS$	combinación 2 y 3
$U = 0,9 CM \pm 1,4 CS$	combinación 4 y 5

Definido el modelo típico, la geometría estructural, las combinaciones y casos de carga, se procede a ejecutar el análisis estructural por medio del software.

2.3.10.5. Resultados del análisis estructural

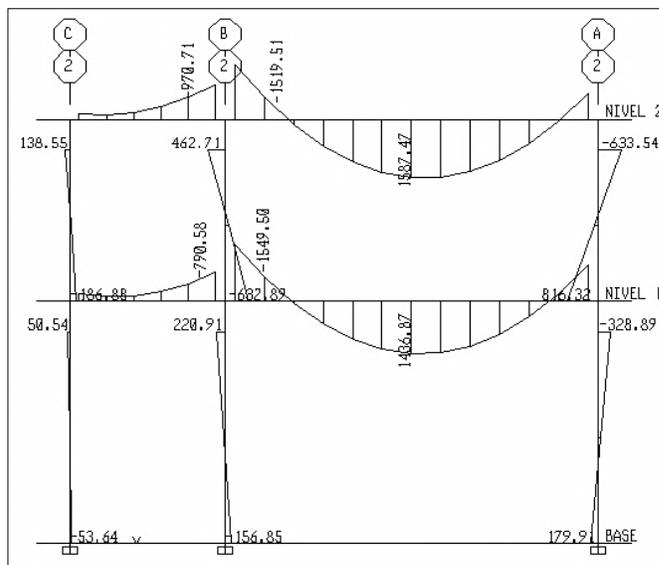
A continuación se muestran los resultados obtenidos con cada combinación de carga. Se muestran las siguientes figuras que corresponden al marco 2, paralelo al eje Y.

Figura 44. Diagrama de momentos, eje 2, carga muerta



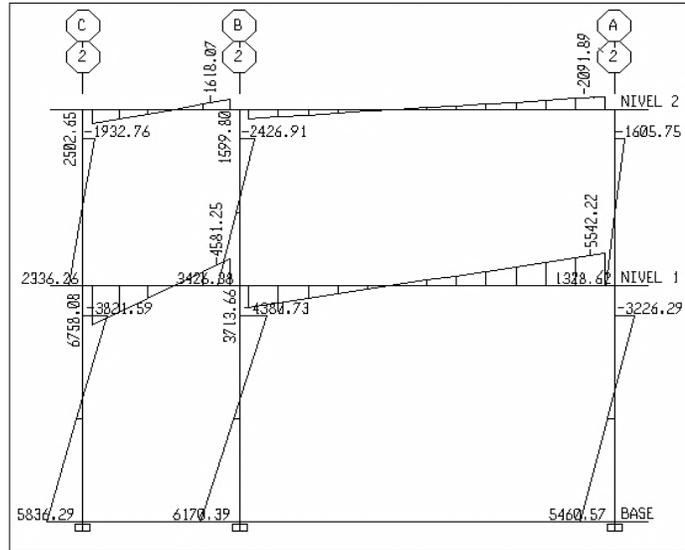
Fuente: ETABS®

Figura 45. Diagrama de momentos, eje 2, carga viva



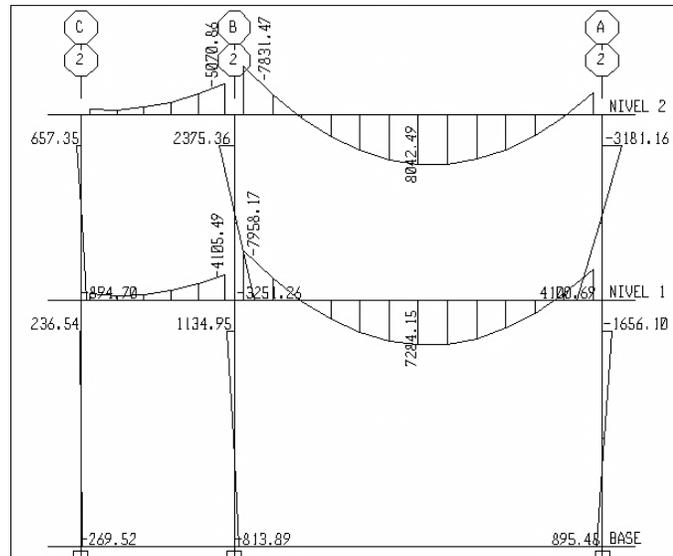
Fuente: ETABS®

Figura 46. Diagrama de momentos, eje 2, carga de sismo



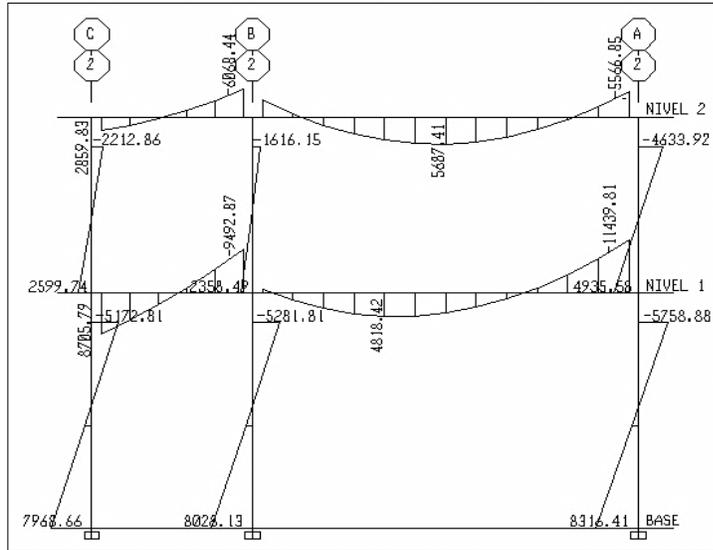
Fuente: ETABS®

Figura 47. Diagrama de momentos, eje 2, combinación 1



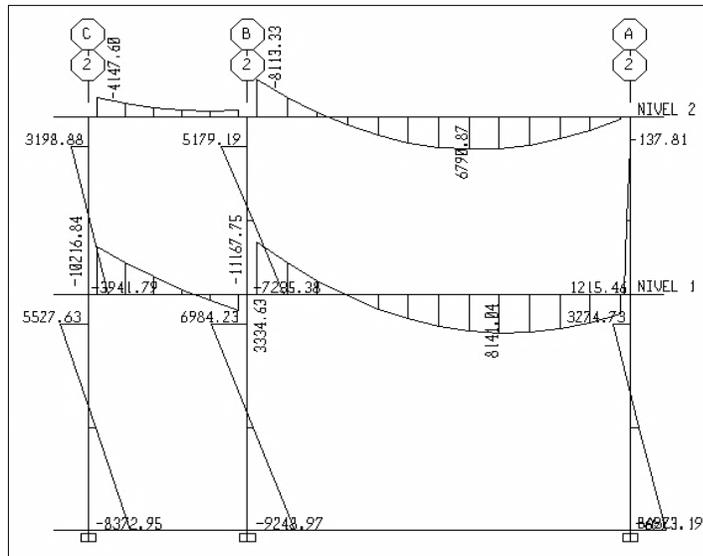
Fuente: ETABS®

Figura 48. Diagrama de momentos, eje 2, combinación 2



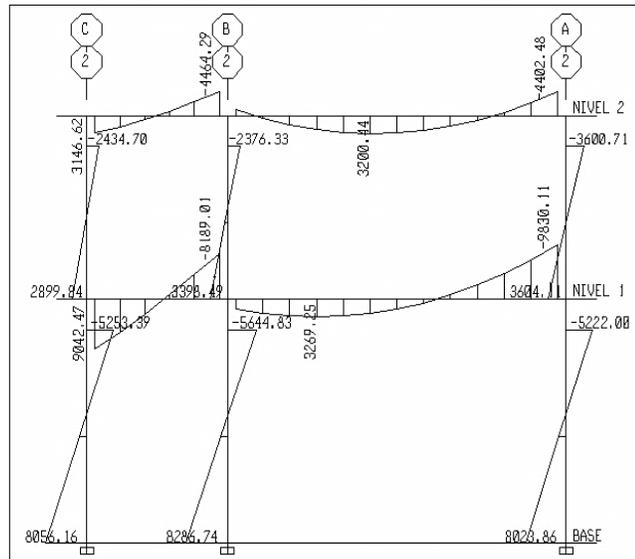
Fuente: ETABS®

Figura 49. Diagrama de momentos, eje 2, combinación 3



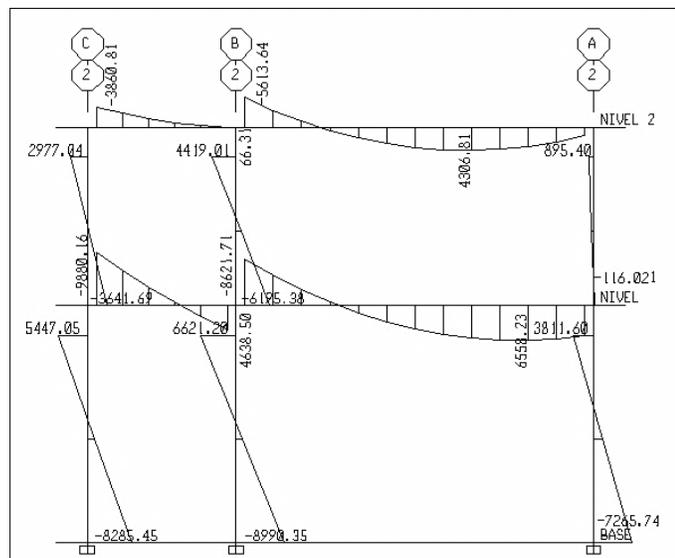
Fuente: ETABS®

Figura 50. Diagrama de momentos, eje 2, combinación 4



Fuente: ETABS®

Figura 51. Diagrama de momentos, eje 2, combinación 5



Fuente: ETABS®

Tabla XXIV. **Combinación de cargas de mayoración eje 2, segundo nivel**

VIGAS	COMBINACIONES DE CARGAS					M (+) kg-m	M (-) kg-m
	1	2	3	4	5		
	M1	M2	M3	M4	M5		
M_{AB}	-3 517,61	-5 566,85	290,44	-44 02,48	1 454,81	1 454,81	-5 566,85
M_{BA}	-7 831,47	-3 633,87	-8 113,33	-1 134,18	-5 613,64	0 00,00	-8 113,33
M_{BC}	-5 070,86	-6 068,44	-1 537,85	-4 464,29	66,31	66,31	-6 068,44
M_{CB}	-858,52	2 859,83	-4 147,60	3 146,62	-3 860,81	3 146,62	-4 147,60
M_{A-B}	8 042,49	5 687,41	6 790,87	3 200,44	4 306,81	8 042,49	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXV. **Combinación de cargas de mayoración eje 2, primer nivel**

VIGAS	COMBINACIONES DE CARGAS					M (+) kg-m	M (-) kg-m
	1	2	3	4	5		
	M1	M2	M3	M4	M5		
M_{AB}	-4 907,60	-11 439,81	4 078,41	-9 830,11	5 688,11	5 688,11	-11 439,81
M_{BA}	-7 958,17	-769,50	-11 167,75	1 776,54	-8 621,71	1 776,54	-11 167,75
M_{BC}	-4 105,49	-9 492,87	3 334,63	-8 189,01	4 638,50	4 638,50	-9 492,87
M_{CB}	-1 007,36	8 705,79	-10 216,84	9 042,47	-9 880,16	9 042,47	-10 216,84
M_{A-B}	7 284,15	4 818,42	8 141,04	3 269,25	6 558,23	8 141,04	

Fuente: elaboración propia.

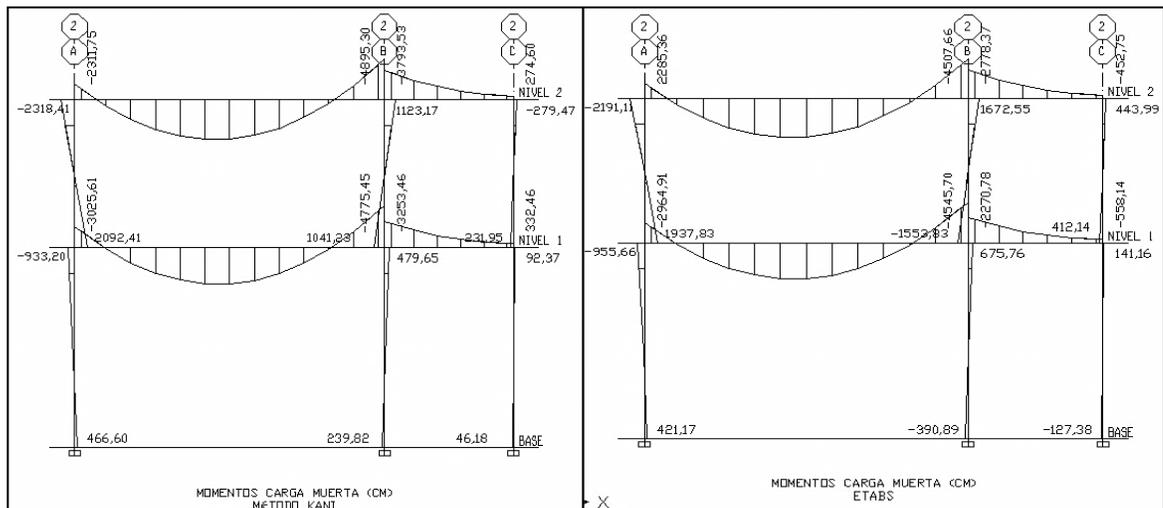
2.3.11. Comparación de resultados

Para comparar los resultados, se efectuó un análisis con el método numérico iterativo de G Kani, (1 930), dicho método está basado en las teorías de aproximaciones sucesivas y en la distribución de momentos para expresar el

efecto de las rotaciones y desplazamientos nodales, y es uno de los métodos que han dado resultados satisfactorios para cualquier estructura convencional.

Utilizando el mismo proceso de secciones anteriores, para el desarrollo del análisis numérico por el método Kani, se muestran a continuación los resultados correspondientes al marco para la condición de carga muerta (Cm).

Figura 52. **Comparación de resultados (Cm)**



Fuente: ETABS®

En la figura anterior se puede apreciar la similitud de los resultados en un rango del 5 al 10 por ciento, esto significa que los resultados son satisfactorios. Para el diseño estructural se utilizaron los resultados obtenidos del software ETABS V9.6.

2.3.12. Diseño estructural

El diseño estructural está orientado, en consecuencia a proteger la estructura contra daños a eventos sísmicos, y a proveer la resistencia necesaria, con el propósito de disminuir el nivel de fallas en los elementos estructurales.

2.3.12.1. Diseño de losas

Las losas son elementos estructurales que pueden servir como cubiertas para protección de la intemperie, entrepisos para transmitir cargas verticales ó diafragmas para transmitir cargas horizontales.

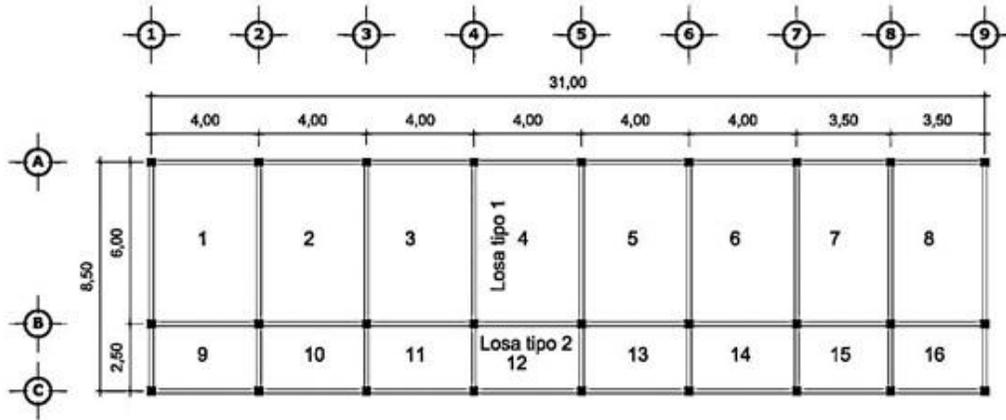
El procedimiento a utilizar para el diseño de losas del edificio escolar, será el método 3 del ACI 318-63, así como también el código ACI 319-99, el cual proporciona tablas de coeficientes de momentos para una variedad de condiciones de apoyos y bordes. Estos coeficientes se basan en un análisis elástico y una distribución inelástica.

Con los resultados obtenidos en el predimensionamiento de losas en donde se determinó los sentidos de trabajo y el espesor de las mismas se procede a calcular la carga última:

Datos:

C_v	$= 250 \text{ kg/m}^2$	f'_c	$= 210 \text{ kg/cm}^2$
f_y	$= 2\,810 \text{ kg/cm}^2$	γ_c	$= 2\,400 \text{ kg/m}^3$
S_c	$= 60 \text{ kg/m}^2$	t	$= 0,12 \text{ m}$

Figura 53. Planta típica de losas



Fuente: juegos de planos.

Cu para aulas:

$$Cu = 1,4 ((2\ 400 * 0,12 + 60,00) + 60,00) + 1,7 * 250,00$$

$$Cu = 912,20 \text{ kg/m}^2$$

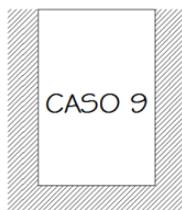
Cu para pasillos:

$$Cu = 1,4((2\ 400*0,12 + 60,00) + 1,7(400))$$

$$Cu = 1\ 167,20 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de momentos:

losas 2, 3, 4, 5, 6 y 7:



$$m = \frac{3,75}{5,75} = 0,65$$

$$M_A = 0,083(912,20)(3,75)^2 = 1\ 064,71 \text{ kg-m}$$

$$M_B = 0,008(912,20)(5,75)^2 = 241,28 \text{ kg-m}$$

$$M_A^+ = 0,034(487,20)(3,75)^2 + 0,054(425,00)(3,75)^2 = 555,68 \text{ kg-m}$$

$$M_B^+ = 0,005(487,20)(5,75)^2 + 0,009(425)(5,75)^2 = 207,00 \text{ kg-m}$$

En los lados donde no existe continuidad se debe colocar 1/3 del momento positivo.

$$M_B^- = \frac{207,00}{3} = 69,00 \text{ kg-m}$$

losas 10, 11, 12, 13,14 y 15:



$$m = \frac{2,25}{3,75} = 0,60$$

$$M_A^- = 0,080(1\ 167,20)(2,25)^2 = 472,72 \text{ kg-m}$$

$$M_B^- = 0,018(1\ 167,20)(3,75)^2 = 295,45 \text{ kg-m}$$

$$M_A^+ = 0,048(487,20)(2,25)^2 + 0,065(680)(2,25)^2 = 342,15 \text{ kg-m}$$

$$M_B^+ = 0,007(487,20)(3,75)^2 + 0,009(680)(3,75)^2 = 134,02 \text{ kg-m}$$

En los lados donde no existe continuidad se debe colocar 1/3 del momento positivo.

$$M_A^- = \frac{342,15}{3} = 114,05 \text{ kg-m}$$

losas 1 y 8:



$$m = \frac{3,75}{5,75} = 0,65$$

$$M_A^- = 0,085(912,20)(3,75)^2 = 1\ 090,36 \text{ kg-m}$$

$$M_B^- = 0,015(912,20)(5,75)^2 = 452,39 \text{ kg-m}$$

$$M_A^+ = 0,050(487,20)(3,75)^2 + 0,062(425)(3,75)^2 = 713,11 \text{ kg-m}$$

$$M_B^+ = 0,009(487,20)(5,75)^2 + 0,011(425)(5,75)^2 = 299,54 \text{ kg-m}$$

En los lados donde no existe continuidad se debe colocar 1/3 del momento positivo.

$$M_A^- = \frac{713,11}{3} = 237,70 \text{ kg-m}$$

$$M_B^- = \frac{299,54}{3} = 99,85 \text{ kg-m}$$

losas 9 y 16:



$$m = \frac{2,25}{3,75} = 0,60$$

$$M_A^- = 0,089(1\ 167,20)(2,25)^2 = 525,90 \text{ kg-m}$$

$$M_B^- = 0,011(1\ 167,20)(3,75)^2 = 180,55 \text{ kg-m}$$

$$M_A^+ = 0,053(487,20)(2,25)^2 + 0,067(680)(2,25)^2 = 361,37 \text{ kg-m}$$

$$M_B^+ = 0,007(487,20)(3,75)^2 + 0,009(680)(3,75)^2 = 134,02 \text{ kg-m}$$

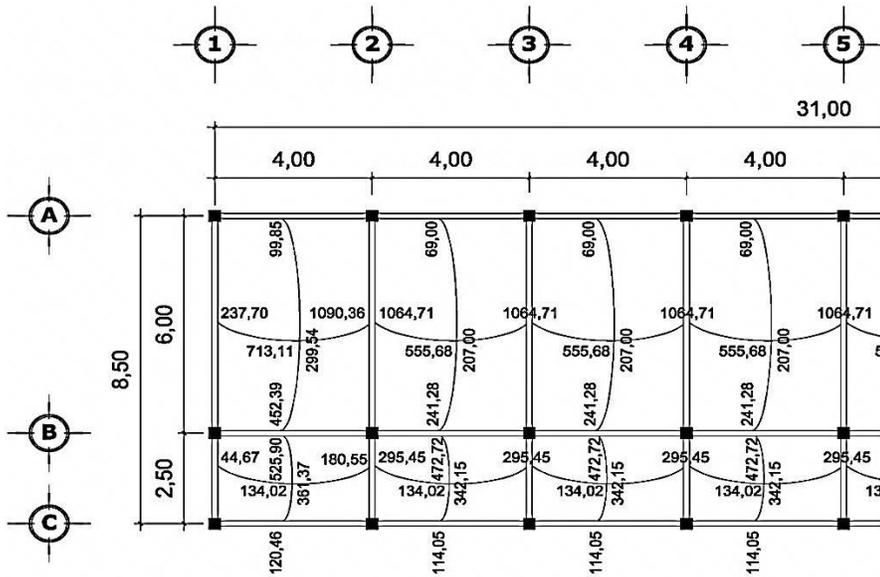
En los lados donde no existe continuidad se debe colocar 1/3 del momento positivo.

$$M_A^- = \frac{361,37}{3} = 120,46 \text{ kg-m}$$

$$M_B^- = \frac{134,02}{3} = 44,67 \text{ kg-m}$$

Antes de proceder al cálculo del refuerzo, se puede apreciar en la siguiente figura, que en la unión de losas en el eje B, 2 y 8, los momentos actuantes son diferentes, por lo cual es necesario balancearlos.

Figura 54. **Planta de momentos actuantes en losas, nivel 1**



Fuente: juego de planos

Eje 2 y 8, tramo A - B:

$$M_1 = 1\,064,71 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 1\,090,36 \text{ kg-m}$$

$$0,8 M_2 = 0,80(1\,090,36) = 872,29 \text{ kg-m} < M_1$$

$$M_b = \frac{(1\,064,71 + 1\,090,36)}{2} = 1\,077,54 \text{ kg-m}$$

Eje 2 y 8, tramo B - C:

$$M_1 = 180,55 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 295,45 \text{ kg-m}$$

$$0,8 M_2 = 0,80(295,45) = 236,36 \text{ kg-m} > M_1$$

$$K_1 = K_2 = \frac{1}{4,00} = 0,25$$

$$D_1 = D_2 = \frac{0,25}{0,25 + 0,25} = 0,50$$

0,50	0,50
180,55 kg-m	295,45 kg-m
$(295,45 - 180,55) * 0,50$	$(295,45 - 180,55) * 0,50$
57,45 kg-m	57,45 kg-m
$M_b = 238,00 \text{ kg-m}$	$M_b = 238,00 \text{ kg-m}$

Eje B, tramo 1 - 2:

$$M_1 = 452,39 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 525,90 \text{ kg-m}$$

$$0,8M_2 = 0,80(525,90) = 420,72 \text{ kg-m} < M_1$$

$$M_b = \frac{(452,39 + 525,90)}{2} = 489,15 \text{ kg-m}$$

Eje B, tramo 2 - 3:

$$M_1 = 241,28 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 472,72 \text{ kg-m}$$

$$0,8M_2 = 0,80(472,72) = 378,18 \text{ kg-m} > M_1$$

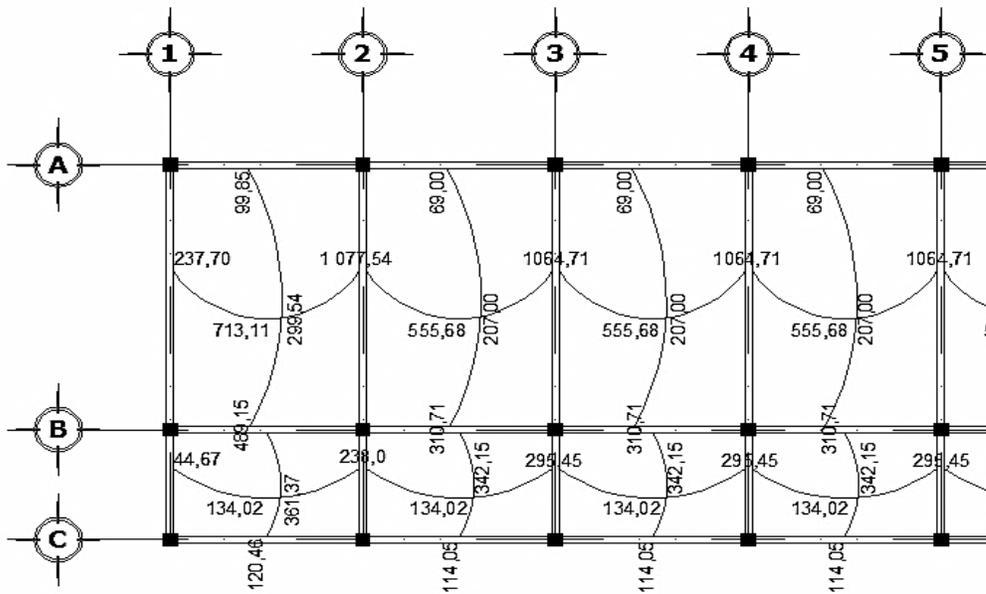
$$K_1 = \frac{1}{6,00} = 0,17; \quad K_2 = \frac{1}{2,50} = 0,40$$

$$D_1 = \frac{0,17}{0,17 + 0,40} = 0,30; \quad D_2 = \frac{0,40}{0,17 + 0,40} = 0,70$$

0,30	0,70
241,28 kg-m	472,72 kg-m
$(472,72 - 241,28) * 0,30$	$(472,72 - 241,28) * 0,70$
69,43 kg-m	162,01 kg-m
$M_b = 310,71 \text{ kg-m}$	$M_b = 310,71 \text{ kg-m}$

En la siguiente figura se pueden ver los momentos balanceados en las losas, con los que se procede a calcular el acero necesario para resistir estos momentos.

Figura 55. **Planta de momentos balanceados en losas, nivel 1**



Fuente: elaboración propia.

Ahora se procede al diseño de acero de refuerzo, el cual se calcula como una viga, usando el ancho unitario de 1,00 metros y se inicia calculando el peralte (d), el procedimiento es el siguiente:

$$d = 12 - 2,5 - 0,47 = 9 \text{ cm}$$

El ACI 318S-05 en la sección 13.3.1 referente a losas estructurales de espesor uniforme, establece que la cantidad mínima de refuerzo a flexión ($A_{s_{\min}}$) independientemente del diseño, se debe colocar refuerzo normal al

refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos y el espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no debe exceder de 2 veces el espesor de la losa.

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2\ 810} (100)(9,00) = 4,51 \text{ cm}^2$$

Con el área de acero mínimo se calcula el espaciamiento (S), usando una varilla No. 3, la cual tiene un área de 0.71 centímetros cuadrados. El espaciamiento se determina usando una regla de 3.

$$\begin{array}{l} 4,51 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 100 \text{ cm} \\ 0,71 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad S \end{array} \qquad S = 15,74 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 2 (12) = 24 \text{ cm}$$

El espaciamiento encontrado con el área de acero mínimo, es menor que el espaciamiento máximo permitido, por lo que se adopta un espaciamiento de 14 centímetros. Con el área de acero encontrado, se determina el momento que resiste la misma por medio de la siguiente fórmula:

$$MR_{AS} = 0,9(4,77)(2\ 810) \left(9,5 - \frac{4,77 * 2\ 810}{1,7 * 210 * 100} \right) = 1\ 100,72 \text{ kg-m}$$

El momento resistente para el área de acero de 4,51 centímetros cuadrados, cubre en su totalidad todos los momentos, tanto en sentido X como en sentido Y.

Otro procedimiento importante para el diseño de losas, es la revisión a corte que debe ser resistido únicamente por el concreto; por tal razón se debe verificar si el espesor de la losa es el adecuado.

Cálculo del corte máximo actuante:

$$V_{\text{máx}} = \frac{W L}{2}$$

$$V_A = \frac{912,20 * 3,75}{2} = 1\,710,38 \text{ kg}; \quad V_B = \frac{912,20 * 5,75}{2} = 2\,622,58 \text{ kg}$$

Corte máximo resistente:

$$V_{\text{cu}} = 0,85 * 0,53 * 100 * 9,50 * \sqrt{210} = 6\,201,95 \text{ kg}$$

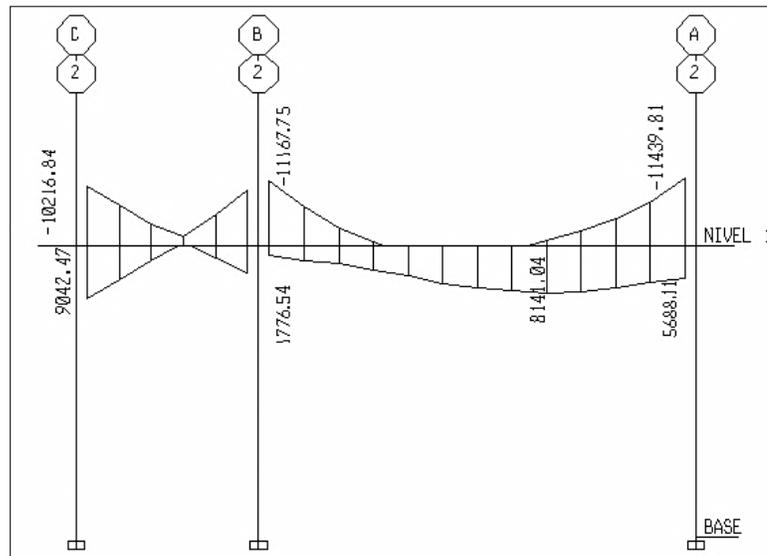
Como se puede observar, el cortante máximo resistente es mucho mayor que el corte máximo actuante, entonces el espesor de la losa es el adecuado. El armado quedará de la siguiente manera: varilla No.3 @ 14 centímetros en ambos sentidos. Para el diseño de las losas del nivel 2, el procedimiento es el mismo y los resultados se muestran en la planta de losas que se encuentra en el apéndice de planos.

2.3.12.2. Diseño de vigas

La viga es un elemento estructural horizontal, que está sometida a esfuerzos de flexión y corte, y su trabajo es transmitir las cargas de las losas a las columnas.

- Diseño por flexión: para el diseño de vigas, es necesaria la utilización de los datos obtenidos de la envolvente de momentos. La siguiente figura muestra los momentos actuantes en la viga del nivel 1, eje 2. Como ejemplo del diseño desarrollado de vigas se tomará el tramo ubicado entre los ejes A y B.

Figura 56. **Envolvente de momentos nivel 1, eje 2**



Fuente: ETABS®

Para el diseño del refuerzo a flexión del tramo A-B, se tienen los siguientes datos:

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

$$d = 45,37 \text{ cm}$$

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

Momentos de inversión

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

Momento positivo

$$8141,04 \text{ kg-m}$$

Momentos negativos

5 688,11 kg-m

11 167,75 kg-m

1 766,54 kg-m

11 439,81 kg-m

b = 25 cm

Ahora se procede a determinar los límites de refuerzo longitudinal, es decir, encontrar el área de acero mínimo y máximo que son los límites que condicionan el diseño del elemento.

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2\,810} (25)(45,37) = 5,69 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{0,85(0,85)(210)}{2\,810} \left(\frac{6\,090}{6\,090 + 2\,810} \right) = 0,0369$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0,5 * 0,00369 = 0,0185$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0,0185 * 25 * 45,37 = 20,95 \text{ cm}^2$$

Las disposiciones generales para diseño sísmico del ACI 318S-05, sección 21.3.2.1, estipula que la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025, principio que se basa principalmente en condiciones de congestión de acero.

Encontrados los límites de refuerzo, se procede a encontrar el área de acero requerido por los momentos actuantes por medio de la siguiente fórmula:

$$A_s = \left[25 * 45,37 - \sqrt{(25 * 45,37)^2 - \frac{11\,439,81 * 25}{0,003825 * 210}} \right] \left(\frac{0,85 * 210}{2\,810} \right) = 10,78 \text{ cm}^2$$

El resultado del cálculo del área de acero de los momentos restantes se presenta en la siguiente tabla.

Tabla XXVI. **Refuerzo requerido por momentos actuantes en la viga**

Mu (kg-m)	As _{min} (cm ²)	As Requerido (cm ²)	As (Según Etabs)	As _{máx} (cm ²)	Sección	Refuerzo final	
						Ref.	As (cm ²)
11 167,75	5,69	10,50	8,99	20,95	Eje B (-)	4#6	11,40
11 439,81		10,78	8,47		Eje A (-)	4#6	11,40
1 776,54		1,57	5,75		Eje B (+)	2#6	5,70
5 688,11		5,14	5,75		Eje A (+)	2#6	5,70
8 141,04		7,48	6,67		A - B (+)	2#6+2#4	8,23

Fuente: elaboración propia.

La selección de refuerzo se desarrolló con base en los requerimientos sísmicos, que estipula el código ACI 318S-05 en su sección 21.3.2.1 y 21.3.2.2, siendo estos los que a continuación se describen:

- En cualquier sección de un elemento sometido a flexión, la cantidad de refuerzo no debe ser menor a $14,1/f_y b*d$, y la cuantía de refuerzo, ρ , no debe exceder 0,025. Al menos 2 barras deben disponerse en forma continua tanto en la parte superior como inferior.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima al momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.
- La sección 10.5.3 del código establece que el refuerzo mínimo requerido debe proporcionarse dondequiera que se necesite refuerzo, excepto

cuando dicho refuerzo sea $1/3$ mayor que el requerido por el análisis. Esta excepción proporciona suficiente refuerzo adicional en elementos grandes en los cuales la cantidad mínima requerida es excesiva.

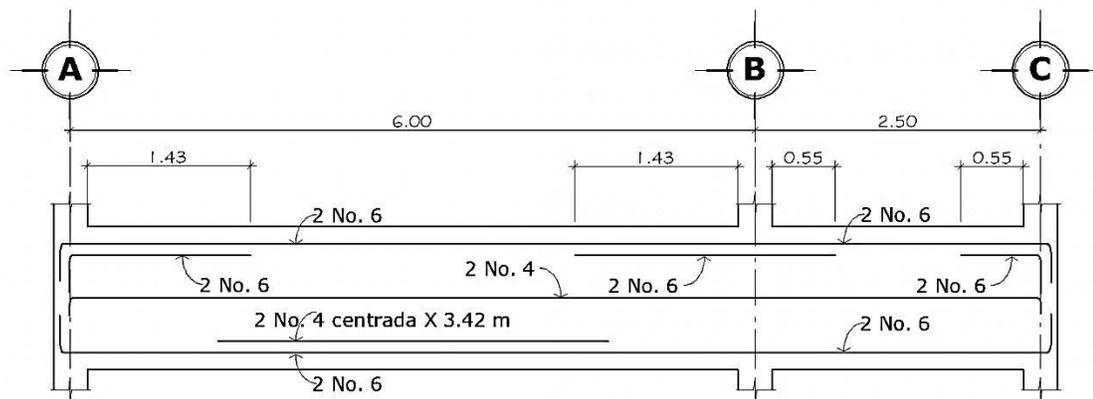
También se puede analizar la diferencia entre los resultados debidos a los cálculos tradicionales y los debidos a Etabs, en el cálculo del área de acero y que la mayoría de resultados coincidieron.

Los resultados de ETABS V9.6, relacionados con el cálculo de área de acero del momento de inversión en el eje B, dan como acero requerido 1,57 centímetros cuadrados, que es menor que el acero mínimo, $A_{s_{\text{mín}}}$ (5,69 centímetros cuadrados), por tal razón se adoptó la recomendación de establecer este último como límite; sin embargo, ETABS V9.6 demanda 5,75 centímetros cuadrados, esto debido a que el proceso de cálculo se basa en su totalidad a las especificaciones planteadas por el código que se le indique, en este caso el diseño se efectuó con base en el código ACI 318S-05/IBC 2003, justificando de esta manera el resultado dado a la recomendación indicada en la sección 10.5.3 del código ACI 318S-05.

El código ACI 318S-05 en su sección 10.6.4 dispone también que en elementos relativamente altos sometidos a flexión, debe colocarse algún refuerzo longitudinal cerca de las caras verticales en la zona de tracción, con el fin de controlar el agrietamiento en el alma. No se especifica el tamaño del refuerzo superficial; investigaciones han indicado que el espaciamiento más que el tamaño de las barras es de primordial importancia. Típicamente se colocan barras desde No. 3 hasta No. 5.

Además debido a la integridad estructural que se menciona en el código ACI 318-99 sección 7.10.5.3 y 7.13.1, se procede a colocar 2 barras No. 4 amarradas con un eslabón suplementario como refuerzo superficial.

Figura 57. Refuerzo longitudinal de viga



Fuente: juego de planos

- Diseño por corte: las vigas deben tener un margen de seguridad adecuado contra otros tipos de fallas diferentes a las ocasionadas por la flexión, como el caso de las fallas ocurridas por el cortante del concreto. Para contrarrestar estas fallas es necesario la utilización de refuerzo transversal.

El refuerzo transversal se requiere principalmente para confinar el concreto y dar soporte lateral a las barras de refuerzo longitudinal en las regiones en las que se espera fluencia. Entre las disposiciones especiales para diseño sísmico, el código ACI 318S-05, sección 21.3.4, establece lo siguiente en cuanto a refuerzo transversal:

- Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones:
 - En una longitud igual a 2 veces la altura del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz.
 - En longitudes iguales a 2 veces la altura del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión, (rótula plástica).

- El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de 5 centímetros de la cara del apoyo. Y el espaciamiento de los estribos en zona de confinamiento, no debe exceder el menor de (k), (l), (m) y (n):
 - k) $d/4$.
 - l) ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas.
 - m) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
 - n) 30 cm.

- Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$.

Los cortantes últimos según ETABS V9.6, son los siguientes:

$$V_{U1} = -10\,161,17 \text{ kg}$$

$$V_{U1} = 9\,091,47 \text{ kg}$$

Si $V_r > V_u$ la viga necesita estribos solo por armado.

Si $V_r < V_u$ se diseñan estribos por corte, por medio de las expresiones:

Usando como mínimo varilla No. 3 ($A_v = 0,713$ centímetros cuadrados), el esfuerzo a corte actuante se obtiene de la siguiente manera:

$$v_a = \frac{10\,161,17}{25 \cdot 45,37} = 8,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{(0,75)(2 \cdot 0,713)(2810)}{(8,96)(25)} = 13,42 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{45,37}{2} = 22,68 \text{ cm}$$

El espaciamiento encontrado se debe chequear con el espaciamiento máximo permitido, el cual es el menor de:

- $45,37/4 = 11,34$ 11,00 cm
- $8 (1,905) = 15,24$ 15,00 cm
- $24 (0,9525) = 23,0$ 23,00 cm
- 30 cm 30,00 cm

El espaciamiento adoptado para el diseño en las zonas críticas de la viga es, $S_{\text{máx}} = 11,0$ centímetros. En las zonas no críticas el código ACI permite considerar la contribución del concreto a la resistencia de corte y se determina de la siguiente manera:

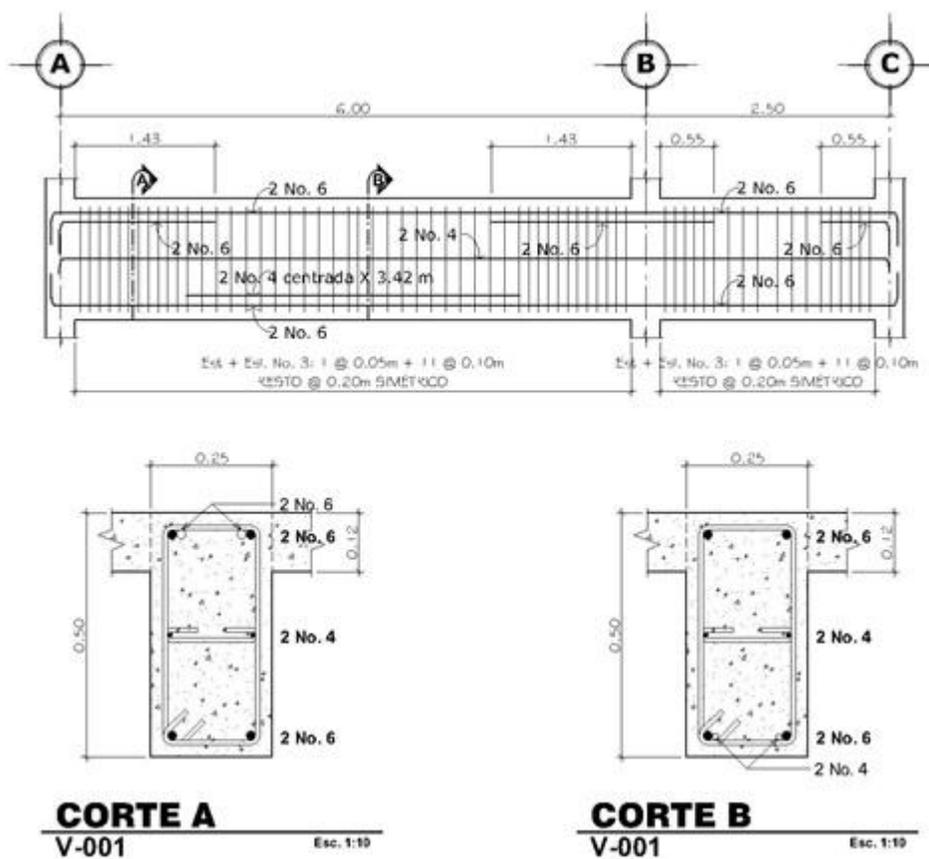
$$V_{cu} = (0,75)(0,53) \sqrt{210} = 5,76 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora se procede a calcular el espaciamiento en las zonas no críticas:

$$S = \frac{(0,75)(2 * 0,713)(2 810)}{(8,96 - 5,76)(25)} = 37,57 \text{ cm}$$

Según el código ACI 318S-05, sección 21.3.3.4, establece que el espaciamiento máximo ($S_{\text{máx}}$) en secciones no críticas debe ser $d/2$. En este caso el espaciamiento obtenido anteriormente excede el valor permitido por el código, por lo tanto se utilizará un espaciamiento máximo de 20 centímetros.

Figura 58. Armado final de viga



Fuente: juego de planos.

2.3.12.3. Diseño de columnas

Los miembros a compresión, para su diseño deben basarse en un análisis teórico de la estructura, tomando en cuenta los efectos de las cargas axiales, los momentos, las deflexiones, la duración de la cargas, las dimensiones variables de los miembros, etc., según el código ACI 318S-05, sección 10.10.1.

Los parámetros de diseño son los siguientes:

- El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , no debe ser menor que el 1 por ciento de la sección de la columna (A_g) ni mayor al 6 por ciento (para zona sísmica).
- La dimensión menor de la sección transversal no debe ser menor de 30 centímetros.
- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0,4.
- La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (o), (p) y (q):
 - o) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento,
 - p) Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal, y
 - q) s_o , según la ecuación definida anteriormente:

$$s_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right) \rightarrow 10 \text{ cm} \leq s_o \leq 15 \text{ cm}$$

- El refuerzo transversal debe suministrarse en una longitud, “lo”, medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión. La longitud, lo, no debe ser menor que la mayor de (r), (s) y (t):
 - r) La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión,
 - s) Un sexto de la luz libre del elemento, y
 - t) 45 cm.

Figura 59. **Sección de columna**

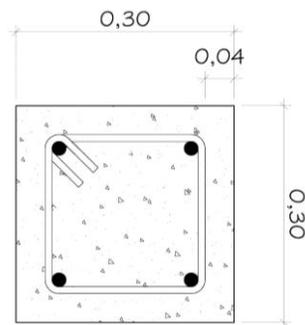
Datos:

Sección = 0,30 m x 0,30 m

$M_x = M_x = 9\,248,97 \text{ kg-m}$

$M_y = M_y = 6\,410,07 \text{ kg-m}$

$L_u = 3,50 \text{ m}$



Fuente: elaboración propia.

- Carga axial: La carga axial P_u , se determina de la siguiente manera, empezando por calcular la carga última (C_u):

$$C_u = 1,4(0,12 * 2\,400 + 60) + 1,7(250) = 912,20 \text{ kg/m (aula)}$$

$$C_u = 1,4(0,12 * 2\,400 + 60) + 1,7(400) = 1\,167,20 \text{ kg/m (pasillo)}$$

P_{vi} = carga de vigas

$$P_{vi} = 0,25 * (0,50 - 0,12) * 2\,400 * 4,70 = 1\,071,60 \text{ kg (aula)}$$

$$P_{vi} = 0,25 * (0,50 - 0,12) * 2\,400 * 2,95 = 672,60 \text{ kg (pasillo)}$$

F_{cu} = factor de carga última = $C_u / (C_m + C_v)$

$$F_{cu} = \frac{912,20}{348 + 250} = 1,53 \quad (\text{aula})$$

$$F_{cu} = \frac{1\,167,20}{348 + 400} = 1,56 \quad (\text{pasillo})$$

Entonces:

$$P_u = (12,00)(912,20) + (1\,071,60)(1,53) = 12\,585,03 \text{ kg} \quad (\text{aula})$$

$$P_u = (5,00)(1\,167,20) + (672,60)(1,56) = 6\,885,26 \text{ kg} \quad (\text{pasillo})$$

$$P_u = (12\,585,03 + 6\,885,26) * 2 = 38\,933,16 \text{ kg}$$

Previo al diseño de una columna, se deben evaluar los efectos de esbeltez para obtener los momentos y cargas de diseño.

- Determinación de la esbeltez:

Cuando una estructura es sometida a la acción de las fuerzas gravitatorias, fuerzas laterales o fuerzas de carácter dinámico de origen natural, se presenta el efecto de esbeltez de mayor o menor grado, para eso es necesario modificar los momentos actuantes y se logra utilizando el método de magnificación de momentos que establece el código ACI 318S-05. El mismo código establece que también se pueden despreciar los efectos de esbeltez cuando:

$$\frac{k L_u}{r} < 34 - \frac{M_1}{M_2}$$

El radio de giro, r , es igual a 0,289 veces la dimensión de una columna rectangular en la dirección en que la estabilidad está siendo considerada, la sección 10.11.2, del código ACI, permite usar el valor aproximado de 0,30, en vez de 0,289. Para obtener el factor de longitud efectiva, k , se recurre a los

ábacos de alineamiento de Jackson y Moreland, o bien a las ecuaciones de Furlong, las cuales trabajan mediante los siguientes rangos:

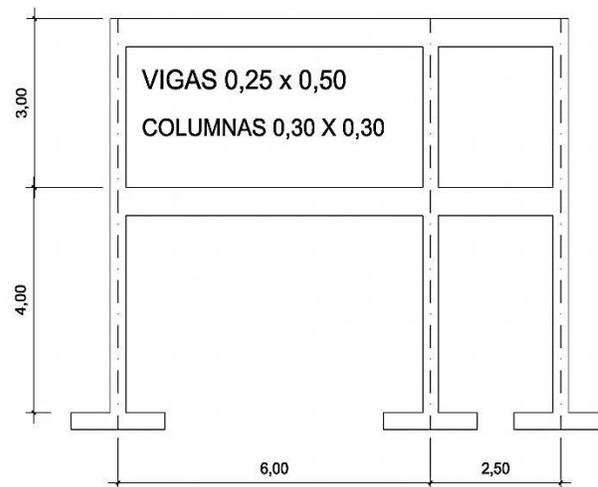
$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} \quad \text{para } \psi_m < 2$$

$$k = 0,9 \sqrt{1 + \psi_m} \quad \text{para } \psi_m \geq 2$$

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

Análisis en sentido Y:

Figura 60. **Configuración de marcos en sentido Y**



Fuente: elaboración propia.

La sección 10.11.1, del código ACI 318S-05, permite el uso de las siguientes propiedades para el cálculo de la inercia de los elementos: en vigas $0,35 I_g$ y en columnas $0,70 I_g$, para obtener resultados más conservadores.

$$I_{gCOL} = \frac{(30)(30)^3}{12} = 67\,500,00 \text{ cm}^4$$

$$I_{gVIG} = \frac{(25)(50)^3}{12} = 260\,416,67 \text{ cm}^4$$

$$\Psi_A = \frac{\frac{(0,7)(67,500)}{300}}{\frac{(0,35)(260\,416,67)}{600} + \frac{(0,35)(260\,416,67)}{250}} = 0,30$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{(0,7)(67,500)}{300} + \frac{(0,7)(67,500)}{400}}{\frac{(0,35)(260\,416,67)}{600} + \frac{(0,35)(260\,416,67)}{250}} = 0,53$$

Como se está analizando la columna del primer nivel entonces el $\Psi_A = 0,5336$ y $\Psi_B = 0$ (extremo empotrado)

$$\Psi_m = \frac{0,5336 + 0}{2} = 0,27$$

Como $\Psi_m < 2$, entonces:

$$k = \frac{20 - 0,27}{20} \sqrt{1 + 0,27} = 1,11$$

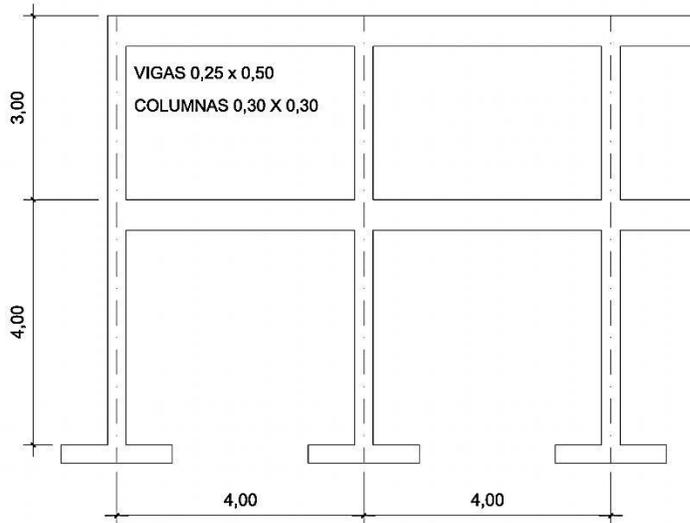
Chequeando la relación de esbeltez:

$$\frac{k L_u}{r} = \frac{1,11 * 350}{0,30 * 30} = 43,19 > 22, \text{ magnificar momento}$$

Análisis en sentido X:

$$\Psi_A = \frac{\frac{(0,7)(67,500)}{300}}{\frac{(0,35)(260\,416,67)}{400} + \frac{(0,35)(260\,416,67)}{400}} = 0,35$$

Figura 61. Configuración de marcos en sentido X



Fuente: elaboración propia.

$$\Psi_B = \frac{\frac{(0,7)(67,500)}{300} + \frac{(0,7)(67,500)}{400}}{\frac{(0,35)(260\ 416,67)}{400} + \frac{(0,35)(260\ 416,67)}{400}} = 0,60$$

Como se está analizando la columna del primer nivel entonces el $\Psi_A = 0,5760$ y $\Psi_B = 0$ (extremo empotrado)

$$\Psi_m = \frac{0,6048 + 0}{2} = 0,30$$

Como $\Psi_m < 2$, entonces:

$$k = \frac{20 - 0,30}{20} \sqrt{1 + 0,30} = 1,12$$

Chequeando la relación de esbeltez:

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{1,12 * 350}{0,30 * 30} = 43,71 > 22, \text{ magnificar momento}$$

- Magnificadores de momentos:

El magnificador de momento (γ), es un factor de seguridad por el cual deben multiplicarse los momentos últimos en columnas para evitar pandeo. Con las fórmulas anteriormente definidas se procede así:

Determinando EI

$$\beta_d = \frac{1,4(0,12 * 2\,400 + 60,00)}{1,4(0,12 * 2\,400 + 60,00) + 1,7(325,00)} = 0,47$$

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

$$EI = \frac{0,4(218\,819,79)(47\,250,00)}{1 + 0,47} = 2,82E + 09$$

Magnificador de momento en sentido X:

$$P_c = \frac{\pi^2(2,82E + 09)}{(1,11 * 350)^2} = 183\,975,24 \text{ kg}$$

$$C_m = 0,6 + 0,4(6\,984,23/9\,248,97) = 0,90$$

$$\gamma_x = \frac{0,90}{1 - \frac{38\,933,16}{0,75(183\,957,24)}} = 1,26$$

El momento de diseño magnificado en el sentido X es:

$$M_{dx} = 1,26 * 9\,248,97 = 11\,622,51 \text{ kg-m}$$

Para el sentido Y:

$$P_c = \frac{\pi^2(2,82E + 09)}{(1,12 * 350)^2} = 179\,596,75 \text{ kg}$$

$$C_m = 0,6 + 0,4(4\,522,91/6\,410,07) = 0,88$$

$$Y_y = \frac{0,88}{1 - \frac{38\,933,16}{0,75(179\,596,75)}} = 1,24$$

El momento de diseño magnificado en el sentido Y es:

$$M_{dy} = 1,03 * 6\,410,07 = 7\,954,34 \text{ kg-m}$$

- Refuerzo longitudinal por el método de Bresler:

Este método consiste en una aproximación del perfil de la superficie de la falla, la idea fundamental del método de Bresler es aproximar el valor $1/P'u$. Este valor se aproxima por un punto del plano determinado por los 3 valores: carga axial pura ($P'o$), la carga de falla para una excentricidad e_x ($P'x_o$) y la carga de falla una excentricidad e_y ($P'oy$) y viene dado por la siguiente ecuación:

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

Datos:

$$P_u = 38\,933,16 \text{ kg}$$

$$M_x = 11\,622,51 \text{ kg-m}$$

$$M_y = 7\,954,34 \text{ kg-m}$$

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

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

Límites de refuerzo:

$$A_s = 0,01 * 30 * 30 = 9,0 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,06 * 30 * 30 = 54,0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero propuesto: } 4 \# 8 + 4 \# 6 = 31,67 \text{ cm}^2$$

Para este método se usan los diagramas de interacción para diseño de columnas, los valores necesarios para su uso son los siguientes:

- Valor de la gráfica:

$$\gamma_x = (30 - 2 * 4)/30 = 0,73$$

$$\gamma_y = (30 - 2 * 4)/30 = 0,73$$

- Valor de la curva:

$$q = \frac{31,67 * 2\ 810}{0,85 * 210 * 30 * 30} = 0,55$$

- Excentricidades:

$$e_x = \frac{11\ 622,51}{38\ 933,16} = 0,30$$

$$e_y = \frac{7\ 954,34}{38\ 933,16} = 0,20$$

- Valor de las diagonales:

$$e_x/h_x = 0,30/0,30 = 1,00$$

$$e_y/h_y = 0,24/0,30 = 0,67$$

Mediante la utilización de los datos calculados anteriormente y los diagramas de interacción se determinan los valores de las variables “K”, siendo estos:

$$K_x = 0,29 \quad K_y = 0,43$$

De la fórmula de Bresler:

$$P'_o = 0,80[0,85 * 210(900 - 31,67) + 2 810 * 31,67] = 195 190,04 \text{ kg}$$

$$P'_x = 0,29 * 900 * 210 = 54 810,00 \text{ kg}$$

$$P'_y = 0,43 * 900 * 210 = 81 270,00 \text{ kg}$$

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{54 810,00} + \frac{1}{81 270,00} - \frac{1}{195} = 39 329,36 \text{ kg}$$

Como P'_u (39 329,36 kilogramos) > P_u (38 933,16 kilogramos), el armado propuesto si resiste las fuerzas aplicadas, de lo contrario se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla sin exceder los límites de acero calculados anteriormente establecidos por el código ACI 318S-05, sección 21.4.

- Refuerzo transversal: el código ACI 318S-05, en su sección 21.4.5.2, establece que en las zonas críticas de las columnas se debe diseñar para resistir el cortante suponiendo que el cortante resistido por el concreto (V_c) es igual a cero cuando:
 - El esfuerzo de cortante sísmico calculado representa la mitad o más de la resistencia máxima al cortante requerido.
 - La fuerza axial mayorada, P_u , es menor que $A_g f'_c/20$.

Para determinar si se puede considerar la contribución del concreto para resistir el corte, se chequea si P_u (38 933,16 kg) es menor que $A_g f'_c/20$:

$$\frac{A_g f_y}{20} = \frac{30 * 30 * 210}{20} = 9\,450,00 \text{ kg} < P_u$$

de tal manera que puede considerarse la contribución del concreto.

El corte actuante determinado por ETABS V9.6, se calcula con base en los momentos actuantes:

$$V_e = \frac{M_1 + M_2}{L_u} = \frac{6\,984,23 + 9\,248,97}{3,50} = 4\,638,06 \text{ kg}$$

Mientras que el corte resistente por el concreto se determina por medio de la ecuación 11.4 del código ACI 318S-05.

$$V_c = (0,75)(0,53) \left[1 + \frac{38\,933,16}{140(30*30)} \right] \sqrt{210} (30)(26) = 5\,885,90 \text{ kg}$$

Como $V_c > V_e$ (5 885,90 kilogramos > 4 523,48 kilogramos), entonces se puede proporcionar refuerzo transversal en longitud de confinamiento, l_o , tomando en cuenta las especificaciones de la sección 21.4.4.2, del código ACI 318s-05, las cuales dicen que la separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de las condiciones que se presentan:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento, ($30/4 = 7,5 \text{ cm}$),
- Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal, ($6*2,54 = 15,24 \text{ cm}$),
- S_o , según lo definido en la ecuación:

$$S_o = 10 + \left(\frac{35 - 22}{3} \right) = 14,33 \text{ cm}$$

La separación máxima (s), permitida es de 7,5 centímetros.

Por otra parte, es necesario cumplir con un mínimo de refuerzo transversal, lo cual está especificado en la sección 21.4.4.1, del código ACI 318S-05, la cual dice:

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , no debe ser menor que la requerida por:

$$A_{sh} = 0,09 \frac{7,50 * 22 * 210}{2 * 810} = 1,1098 \text{ cm}^2$$

Con varillas No. 3 ($A_{sh} = 2 * 0,71 = 1,42$ centímetros cuadrados), por lo tanto: $1,42 > 1,109$ pueden usarse estribos No. 3 a cada 7,5 centímetros.

Además La longitud de confinamiento, l_o , no debe ser menor que la mayor de:

- La altura del elemento en la cara del nudo, 30 centímetros
- Un sexto de la luz libre del elemento, $350/6 = 58,33$ centímetros
- 45 centímetros

Por seguridad se toma una longitud de confinamiento, l_o , de 60 centímetros.

Para el refuerzo transversal en el resto de la columna, el código establece que debe un espaciamiento (s) que no exceda el menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales o 15 centímetros. La columna diseñada se puede ver en los planos del apéndice.

$$6 * 2,54 \text{ cm} = 15,24 \text{ cm}$$

usar 15 cm

2.3.12.4. Diseño de cimientos

La subestructura o cimentación es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o rocas subyacentes. Para elegir el tipo de cimentación a utilizar se deben considerar principalmente, el tipo de estructura, la naturaleza de las cargas que se aplicarán, las condiciones del suelo y el costo de la misma.

- Datos para el diseño de la zapata: la estructura a diseñar es una zapata concéntrica aislada y los datos a utilizar son los siguientes:

M_{ux}	= 9,25 ton-m	M_{uy}	= 6,41 ton-m
P_u	= 38,93 ton	V_s	= 30,00 ton/m ²
γ_s	= 1,47 ton/m ³	γ_c	= 2,4 ton/m ³
rec	= 0,075 m	t	= 0,40 m
D_f	= 1,40 m	F_{cu}	= 1,54
f'_c	= 210 kg/cm ²	f_y	= 2 810 ton/m ²

- Diseño del área de la zapata: para el cálculo del área de la zapata, se utilizan las cargas y momentos de servicio, por lo tanto se dividen las cargas y momentos últimos dentro del factor de carga última F_{cu} .

Carga de trabajo o servicio:

$$P' = \frac{38,95}{1,54} = 25,28 \text{ ton}$$

Momentos de trabajo o servicio:

$$M_{tx} = \frac{9,25}{1,54} = 6,01 \text{ ton-m}$$

$$M_{ty} = \frac{6,41}{1,54} = 4,16 \text{ ton-m}$$

Para la estimación del área de la zapata, se procede de la siguiente manera:

$$A_z = \frac{1,5 * 25,28}{30} = 1,26 \text{ m}^2$$

Se propone una zapata cuadrada de 1,80 x 1,80 metros ($A_z = 3,24$ metros cuadrados).

- Chequeo de presión sobre el suelo: ahora se procede a chequear la presión que ejerce la zapata sobre el suelo empezando por calcular el peso que esta recibe.

$$P_{col} = 0,30 * 0,30 * 7,00 * 2,4 = 0,97 \text{ ton}$$

$$P_{su} = 2,25 * 1,47 * (1,45 - 0,40) = 5,00 \text{ ton}$$

$$P_{cim} = 2,25 * 0,40 * 2,40 = 3,11 \text{ ton}$$

$$P = 25,28 + 0,97 + 5,00 + 3,11 = 34,36 \text{ ton}$$

$$q = \frac{34,36}{3,24} \pm \frac{6,01}{(1/6)(1,80)^3} \pm \frac{4,16}{(1/6)(1,80)^3}$$

$$q_{m\acute{a}x} = 21,07 \text{ ton/m}^2 < V_s, \text{ cumple}$$

$$q_{m\acute{i}n} = 0,15 \text{ ton/m}^2 > 0,00, \text{ cumple (solo existe compresi3n)}$$

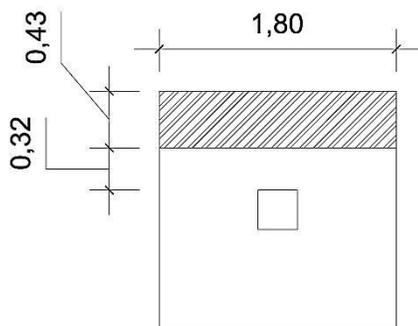
En conclusi3n, las dimensiones asumidas para el c\`alculo del \`area de la zapata son correctas. Ahora seg\`un los resultados de los c\`alculos anteriores la

presión está distribuida en forma variable, pero para efectos de diseño se toma una presión última, en este caso siguiendo un criterio muy conservador, la presión de diseño último será:

$$q_{dis} = q_{m\acute{a}x} * F_{cu} = 1,54 * 21,07 = 32,44 \text{ ton/m}^2$$

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

Figura 62. **Distancia donde ocurre el corte simple, zapata 1**



$$d = 40 - 7,5 - (1,27/2) = 31,87 \text{ cm}$$

Cálculo del corte actuante (V_a):

$$V_a = 0,43 * 1,80 * 32,44 = 25,19 \text{ ton}$$

Fuente: elaboración propia.

Cálculo del corte simple:

$$V_R = 0,53 \sqrt{210} (180)(31,87) = 44\ 053,55 \text{ kg} \approx 44,05 \text{ ton}$$

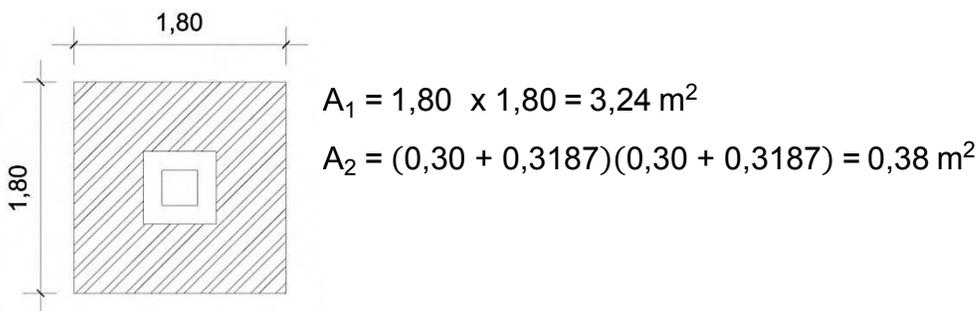
Se puede observar que V_R (44,05 toneladas) $>$ V_{act} (25,33 toneladas), entonces el espesor asumido ($t = 40$ centímetros) cumple y resiste a cortante simple.

- Chequeo por corte punzonante: el corte por punzonamiento es producto del efecto que provoca la columna al intentar traspasar la zapata. El perímetro de la sección crítica de corte siempre se presenta a una distancia $d/2$ a partir del rostro de la columna.

Cálculo del corte actuante:

$$V_{act} = (3,24 - 0,38)(32,44) = 92,77 \text{ ton}$$

Figura 63. Área de punzonamiento, zapata tipo 1



Fuente: elaboración propia.

Cálculo del corte resistente:

$$V_R = (0,85) \sqrt{210} (4 * 61,87)(31,87) = 97 151,77 \text{ kg}$$

$$V_R = 97,15 \text{ ton}$$

Como V_R (97,15 toneladas) > $V_{actuante}$ (92,77 toneladas), el espesor, t , chequea por punzonamiento.

- Diseño del refuerzo por flexión: el refuerzo se calcula para cubrir el momento flector, M_u , en la zapata como producto del empuje hacia arriba del suelo. El momento se calcula como para una losa en voladizo.

$$M_u = (32,44) \frac{(0,75)^2}{2} = 9,12 \text{ ton-m}$$

Para el sentido X – X:

$$A_s = \left[100 * 31,87 - \sqrt{(100 * 31,87)^2 - \frac{9\,204 * 100}{0,003825 * 210}} \right] \left(\frac{0,85 * 210}{2\,810} \right)$$

$$A_s = 11,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14,1 * 100 * 31,87}{2\,810} = 16,00 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{2,85}{16,00} = 0,17 \text{ m}$$

Colocar varillas No.6 @ 0,15 m

Para el sentido Y – Y:

$$d_{y-y} = 31,87 - \frac{1,27}{2} - \frac{1,27}{2} = 30,60 \text{ cm}$$

$$A_s = \left[100 * 30,60 - \sqrt{(100 * 30,60)^2 - \frac{9\,204 * 100}{0,003825 * 210}} \right] \left(\frac{0,85 * 210}{2\,810} \right)$$

$$A_s = 12,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14,1 * 100 * 30,60}{2\,810} = 15,35 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{2,85}{15,35} = 0,18 \text{ m}$$

Colocar varillas No.6 @ 0,15 m

2.3.13. Planos

Después de realizar los procedimientos descritos en las secciones anteriores, es necesario plasmar los resultados en los planos. Estos son las representaciones gráficas que detallan y especifican todas las partes y los trabajos a realizar en el proyecto, estos tienen como objetivo presupuestar, controlar y construir los diferentes trabajos del mismo. Los planos se presentan en el apéndice.

2.3.14. Presupuesto

El presupuesto de la edificación está elaborado con base en precios unitarios tomando como referencia los precios de materiales que se encuentran en el municipio de Sacapulas, e integrando los costos unitarios de cada uno de estos, estimando el precio de la mano de obra, prestaciones y costos indirectos entre otros.

Tabla XXVII. Presupuesto del proyecto

PROYECTO: Edificación escolar de dos niveles
LUGAR: Aldea Rancho de Teja
MUNICIPIO: Sacapulas, Quiché.

RENGLONES INTEGRADOS						
No.	Reglón	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total	
1,00	TRABAJOS PRELIMINARES					
1,01	Limpieza y chapeo	m ²	346,50	Q 4,42	Q	1 532,92
1,02	Nivelación y trazo	ml	135,50	Q 13,28	Q	1 799,87
2,00	CIMENTACIÓN					
2,01	Excavación (cimiento +zapata)	m ³	129,72	Q 265,73	Q	34 470,65
2,02	Relleno	m ³	79,63	Q 97,44	Q	7 759,15
2,03	Zapata Z-1	unidad	27,00	Q 3 674,87	Q	99 221,37
2,04	Zapata Z-2	unidad	2,00	Q 2 180,28	Q	4 360,56

Continuación de la tabla XXVII.

2,05	Cimiento corrido CC1 (0.40 x 0.20)	ml	114,73	Q	290,24	Q	33 298,87
2,06	Muro de cimentación	m²	45,24	Q	194,23	Q	8 786,98
2,07	Solera de humedad	ml	194,00	Q	222,98	Q	43 258,28
3,00	MUROS, SOLERAS Y COLUMNAS						
3,01	Levantado de block 14 x 19 x 39 sisado 2 caras	m²	415,68	Q	194,23	Q	80 737,69
3,02	Levantado de block 09 x 19 x 39 sisado 2 caras	m²	26,40	Q	176,14	Q	4 650,16
3,03	Solera intermedia (0.15 x 0.20m)	ml	202,10	Q	230,97	Q	46 678,31
3,04	Solera remate (0.15 x 0.28m)	ml	198,10	Q	250,35	Q	49 595,05
3,05	Solera intermedia (0.15 x 0.10m)	ml	27,00	Q	150,07	Q	4 051,86
3,06	Columna C-A	unidad	27,00	Q	3 949,32	Q	106 631,68
3,07	Columna C-B	unidad	9,00	Q	2 891,53	Q	26 023,74
3,08	Columna C-C	unidad	18,00	Q	2 228,24	Q	40 108,32
3,09	Columna C-D	unidad	2,00	Q	1 374,73	Q	2 749,47
3,10	Columna C-E	unidad	5,00	Q	385,95	Q	1 929,76
3,11	Columna C-F	unidad	38,00	Q	472,77	Q	17 965,43
3,12	Columna C-F ⁹	unidad	22,00	Q	355,68	Q	7 824,92
3,13	Columna C-G	unidad	78,00	Q	503,59	Q	39 279,68
4,00	VIGAS						
4,01	Viga V-1	unidad	7,00	Q	7 100,74	Q	49 705,21
4,02	Viga V-2	unidad	2,00	Q	6 727,52	Q	13 455,03
4,03	Viga V-3	unidad	48,00	Q	3 468,46	Q	166 486,12
4,04	Viga V-4	unidad	7,00	Q	6 661,66	Q	46 631,61
4,05	Viga V-5	unidad	2,00	Q	6 419,49	Q	12 838,99
5,00	LOSA Y TECHO						
5,01	Losa de entpiso	m²	263,50	Q	607,06	Q	159 960,94
5,02	Losa de techo	m²	263,50	Q	684,56	Q	180 380,30
6,00	PISOS						
6,01	Piso de granito	m²	527,00	Q	154,55	Q	81 447,22
6,02	Banqueta de concreto	m²	38,40	Q	201,10	Q	7 722,09
7,00	PUERTAS Y VENTANAS						
7,01	Puerta de metal P-1 (1.10 x 2.10m)	unidad	6,00	Q	2 216,59	Q	13 299,55
7,02	Puerta de metal P-2 (1.00 x 2.10m)	unidad	6,00	Q	2 083,54	Q	12 501,22
7,03	Puerta de metal P-3 (0.80 x 1.70m)	unidad	5,00	Q	1 307,88	Q	6 539,40
7,04	Ventana V-1 (1.10 x 3.45m)	unidad	17,00	Q	2 238,51	Q	38 054,68
7,05	Ventana V-2 (1.10 x 2.33m)	unidad	5,00	Q	2 027,96	Q	10 139,81
7,06	Ventana V-3 (1.10 x 2.43m)	unidad	2,00	Q	1 894,91	Q	3 789,81
7,07	Ventana V-4 (1.10 x 2.95m)	unidad	3,00	Q	1 972,40	Q	5 917,20
7,08	Ventana V-5 (1.10 x 1.83m)	unidad	1,00	Q	1 684,37	Q	1 684,37
7,09	Ventana V-6 (0.70 x 1.40m)	unidad	4,00	Q	1 329,80	Q	5 319,19

Continuación de la tabla XXVII.

8,00	INSTALACIONES HIDRÁULICAS, SANITARIO, PLUVIAL				
8,01	Artefactos sanitarios	global	1,00	Q 8 825,54	Q 8 825,54
8,02	Red de instalación hidráulica	unidad	1,00	Q 2 674,38	Q 2 674,38
8,03	Drenaje sanitario	unidad	1,00	Q 6 480,85	Q 6 480,85
8,04	Drenaje pluvial	unidad	1,00	Q 3 680,14	Q 3 680,14
9,00	INSTALACIÓN ELÉCTRICA				
9,01	Acometida general	unidad	1,00	Q 7 136,64	Q 7 136,64
9,02	Tablero de distribución principal	unidad	1,00	Q 1 020,44	Q 1 020,44
9,03	Circuito de iluminación	Global	1,00	Q 29 635,98	Q 29 635,98
9,04	Circuitos de fuerza	Global	1,00	Q 6 409,51	Q 6 409,51
10,00	ACABADOS				
10,01	Cernido de losa	m ²	527,00	Q 123,07	Q 64 855,57
10,02	Alisado de columnas y vigas	m ²	308,00	Q 170,42	Q 52 489,11
11,00	OTROS				
11,01	Gradas	unidad	2,00	Q 15 475,43	Q 30 950,86
11,02	Juntas estructurales	global	1,00	Q 3 545,64	Q 3 545,64

TOTAL	Q	1 696 292,11
--------------	----------	---------------------

Fuente: elaboración propia.

2.3.15. Cronograma de ejecución e inversión

Una vez definidos los costos de ejecución se procede a movilizar los recursos físicos, humanos y financieros para la ejecución del proyecto, elaborando un cronograma de ejecución el cual establece metas de tiempo, calidad y costos a cumplir. A continuación se presenta dicho cronograma:

Tabla XXVIII. Cronograma de ejecución e inversión

CRONOGRAMA DE EJECUCION E INVERSION																
No.	Región	Unidad	Cantidad	Mes										INVERSION		
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
1.00	TRABAJOS PRELIMINARES															
101	Limpieza y chapeo	m ²	346,50													Q 1532,92
102	Nivelación y trazo	ml	135,50													Q 1799,87
2.00	CIMENTACIÓN															
2.01	Excavación (cemento +za)	m ²	29,72													Q 34 470,65
2.02	Relleno	m ³	79,63													Q 7 759,76
2.03	Zapata Z-1	Unidad	27,00													Q 99 221,37
2.04	Zapata Z-2	Unidad	2,00													Q 4 360,56
2.05	Cemento corrido CC1(0.4	ml	114,73													Q 33 298,87
2.06	Muro de cimentación	m ²	45,24													Q 8 786,98
2.07	Solera de humedad	ml	194,00													Q 43 258,28
3.00	MUROS, SOLERAS Y COLUMNA															
3.01	Levantado de block 14 x 14	m ²	416,68													Q 80 737,69
3.02	Levantado de block 09 x 14	m ²	26,40													Q 4 650,16
3.03	Solera intermedia (0.15 x 0.15)	ml	202,10													Q 46 678,31
3.04	Solera remate (0.15 x 0.28)	ml	198,10													Q 49 595,05
3.05	Solera intermedia (0.15 x 0.15)	ml	27,00													Q 4 051,86
3.06	Columna C-A	Unidad	27,00													Q 106 631,68
3.07	Columna C-B	Unidad	9,00													Q 26 023,74
3.08	Columna C-C	Unidad	18,00													Q 40 108,32
3.09	Columna C-D	Unidad	2,00													Q 2 749,47
3.10	Columna C-E	Unidad	5,00													Q 1 929,78
3.11	Columna C-F	Unidad	38,00													Q 17 965,43
3.12	Columna C-F ^o	Unidad	22,00													Q 7 824,92
3.13	Columna C-G	Unidad	78,00													Q 39 279,68
4.00	VIGAS															
4.01	Viga V-1	Unidad	7,00													Q 49 705,21
4.02	Viga V-2	Unidad	2,00													Q 13 455,03
4.03	Viga V-3	Unidad	48,00													Q 16 486,12
4.04	Viga V-4	Unidad	7,00													Q 46 631,61
4.05	Viga V-5	Unidad	2,00													Q 12 838,99
5.00	LOSA Y TECHO															
5.01	Losa de entrepiso	m ²	263,50													Q 159 960,94
5.02	Losa de techo	m ²	263,50													Q 180 380,30
6.00	PISOS															
6.01	Piso de granito	m ²	527,00													Q 81447,22
6.02	Banqueta de concreto	m ²	38,40													Q 7 722,09
7.00	PUERTAS Y VENTANAS															
7.01	Puerta de metal P-1(1.10 x 1.80)	Unidad	6,00													Q 13 299,55
7.02	Puerta de metal P-2 (1.00 x 1.80)	Unidad	6,00													Q 12 501,22
7.03	Puerta de metal P-3 (0.80 x 1.80)	Unidad	5,00													Q 6 539,40
7.04	Ventana V-1(1.10 x 3.45m)	Unidad	17,00													Q 38 054,68
7.05	Ventana V-2 (1.10 x 2.33m)	Unidad	5,00													Q 11 139,81
7.06	Ventana V-3 (1.10 x 2.43m)	Unidad	2,00													Q 3 789,81
7.07	Ventana V-4 (1.10 x 2.95m)	Unidad	3,00													Q 5 917,20
7.08	Ventana V-5 (1.10 x 1.83m)	Unidad	100													Q 1 684,37
7.09	Ventana V-6 (0.70 x 1.40m)	Unidad	4,00													Q 5 319,19
8.00	INSTALACIONES HIDRÁULICAS															
8.01	Artefactos sanitarios	Global	100													Q 8 825,54
8.02	Red de instalación hidráulica	Unidad	100													Q 2 674,38
8.03	Drenaje sanitario	Unidad	100													Q 6 480,85
8.04	Drenaje pluvial	Unidad	100													Q 3 680,14
9.00	INSTALACIÓN ELÉCTRICA															
9.01	Acometida general	Unidad	100													Q 7 136,64
9.02	Tablero de distribución principal	Unidad	100													Q 1 020,44
9.03	Circuito de iluminación	Global	100													Q 29 635,98
9.04	Circuitos de fuerza	Global	100													Q 6 409,51
10.00	ACABADOS															
10.01	Cerámico de losa	m ²	527,00													Q 64 855,57
10.02	Alisado de columnas y vigas	m ²	308,00													Q 52 489,11
11.00	OTROS															
11.01	Gradas	Unidad	2,00													Q 30 950,86
11.02	Juntas estructurales	Global	100													Q 3 545,64
COSTO TOTAL DE LA OBRA															Q 1 696 292,11	

Fuente: elaboración propia.

2.3.16. Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)

La evaluación del riesgo de impacto ambiental que podría causar la ejecución del proyecto, se realizó mediante una boleta de riesgo, utilizada en la municipalidad para la gestión de evaluación en el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales, (ver tabla XIX).

CONCLUSIONES

1. De acuerdo al diagnóstico efectuado en las 2 comunidades, los resultados se enfocan a las necesidades de servicios básicos e infraestructura, razón por la cual se pretende con el apoyo de la municipalidad, la construcción de la edificación escolar en las dos comunidades y un sistema de abastecimiento de agua potable.
2. Tomando en cuenta que la educación es parte fundamental para el desarrollo de un pueblo, la construcción de la edificación escolar tanto para la aldea Rancho de Teja, Sacapulas, así como para la aldea Los Cimientos, San Bartolomé Jocotenango, beneficiará directamente a la población estudiantil de las comunidades y sectores aledaños.
3. El proyecto sistema de abastecimiento de agua potable evitará la proliferación de enfermedades gastrointestinales causadas por el uso de aguas contaminadas, ya que actualmente parte de la comunidad se abastece de riachuelos y pozos artesanales, con lo que se espera mejorar el nivel y calidad de vida de los habitantes de la comunidad beneficiada.
4. En la construcción de todo proyecto, se busca causar el menor impacto negativo posible al ambiente. Un proyecto de infraestructura para el sector agua, no representa impactos ambientales adversos de gran magnitud; sin embargo, se hizo necesario la elaboración sistemática y estructurada de una serie de medidas destinadas a mitigar, restaurar

y/o compensar los impactos negativos que se pudieran producir por la implementación del proyecto.

5. Los métodos numéricos utilizados para el diseño estructural, al ser confrontados entre sí, mostraron una similitud aceptable, con una diferencia promedio entre nodos del 3 por ciento y menor al 1 por ciento en ciertos nodos; aun así, es responsabilidad del diseñador saber elegir que valores utilizará al momento del diseño, en base al comportamiento esperado de una edificación.

RECOMENDACIONES

1. A las municipalidades de realizar las gestiones necesarias para obtener el financiamiento y poder llevar a cabo la ejecución de los proyectos ya que son de gran importancia para la salud, educación y bienestar de los habitantes de estas comunidades.
2. La inmediata legalización del área donde se ubican los nacimientos y tanque de distribución, para evitar problemas futuros.
3. Involucrar a los beneficiarios dentro del proceso constructivo para los proyectos, así podrán valorar y conservar los mismos.
4. Proveer el mantenimiento preventivo al sistema de agua potable, sobre todo el lugar donde se localiza la fuente y captación, reforestado las áreas de los nacimientos, evitando así el colapso del sistema.
5. Garantizar la supervisión técnica en la ejecución de los proyectos a través de la oficina municipal de planificación OMP, para que se cumplan con las especificaciones técnicas contenidas en los planos, y obtener así mayor eficiencia y calidad en los proyectos.
6. Asegurar la implementación de operación y mantenimiento preventivo y correctivo detallado en los proyectos, esto con el objeto de cumplir el buen funcionamiento durante el período de diseño respectivo.

BIBLIOGRAFÍA

1. AGUILAR RUIZ, Pedro. *Apuntes sobre el curso de ingeniería sanitaria*
1. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007. 170 p.
2. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 5a ed. México: Limusa Noriega, 2004. 650 p.
3. ESTRADA HURTARTE, Gustavo Adolfo. *Manual de cuantificaciones de materiales de urbanizaciones y edificaciones*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1990. 173 p.
4. HERNÁNDEZ VÉLEZ, Amilcar Rafael. *Diseño y planificación del sistema de abastecimiento de agua potable para el municipio de San José, Petén*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004. 166 p.
5. Instituto Americano del Concreto. *Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario: ACI 318S-05*. Farmington Hills, Estados Unidos: ACI, 2005. 597 p.
6. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 9a ed. Colombia: McGraw-Hill, 1999. 795 p.

7. STREETER, Victor L. *Mecánica de fluidos*. 9a ed. Santa Fe, Colombia: McGraw-Hill, 2004. 741 p.

8. Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales. *Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales*. Guatemala: UNEPAR, 1997. 67 p.

APÉNDICE

Diseño de conducción

Linea de Conducción de Nacimientos a Caja Reunidora de Caudales

EST	PO	COTA		LONGITUD (m)	CAUDAL (l/s)	C	Ø TEÓRICO (pulg)	Ø INTERNO COMERCIAL (pulg)	Ø COMERCIAL (pulg)	H ₁ DISPONIBLE (m)	H ₁ REAL (m)	VELOCIDAD (m/s)	COTA PIEZOMÉTRICA		PRESIÓN ESTÁTICA	PRESIÓN DINÁMICA	TUBOS	TIPO DE TUBERÍA	OBSERVACIONES
		INICIAL	FINAL										INICIAL	FINAL					
0	10	1000,00	948,17	131,32	0,42	150	0,61	1	1	51,63	4,74	0,93	1000,00	995,26	51,63	47,09	23	PVC-160 PSI	Nacimiento 1 a CR1
10	18	948,17	897,78	129,15	0,42	150	0,61	1	1	50,39	4,66	0,93	948,17	943,51	50,39	45,73	22	PVC-160 PSI	CR1 A Nacimiento 2
18	22	897,78	859,24	94,28	0,78	150	0,77	1	1	38,54	10,68	1,55	897,78	887,10	38,54	27,86	17	PVC-160 PSI	Nacimiento 2 a CR2
22	26	859,24	808,73	121,22	0,78	150	0,77	1	1	50,51	13,73	1,55	859,24	845,51	50,51	36,78	21	PVC-160 PSI	CR2 a CR3
26	30	808,73	763,25	130,73	0,78	150	0,79	1	1	45,48	14,81	1,55	808,73	793,92	45,48	30,67	23	PVC-160 PSI	CR3 a Caja Reunidora de caudales
31	35	763,25	709,54	154,28	0,44	150	0,78	1	1	20,44	6,07	0,87	763,25	753,91	20,44	14,37	27	PVC-160 PSI	Nacimiento 3 a Nacimiento 4
35	30	763,25	709,54	150	0,85	150	0,96	1	1	6,29	5,10	1,67	709,54	764,44	6,29	1,19	7	PVC-160 PSI	Nacimiento 4 a Caja Reunidora

Linea de Conducción de Caja Reunidora de Caudales a Tanque de almacenamiento

EST	PO	COTA		LONGITUD (m)	CAUDAL (l/s)	C	Ø TEÓRICO (pulg)	Ø INTERNO COMERCIAL (pulg)	Ø COMERCIAL (pulg)	H ₁ DISPONIBLE (m)	H ₁ REAL (m)	VELOCIDAD (m/s)	COTA PIEZOMÉTRICA		PRESIÓN ESTÁTICA	PRESIÓN DINÁMICA	TUBOS	TIPO DE TUBERÍA	OBSERVACIONES
		INICIAL	FINAL										INICIAL	FINAL					
30	113	763,25	716,43	157,37	1,63	150	1,74	2	2	46,82	15,03	0,67	763,25	748,22	46,82	31,79	268	PVC-160 PSI	Caja Reunidora a CR1
113	218	716,43	674,54	190,774	1,63	150	1,85	2	2	41,89	18,25	0,67	716,43	698,18	41,89	23,64	325	PVC-160 PSI	CR1 A CR2
218	253	674,54	638,55	405,56	1,63	150	1,39	1,75	1,12	35,99	11,51	1,05	674,54	663,03	35,99	24,48	69	PVC-160 PSI	CR2 A CR3
253	288	638,55	581,58	636,57	1,63	150	1,39	1,75	1,12	56,96	18,07	1,05	638,55	620,48	56,96	38,93	109	PVC-160 PSI	CR3 A CR4
288	338	581,58	529,15	748,94	1,63	150	1,46	1,75	1,12	52,44	21,26	1,05	581,58	560,33	52,44	31,18	128	PVC-160 PSI	CR4 A CR5
338	360	529,15	500,50	511,04	1,63	150	1,53	1,75	1,12	28,65	14,51	1,05	529,15	514,64	28,65	14,14	87	PVC-160 PSI	CR5 A CR6
360	418	500,50	462,31	1244,67	1,63	150	1,73	2,19	2	38,19	11,91	0,67	500,50	488,59	38,19	26,28	212	PVC-160 PSI	CR6
418	463	462,31	449,55	1351,24	1,63	150	2,20	2,19	2	12,76	12,83	0,67	449,55	475,67	50,95	26,12	230	PVC-160 PSI	
463	503	449,55	463,98	1391,06	1,63	150	2,16	2,19	2	14,43	5,10	0,67	449,55	470,57	36,52	6,59	237	PVC-160 PSI	
503	516	463,98	420,69	302,70	1,63	150	1,26	2,19	2	43,29	2,91	0,67	420,69	467,65	79,81	46,96	52	PVC-160 PSI	A CAMBIO DE TUBERÍA
516	534	420,69	257,35	627,93	1,63	100	1,30	2,37	2	163,34	8,71	0,57	467,65	458,94	243,15	201,59	107	HG ESTANDAR	TUBERÍA HG
534	580	257,35	442,06	823,31	1,63	100	1,34	2,37	2	-184,71	11,43	0,57	458,94	447,51	58,44	5,45	140	HG ESTANDAR	TUBERÍA HGA TANQUE

Diseño de distribución

PO	COTA		LONGITUD (m)	VIVIENDAS ACTUALES	POBLACION ACTUAL	POBLACION FUTURA	VIVIENDAS FUTURAS	Qm ³ (l/s)	Q ₁ (l/s)	Q ₂ (l/s)	C	Ø TEORICO (pulg)	Ø INTERNO COMERCIAL (pulg)	Ø COMERCIAL (pulg)	H _f DISPONIBLE (m)	H _f REAL (m)	VELOCIDAD (m/s)	COTA PIEZOMETRICA		PRESION ESTATICA	PRESION DINAMICA	TUBOS	TIPO DE TUBERIA	OBSERVACIONES	
	INICIAL	FINAL																INICIAL	FINAL						
1	442.06	440.62	47.46	11	66	111	16	2.87	0.58	0.19	2.87	150	2.193	2	1.44	1.29	1.18	442.06	440.77	1.44	0.15	9	PVC 160 PSI		
2	440.62	432.02	70.62	10	60	101	14	2.87	0.55	0.17	2.87	150	2.193	2	8.60	1.82	1.18	440.77	438.85	10.04	6.83	13	PVC 160 PSI		
3	432.02	420.85	71.37	10	60	101	14	2.87	0.55	0.17	2.87	150	2.193	2	11.17	1.94	1.18	438.85	436.91	21.21	16.06	13	PVC 160 PSI		
4	420.85	410.40	76.13	8	48	81	12	2.87	0.49	0.14	2.87	150	2.193	2	10.45	2.07	1.18	436.91	434.83	31.66	24.43	13	PVC 160 PSI		
5	410.40	385.44	167.18	16	96	161	23	2.87	0.70	0.28	2.87	150	2.193	2	24.96	4.55	1.18	410.40	405.85	24.96	20.41	29	PVC 160 PSI		
7	385.44	363.71	223.58	35	210	353	50	2.87	1.05	0.61	2.87	150	2.193	2	21.73	6.08	1.18	405.85	399.77	46.69	36.06	39	PVC 160 PSI		
9	363.71	356.35	239.47	20	120	202	29	2.87	0.79	0.35	2.87	150	2.193	2	7.36	6.52	1.18	399.77	393.25	54.05	36.90	41	PVC 160 PSI		
13	356.35	354.81	419.92	16	96	161	23	2.87	0.70	0.28	2.87	150	2.193	2	1.54	11.43	1.18	393.25	381.83	55.59	27.02	72	PVC 160 PSI		
15	354.81	355.85	202.04	6	36	60	9	2.87	0.41	0.10	2.87	150	2.193	2	1.04	5.50	1.18	381.83	376.33	54.55	20.48	35	PVC 160 PSI		
17	355.85	352.07	157.57	29	174	292	42	2.87	0.96	0.51	2.87	150	2.225	2	3.78	4.29	1.18	376.33	372.04	58.33	19.97	27	PVC 160 PSI		
1.8	440.62	393.46	567.43	11	66	111	16	2.87	0.58	0.19	0.58	150	0.95	1.1950	1	47.16	15.33	0.80	440.62	425.29	47.16	31.83	97	PVC 160 PSI	Ramal 1
2.5	432.02	390.97	321.13	10	60	101	14	2.87	0.55	0.17	0.55	150	0.85	1.1950	1	41.05	7.89	0.76	438.85	430.95	49.65	39.98	55	PVC 160 PSI	Ramal 2
3.5	420.85	380.35	241.31	10	60	101	14	2.87	0.55	0.17	0.55	150	0.81	1.1950	1	40.50	5.93	0.76	436.91	430.97	60.27	50.62	42	PVC 160 PSI	Ramal 3
4.8	410.40	361.00	624.43	8	48	81	12	2.87	0.49	0.14	0.49	150	0.90	1.1950	1	49.40	12.27	0.67	410.40	398.13	49.40	37.13	107	PVC 160 PSI	Ramal 4
5.7	385.44	349.48	403.02	16	96	161	23	2.87	0.70	0.28	0.70	150	1.01	1.7540	1	35.96	2.42	0.45	405.85	403.43	60.92	53.95	69	PVC 160 PSI	Ramal 5
7.13	363.71	334.43	810.05	35	210	353	50	2.87	1.05	0.61	1.05	150	1.41	1.7540	1	29.28	10.27	0.68	399.77	389.50	75.97	55.07	138	PVC 160 PSI	Ramal 6
9.10	356.35	315.84	857.58	20	120	202	29	2.87	0.79	0.35	0.79	150	1.20	1.7540	1	40.51	6.39	0.51	393.25	386.86	69.60	71.02	146	PVC 160 PSI	Ramal 7
14	354.81	329.50	507.14	16	96	161	23	2.87	0.70	0.28	0.70	150	1.14	1.7540	1	25.31	3.05	0.45	381.83	378.78	55.94	49.28	87	PVC 160 PSI	Ramal 8
15	355.85	338.97	213.48	6	36	60	9	2.87	0.41	0.10	0.41	150	0.84	1.1954	1	16.88	3.12	0.57	376.33	373.21	71.43	34.24	37	PVC 160 PSI	Ramal 9
18	352.07	308.90	605.34	15	90	151	22	2.87	0.68	0.26	0.68	150	1.04	1.7540	1	43.17	3.42	0.44	372.04	368.62	47.45	59.72	103	PVC 160 PSI	Ramal 10
J	352.07	316.70	659.99	14	84	141	20	2.87	0.66	0.24	0.66	150	1.09	1.7540	1	35.37	3.48	0.42	372.04	368.56	47.01	51.86	113	PVC 160 PSI	Ramal 11

Examen bacteriológico del nacimiento, aldea La Palma



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 19534

EXAMEN BACTERIOLOGICO		INF. No.A-309 535
O.T. No. 27 571		
INTERESADO: <u>HANS EZEQUIAS CALEL JIATZ</u> <small>(Carné No. 200312602)</small>	PROYECTO: <u>EPS "DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA MULUVA DEL MUNICIPIO DE SAN BARTOLOMÉ JOCOTENANGO, QUICHÉ"</u>	
MUESTRA RECOLECTADA POR: <u>Interesado</u>	DEPENDENCIA: <u>FACULTAD DE INGENIERÍA/USAC</u>	
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA: <u>ALDEA LA PALMA</u>	FECHA DE RECOLECCIÓN: <u>2010-11-09; 04 h30 min.</u>	
FUENTE: <u>nacimiento</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO: <u>2010-11-09; 13 h 00 Min</u>	
MUNICIPIO: <u>San Bartolomé Jocotenango</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE: <u>Con refrigeración</u>	
DEPARTAMENTO: <u>Quiché</u>		
SABOR: <u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN: <u>No hay</u>	
ASPECTO: <u>Claro</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	-----	Innecesaria Innecesaria
01,00 cm ³	-----	Innecesaria Innecesaria
00,10 cm ³	-----	Innecesaria Innecesaria
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		<2 <2
<p>TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 21TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.</p> <p>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.</p>		
Guatemala, 2010 -11-19		
Vo.Bo.	 Inga. Telma Maricela Cano Morales DIRECTORA CII/USAC	 Zender Nitch 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: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Análisis físico químico del nacimiento, aldea La Palma



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 19533

O.T. No. 27 571		ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO		INF. No. 24 184	
INTERESADO: HANS EZEQUIAS CALEL JIATZ (Carné No. 200312602)		PROYECTO: EPS "DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA MULUVA DEL MUNICIPIO DE SAN BARTOLOMÉ JOCOTENANGO, QUICHÉ"			
RECOLECTADA POR: <u>Interesado</u>		DEPENDENCIA: <u>FACULTAD DE INGENIERÍA-USAC</u>			
LUGAR DE RECOLECCIÓN: <u>ALDEA LA PALMA</u>		FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: <u>2010-11-09; 04 h 30 min.</u>			
FUENTE: <u>Nacimiento</u>		FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.: <u>2010-11-09; 13 h 00 min.</u>			
MUNICIPIO: <u>San Bartolomé Jocotenango</u>		CONDICIÓN DEL TRANSPORTE: <u>con refrigeración</u>			
DEPARTAMENTO: <u>Quiché</u>					
RESULTADOS					
1. ASPECTO: <u>Claro</u>	4. OLOR: <u>Inodora</u>	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección) <u>21,10° C</u>			
2. COLOR: <u>01,00 Unidades</u>	5. SABOR: <u>-----</u>	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA <u>260,00 µmhos/cm</u>			
3. TURBIEDAD: <u>00,70 UNT</u>	6.potencial de Hidrógeno (pH): <u>07,40 unidades</u>				
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,08	6. CLORUROS (Cl ⁻)	07,50	11. SOLIDOS TOTALES	152,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,005	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,12	12. SOLIDOS VOLÁTILES	02,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	01,54	8. SULFATOS (SO ₄ ⁻²)	02,00	13. SOLIDOS FIJOS	150,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,00	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	01,00
5. MANGANESO (Mn)	00,049	10. DUREZA TOTAL	158,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	138,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L		
00,00	00,00	152,00	152,00		

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química el agua cumple con las 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. 21^{EDICIÓN} 2005, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS).

Guatemala, 2010-11-19

Vo.Bo.

Inga. Telma Marcela Cano Morales,
DIRECTORA USAC



Zeny Yucra Santos
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria



FACULTAD DE INGENIERÍA —USAC— Técnico Laboratorio
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Resultado del ensayo de compresión triaxial, aldea los Cimientos, San Bartolomé Jocotenango



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**

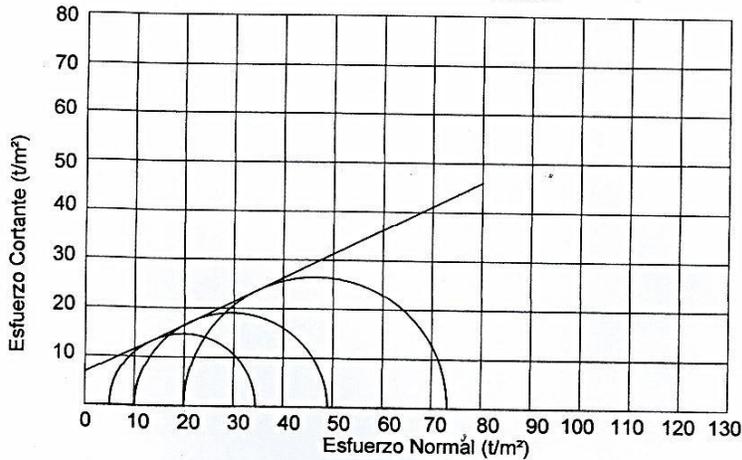


Nº 21264

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 349 S.S. O.T.: 27,528

INTERESADO: HANS EZEQUIAS CALEL JIATZ
 PROYECTO: EPS-Diseño de un nuevo módulo para la Escuela Oficial Rural Mixta.
 UBICACIÓN: Aldea Los Cimientos, San Bartolomé Jocotenango, Departamento de El Quiché.
 Fecha: 10 de noviembre de 2010
 pozo: 1 Profundidad: 1.50 m Muestra: 1



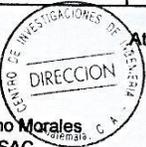
PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 26.22^\circ$ **COHESIÓN: $C_u = 6.7 t/m^2$**

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Limo arenoso color café.
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESIÓN LATERAL (t/m^2)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA $q(t/m^2)$	29.48	39.07	53.22
PRESIÓN INTERSTICIAL $u(t/m^2)$	x	x	x
DEFORMACIÓN EN ROTURA E_r (%)	3.0	5.0	7.5
DENSIDAD SECA (t/m^3)	1.45	1.45	1.45
DENSIDAD HUMEDA (t/m^3)	1.81	1.81	1.81
HUMEDAD (%H)	32.1	32.1	32.1

Atentamente,
 Vo. Bo.
 Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Madrano Mendez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



Resultado del ensayo de compresión triaxial, aldea Rancho de Teja, Sacapulas



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

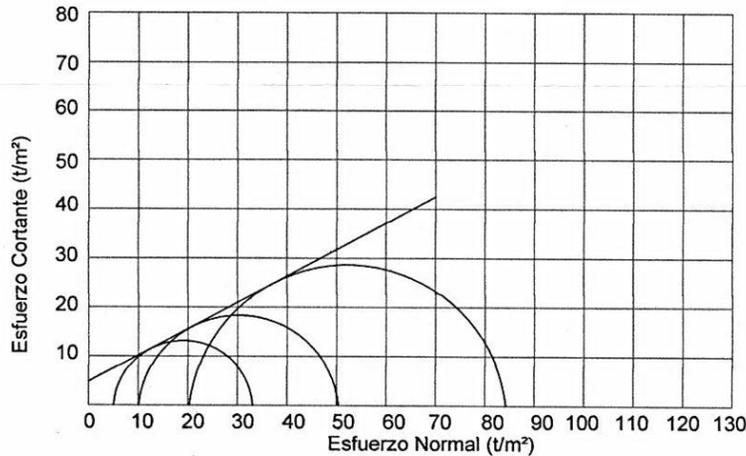


Nº 21267

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 350 S.S. O.T.: 27,529

INTERESADO: Juan Hú Laynez
PROYECTO: EPS-Diseño de un edificio escolar de dos niveles.
UBICACIÓN: Aldea Rancho de Teja, Sacapulas, Departamento de El Quiché.
Fecha: 10 de noviembre de 2010
pozo: 1 Profundidad: 2.50 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 28.28^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 4.9 \text{ t/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
DESCRIPCION DEL SUELO: Arena limosa color beige.
DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (t/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(t/m ²)	28.10	40.53	72.10
PRESION INTERSTICIAL u(t/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2.5	4.0	6.5
DENSIDAD SECA (t/m ³)	1.47	1.47	1.47
DENSIDAD HUMEDA (t/m ³)	1.79	1.79	1.79
HUMEDAD (%H)	17.8	17.8	17.8



Atentamente,

Vo. Bo.

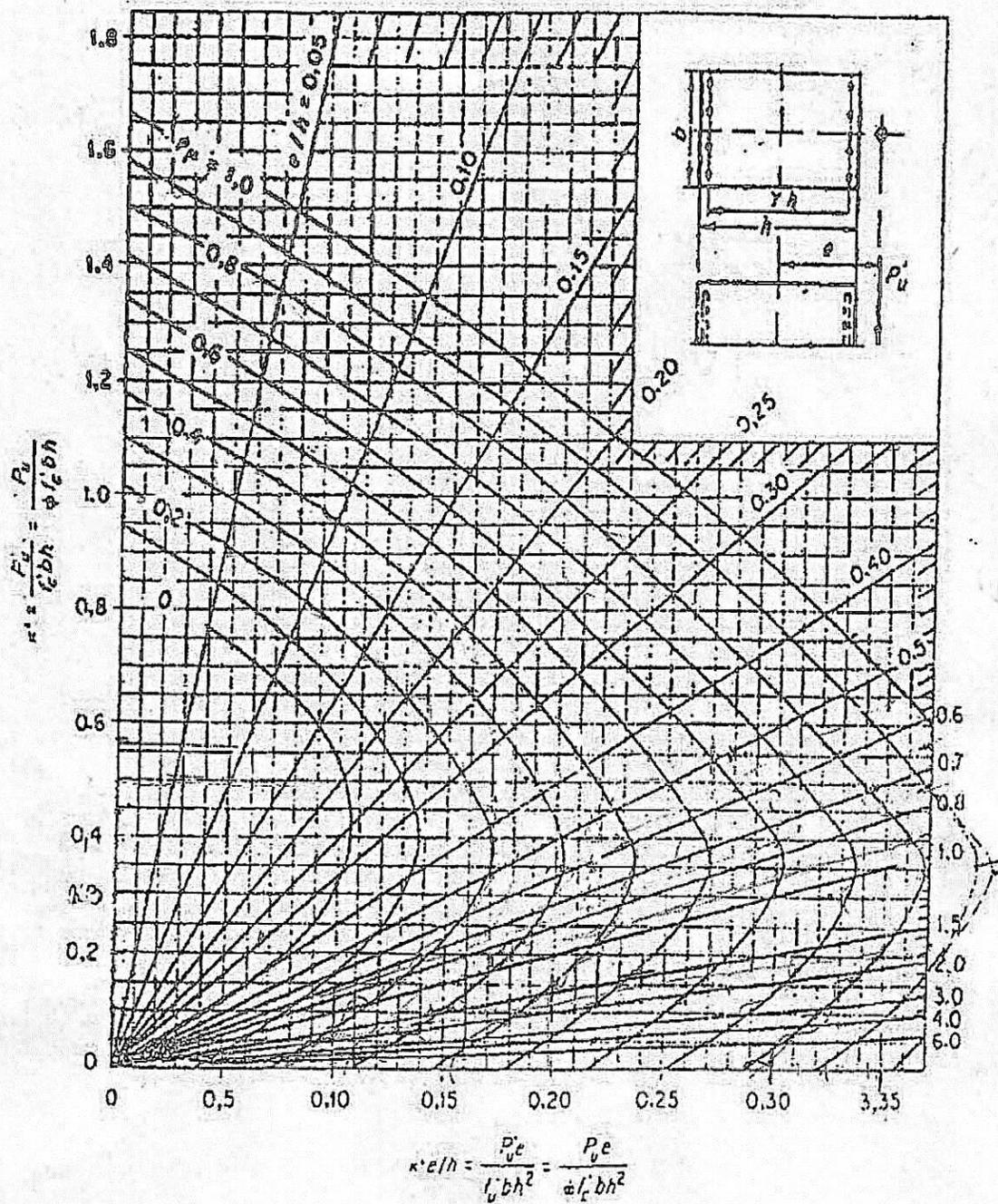
Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



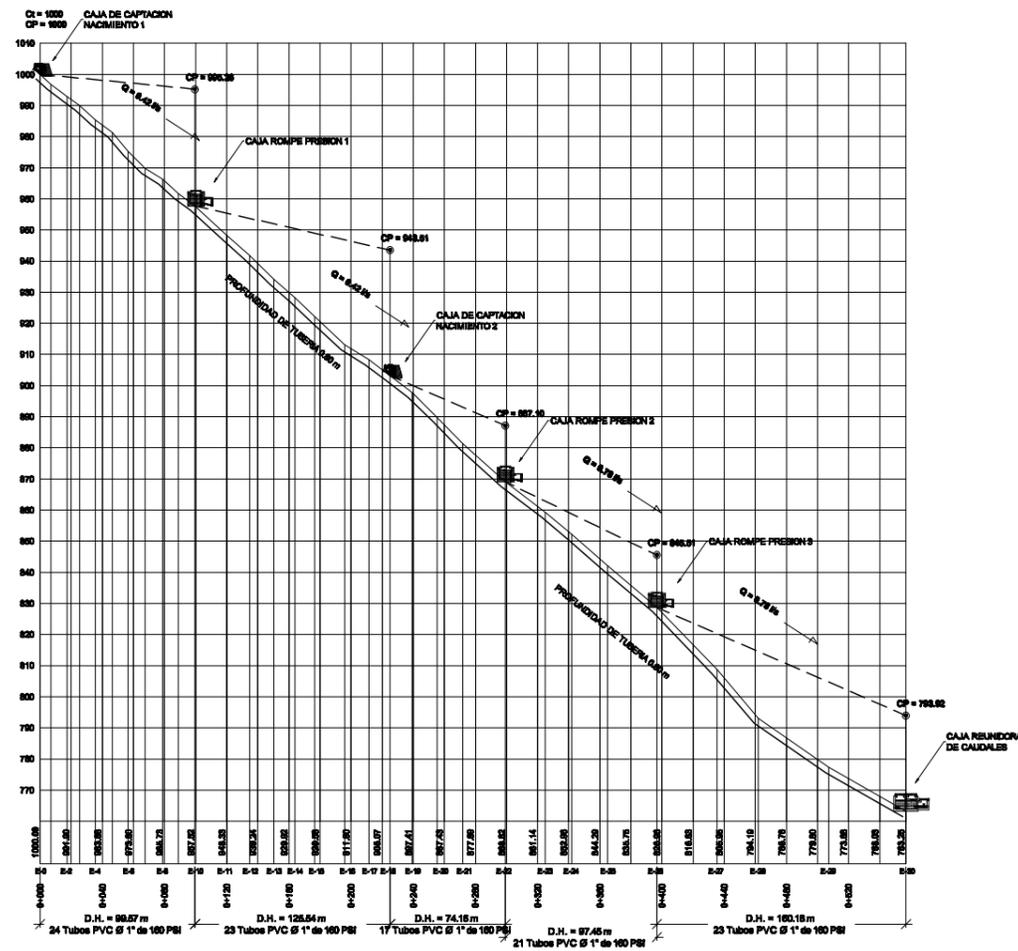
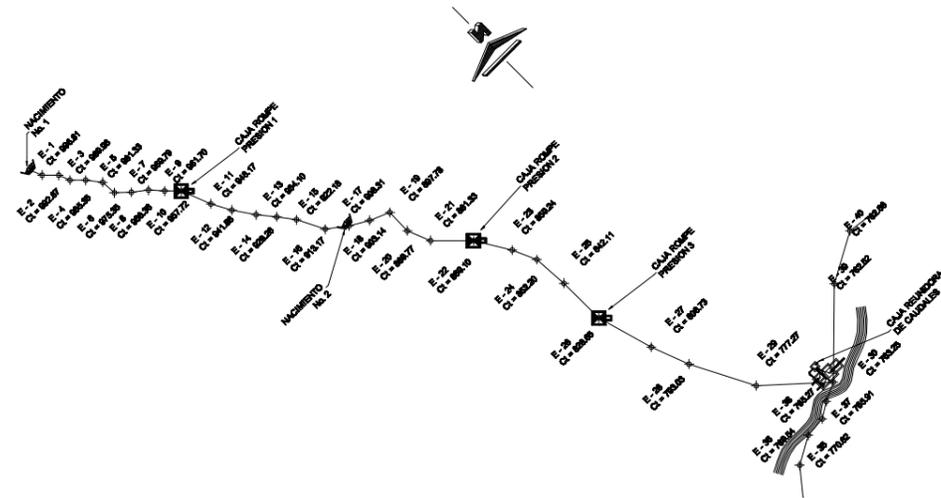
Omar E. Meléndez Méndez
Ing. Omar Enrique Meléndez Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERÍA —USAC—
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Diagrama de interacción para columnas



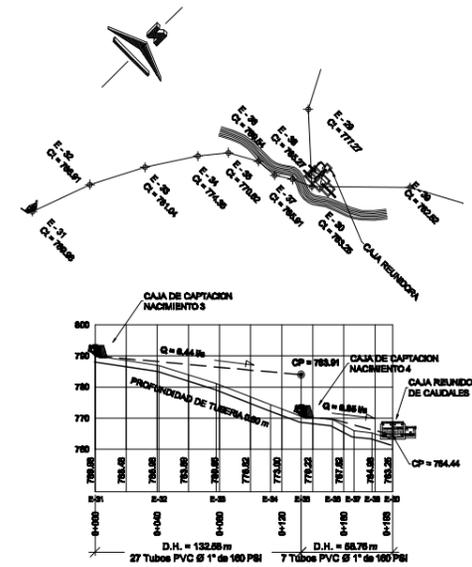
Fuente Gonzales, Robles, Casillas y Diaz de Cossio. Aspectos fundamentales del concreto reforzado. p. 396



PLANTA PERFIL LINEA DE CONDUCCION
 NACIMIENTOS 1, 2, 3 y 4 A CAJA REUNIDORA

NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	CAPTACION TIPICA (planta)
	CAPTACION TIPICA (perfil)
	CAJA REUNIDORA DE CAUDALES (planta)
	CAJA REUNIDORA DE CAUDALES (perfil)
	CAJA ROMPE PRESION (planta)
	CAJA ROMPE PRESION (perfil)
	CALVULA DE LIMPIEZA (perfil)
	VALVULA DE LIMPIEZA (planta)
	VALVULA DE AIRE (planta)

NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	VALVULA DE AIRE (perfil)
	TANQUE DE DISTRIBUCION (planta)
	TANQUE DE DISTRIBUCION (perfil)
	PASO DE ZANJON (planta)
	ESTACION TOPOGRAFICA
	COTA PIEZOMETRICA
	CAUDAL Litros por segundo
	VIVIENDA
	INDICA CAMINO VECINAL



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
 MUNICIPALIDAD DE SAN BARTOLOME JOCOTENANGO
 SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALDEA MULLA

Plano de:
PLANTA - PERFIL LINEA DE CONDUCCION
 Diseñó, calculó y dibujó:
 Hans Ezequiel Camal Jatz
 Juan Oscar Hu Laynez
 No. de comit:
 2008 12602
 2004 31083

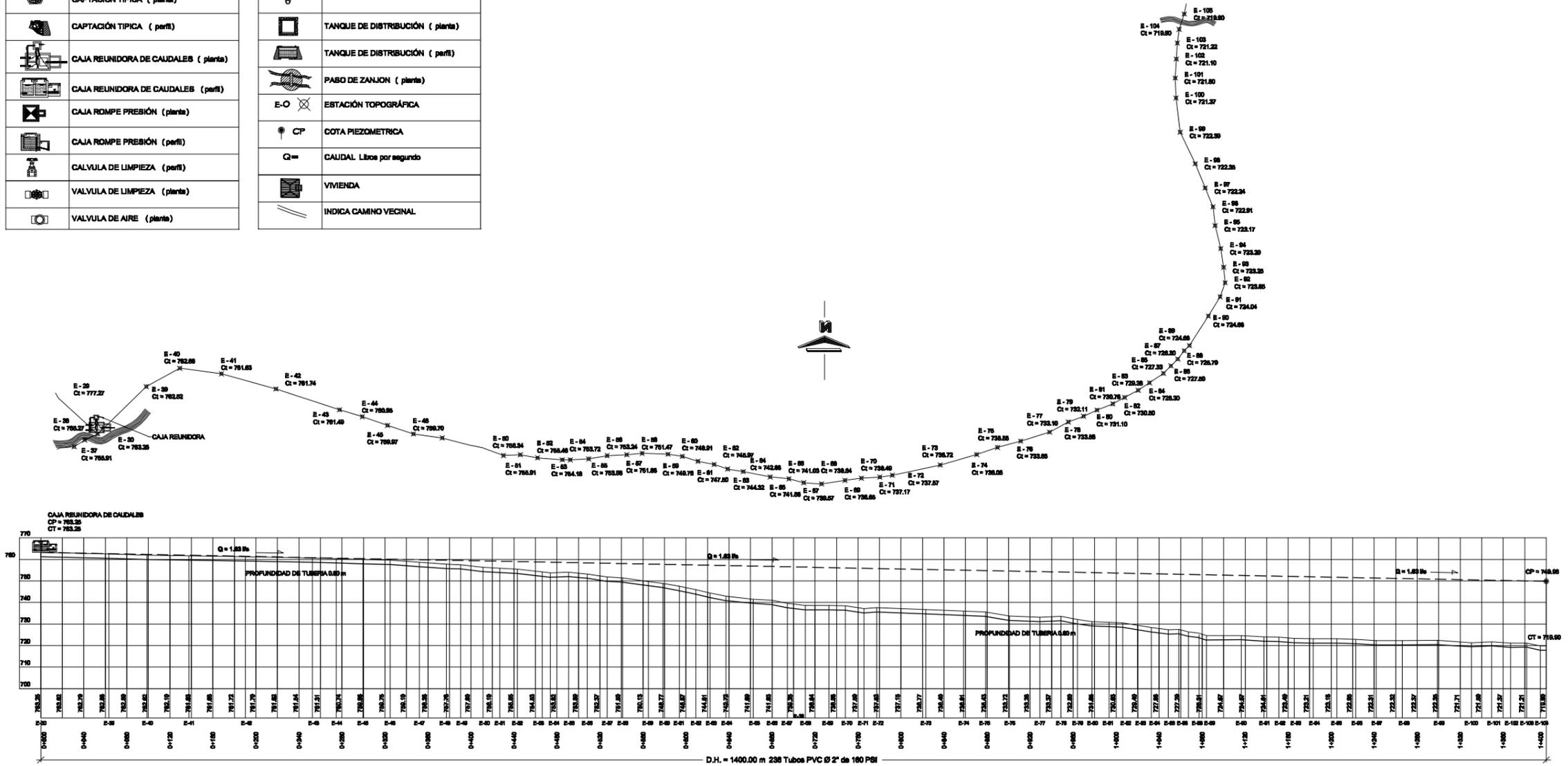
Escala:
 INDICADA
 Fecha:
 OCTUBRE 2012

Vo. Bo.
 Ing. Angel Roberto Sic G.
 Asesor
 Ricardo Benito
 Alcalde

2 / 18

NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	CAPTACIÓN TÍPICA (planta)
	CAPTACIÓN TÍPICA (perfil)
	CAJA REUNIDORA DE CAUDALES (planta)
	CAJA REUNIDORA DE CAUDALES (perfil)
	CAJA ROMPE PRESIÓN (planta)
	CAJA ROMPE PRESIÓN (perfil)
	VALVULA DE LIMPIEZA (perfil)
	VALVULA DE LIMPIEZA (planta)
	VALVULA DE AIRE (planta)

NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	VALVULA DE AIRE (perfil)
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN (planta)
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN (perfil)
	PASO DE ZANJÓN (planta)
	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
	COTA PIEZOMETRICA
	CAUDAL Litros por segundo
	VIVIENDA
	INDICA CAMINO VECINAL



PLANTA PERFIL LINEA DE CONDUCCION

Esc. 1:1000, V: 1-1000



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE SAN BARTOLOME JOCOTENANGO

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALDEA MALIYA

Plano de:
PLANTA - PERFIL LINEA DE CONDUCCION

Diseño, cálculo y dibujo:
Hans Ezequiel Camal Jitez
Juan Oscar Hu Laynez

No. de comic:
2008 12602
2004 31083

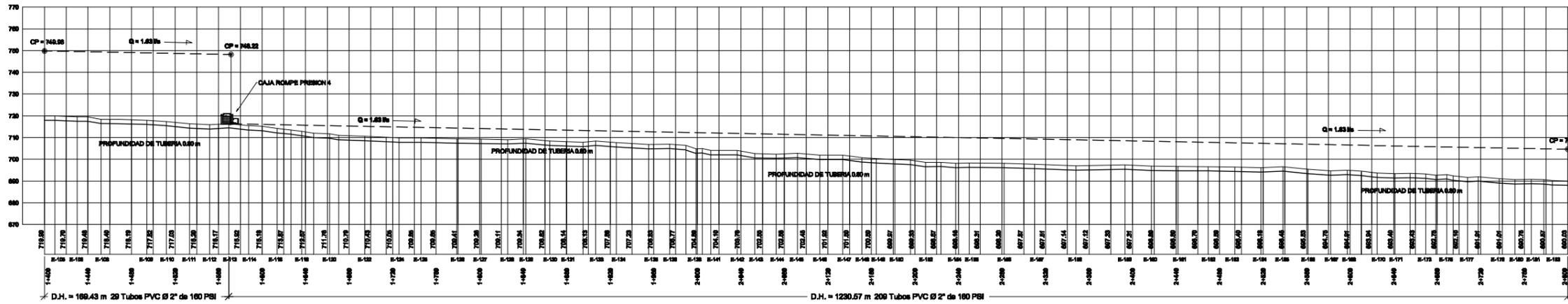
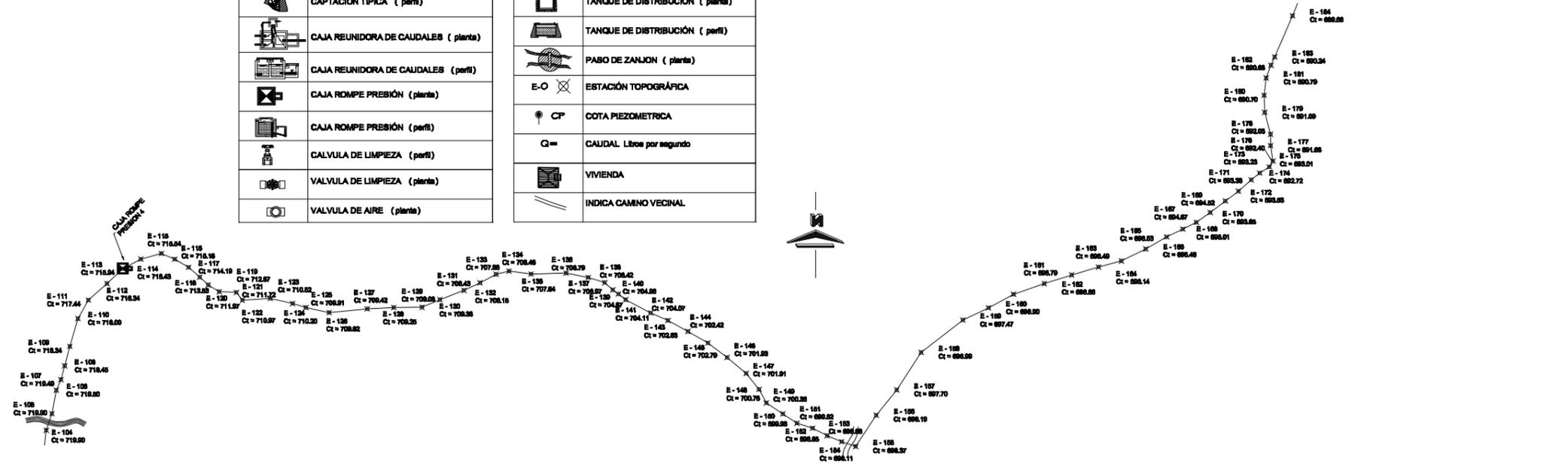
Fecha:
OCTUBRE 2012

Ing. Angel Roberto Sic G.
Asesor

Bartolo Benito
Alcalde

NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	CAPTACIÓN TÍPICA (planta)
	CAPTACIÓN TÍPICA (perfil)
	CAJA REUNIDORA DE CAUDALES (planta)
	CAJA REUNIDORA DE CAUDALES (perfil)
	CAJA ROMPE PRESIÓN (planta)
	CAJA ROMPE PRESIÓN (perfil)
	CALVULA DE LIMPIEZA (perfil)
	VALVULA DE LIMPIEZA (planta)
	VALVULA DE AIRE (planta)

NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	VALVULA DE AIRE (perfil)
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN (planta)
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN (perfil)
	PASO DE ZANJON (planta)
	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
	COTA PIEZOMETRICA
	CAUDAL. Litros por segundo
	VIVIENDA
	INDICA CAMINO VECINAL



PLANTA PERFIL LINEA DE CONDUCCION

Esc. 1:1-2000, V: 1-1000



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE SAN BARTOLOME JOCOTENANGO

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALDEA MULLA

Plano de:
PLANTA - PERFIL LINEA DE CONDUCCION

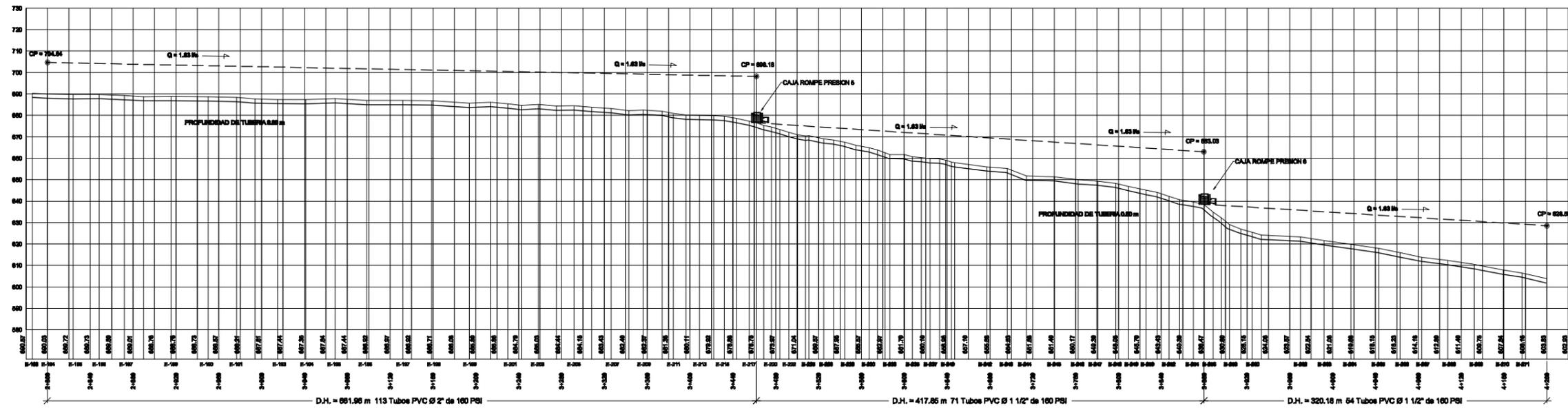
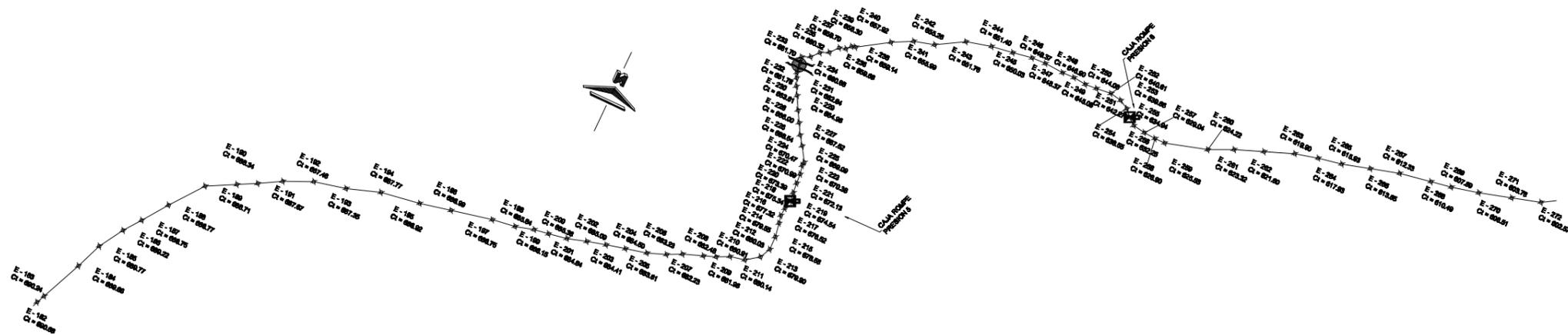
Diseño, cálculo y dibujo:
Hans Ezequiel Camal Jatz
Juan Oscar Hu Laynez

No. de comit:
2008 12602
2004 31083

Fecha:
OCTUBRE 2012

Ing. Angel Roberto Sic-G.
Asesor

Bartolo Barón
Alcalde



PLANTA PERFIL LINEA DE CONDUCCION

Esc. H: 1-3000, V: 1-1000



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE SAN BARTOLOME JOCOTENANGO

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALDEA MULLA

Plano de:
PLANTA - PERFIL LINEA DE CONDUCCION

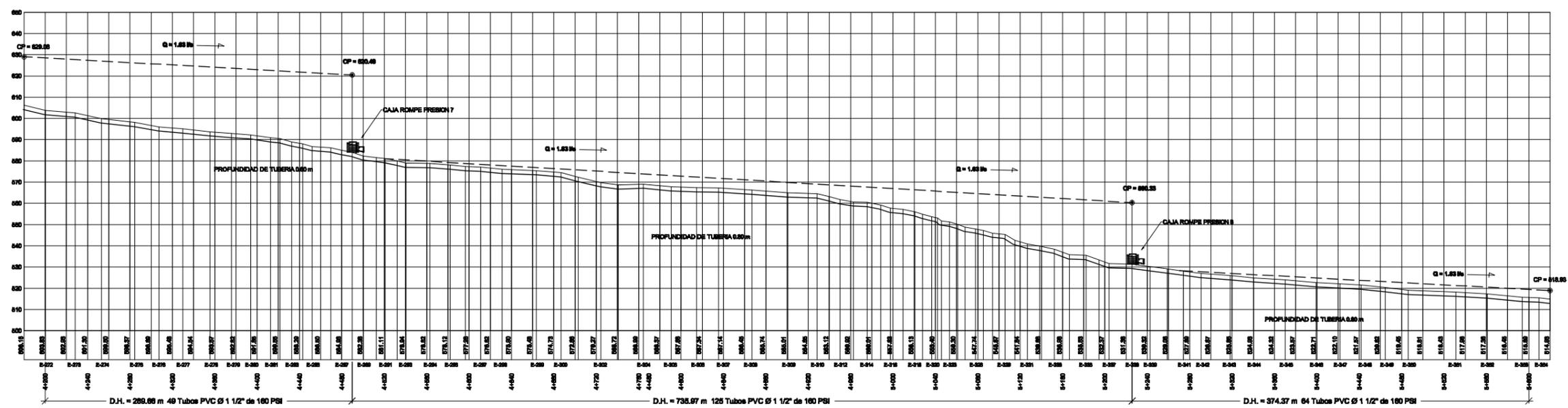
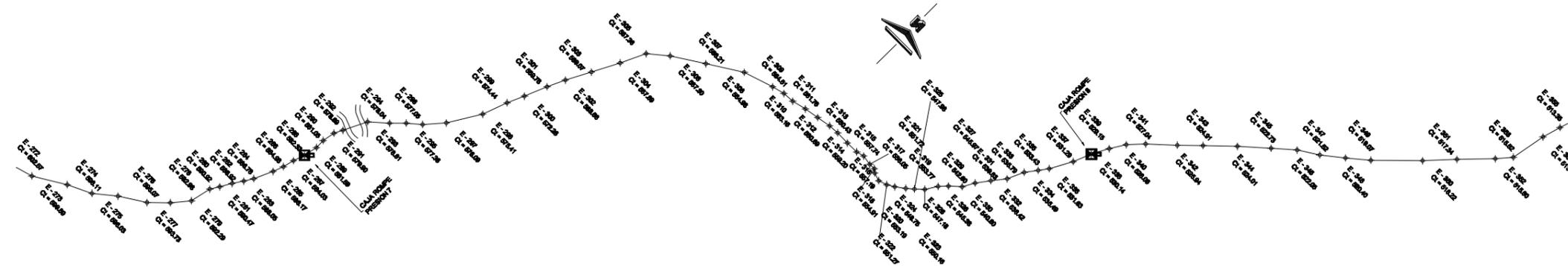
Diseño, cálculo y dibujo:
Hans Ezequiel Camal Jatz
Juan Oscar Hu Layme

No. de comit:
2008 12602
2004 31083

Fecha:
OCTUBRE 2012

Ing. Angel Roberto Sic G.
Asesor

Bartolo Barón
Alcalde



PLANTA PERFIL LINEA DE CONDUCCION

Esc. H: 1-2000, V: 1-1000



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE SAN BARTOLOME JOCOTENANGO

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALDEA MULLYA

Plano de:
PLANTA - PERFIL LINEA DE CONDUCCION

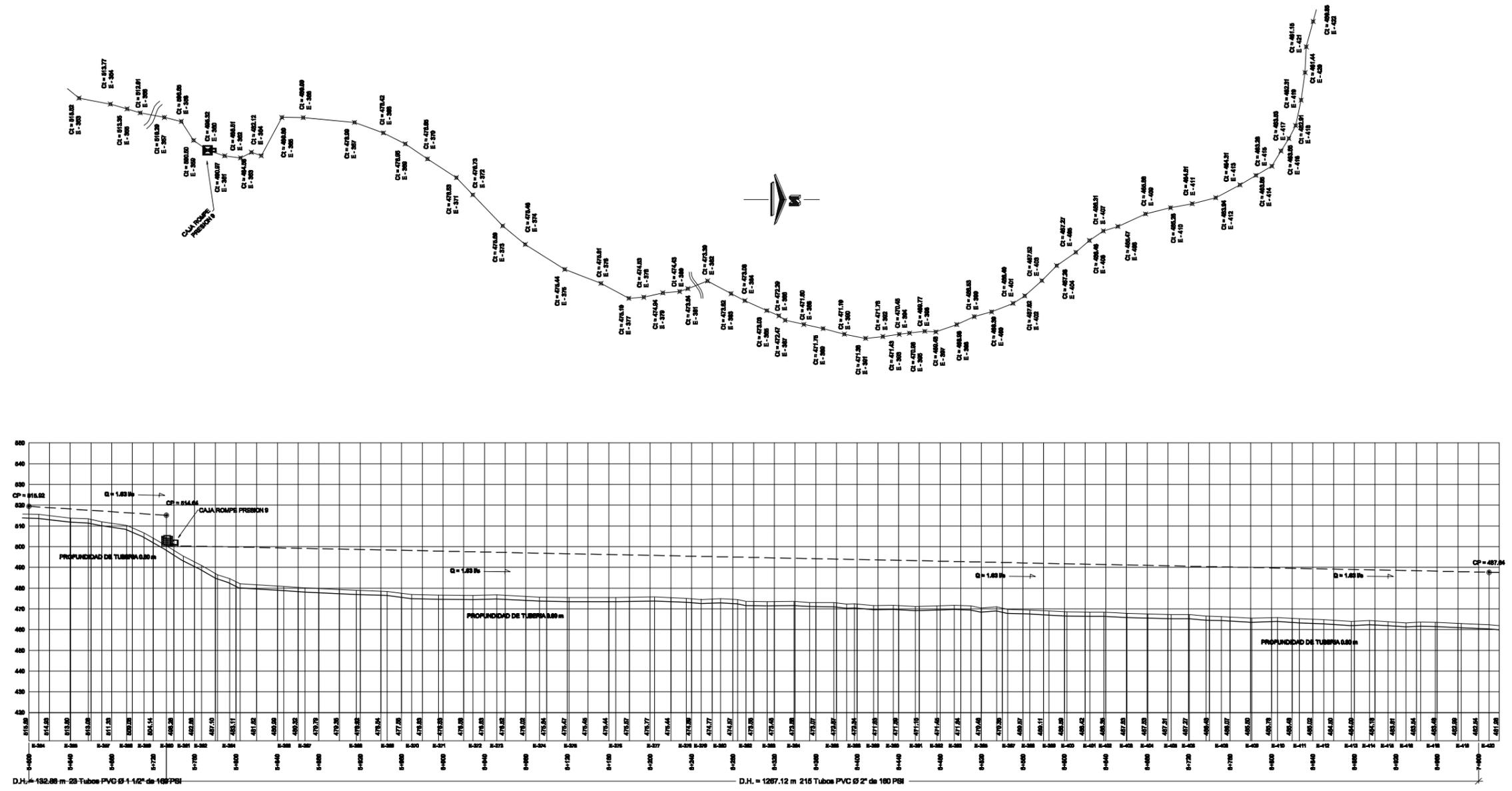
Diseño, cálculo y dibujo:
Hans Ezequiel Camal Jitiz
Juan Oscar Hu Laynez

No. de comic:
2008 12602
2004 31083

Estado:
INDICADA
Fecha:
OCTUBRE 2012

Vs. Sr.
Ing. Angel Roberto Sic-G.
Asesor

Bartolo Benito
Alcalde



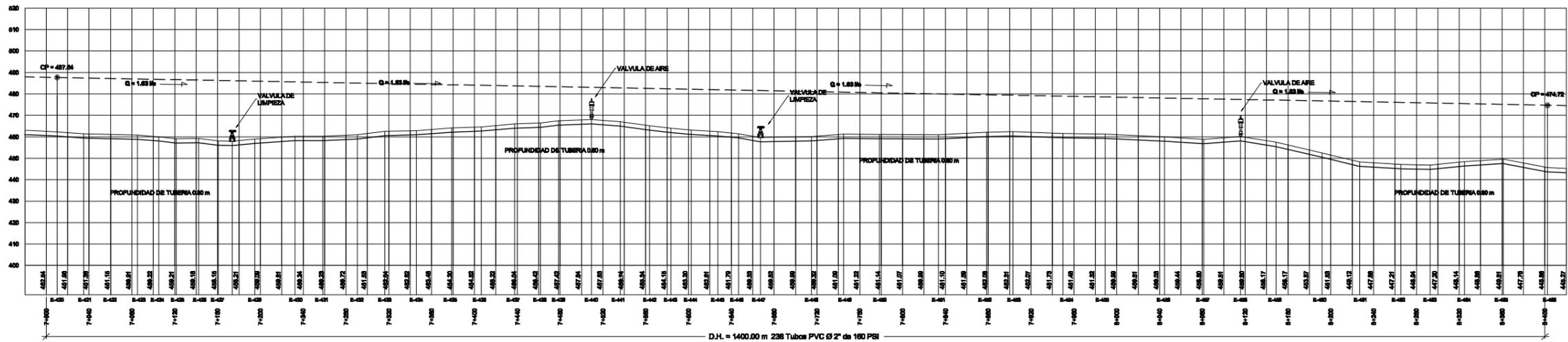
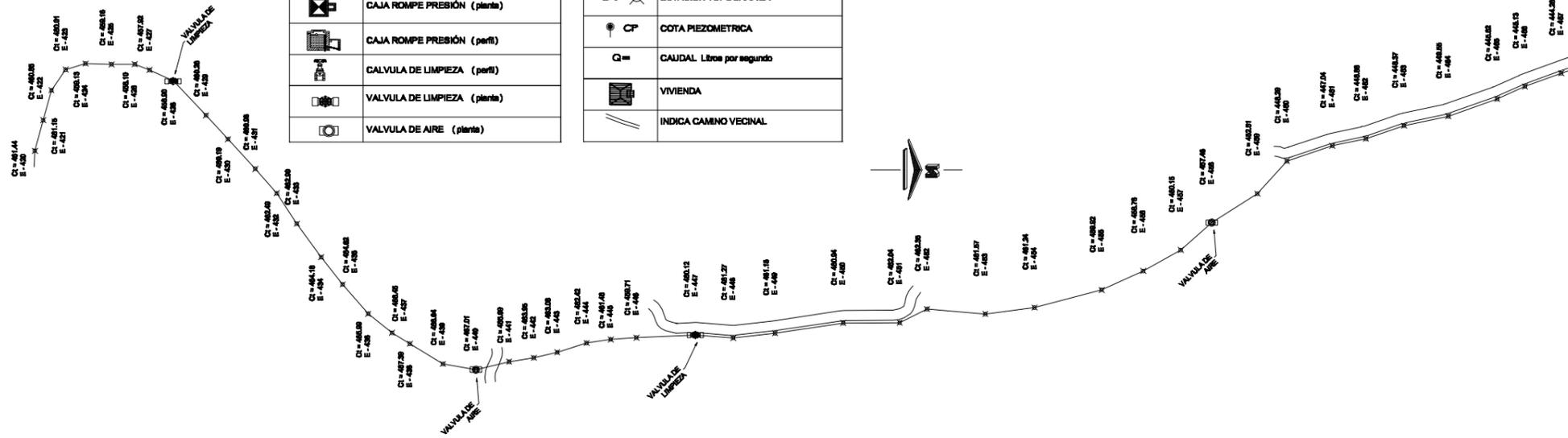
PLANTA PERFIL LINEA DE CONDUCCION

Esc. 1:1000, V. 1:1000

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE SAN BARTOLOME JOCOTENANGO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALDEA MULLUA	
Plano de: PLANTA - PERFIL LINEA DE CONDUCCION		
Diseñó, calculó y dibujó: Hans Ezequiel Camal Jatz Juan Oscar Hu Laynez		No. de com: 2008 12802 2004 31083
Escala: INDICADA Fecha: OCTUBRE 2012	Vo. Bo. Ing. Angel Roberto Sic G. Asesor	Bartolo Berio Alcalde
		7 / 18

NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	CAPTACIÓN TÍPICA (planta)
	CAPTACIÓN TÍPICA (perfil)
	CAJA REUNIDORA DE CAUDALES (planta)
	CAJA REUNIDORA DE CAUDALES (perfil)
	CAJA ROMPE PRESIÓN (planta)
	CAJA ROMPE PRESIÓN (perfil)
	CALVULA DE LIMPIEZA (perfil)
	VALVULA DE LIMPIEZA (planta)
	VALVULA DE AIRE (planta)

NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	VALVULA DE AIRE (perfil)
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN (planta)
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN (perfil)
	PASO DE ZANJÓN (planta)
	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
	COTA PIEZOMETRICA
	CAUDAL. Litros por segundo
	VIVIENDA
	INDICA CAMINO VECINAL



D.H. = 1400.00 m 238 Tubos PVC Ø 2" de 160 PSI

PLANTA PERFIL LINEA DE CONDUCCION

Esc. N° 1:2000, V: 1:1000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE SAN BARTOLOME JOCOTENANGO

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALDEA MULLUA

Plano de:
PLANTA - PERFIL LINEA DE CONDUCCION

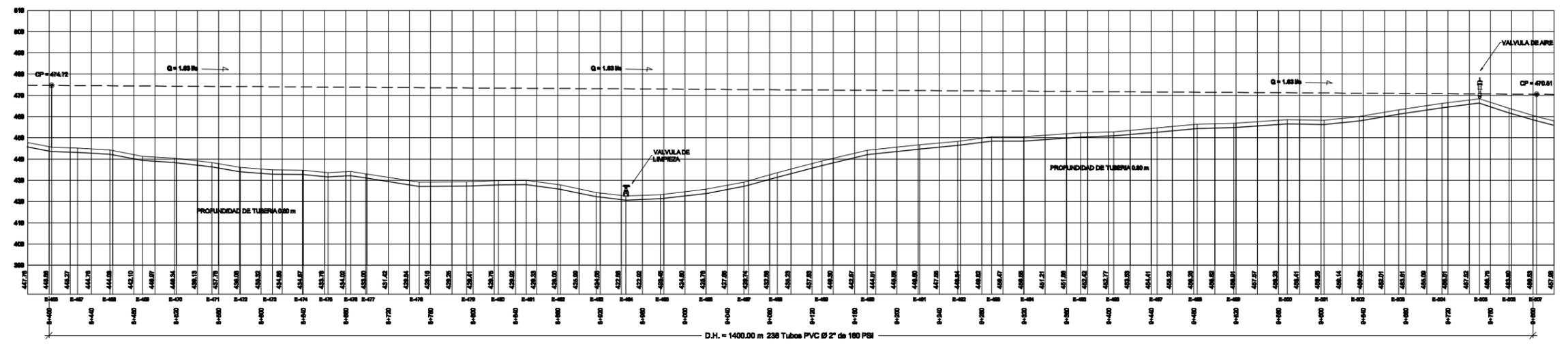
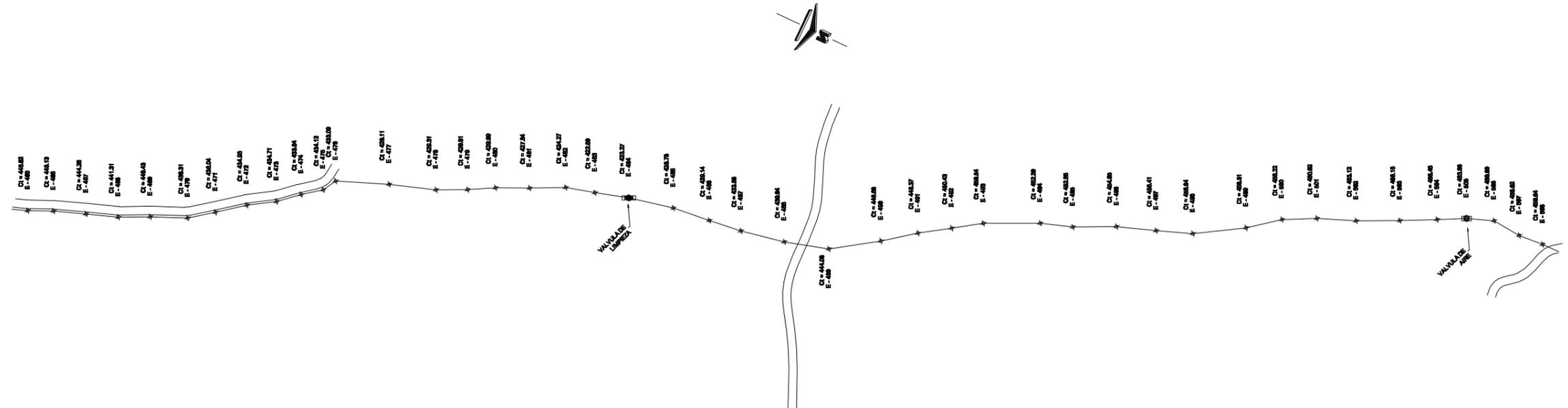
Diseño, cálculo y dibujo:
Hans Ezequiel Camel Jatz
Juan Oscar Hu Laynez

No. de com:
2008 12602
2004 31083

Fecha:
OCTUBRE 2012

Vo. Bo.
Ing. Angel Roberto Sic G. Alcazar
Bartolo Benito Alcaide

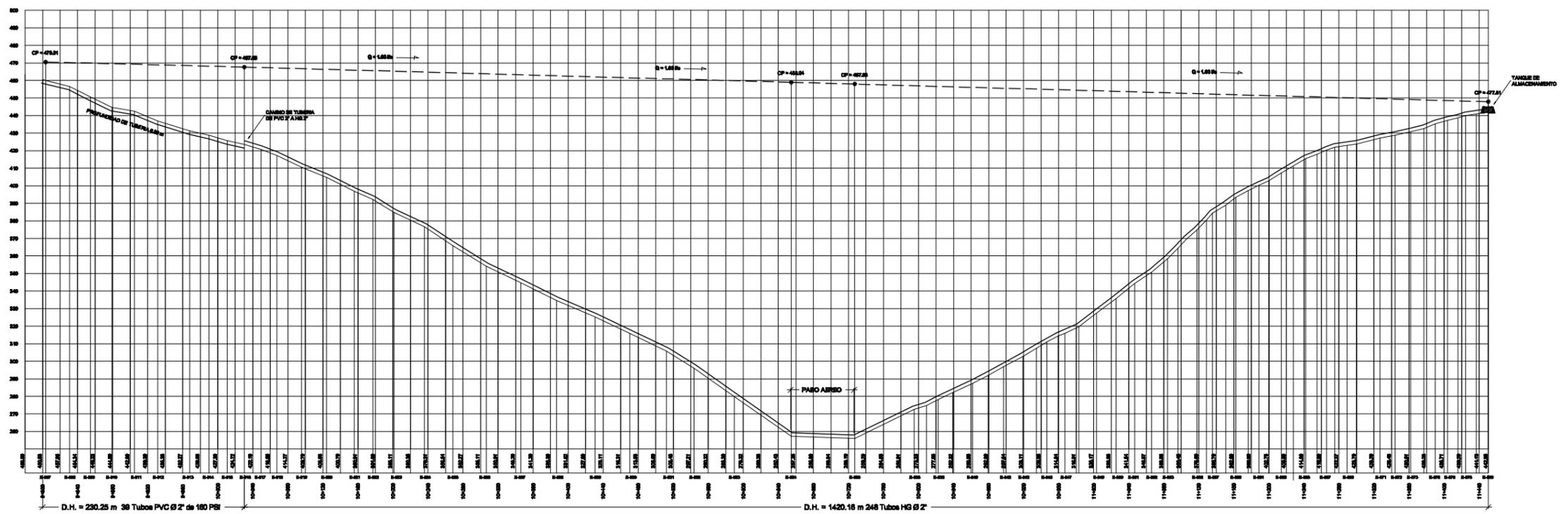
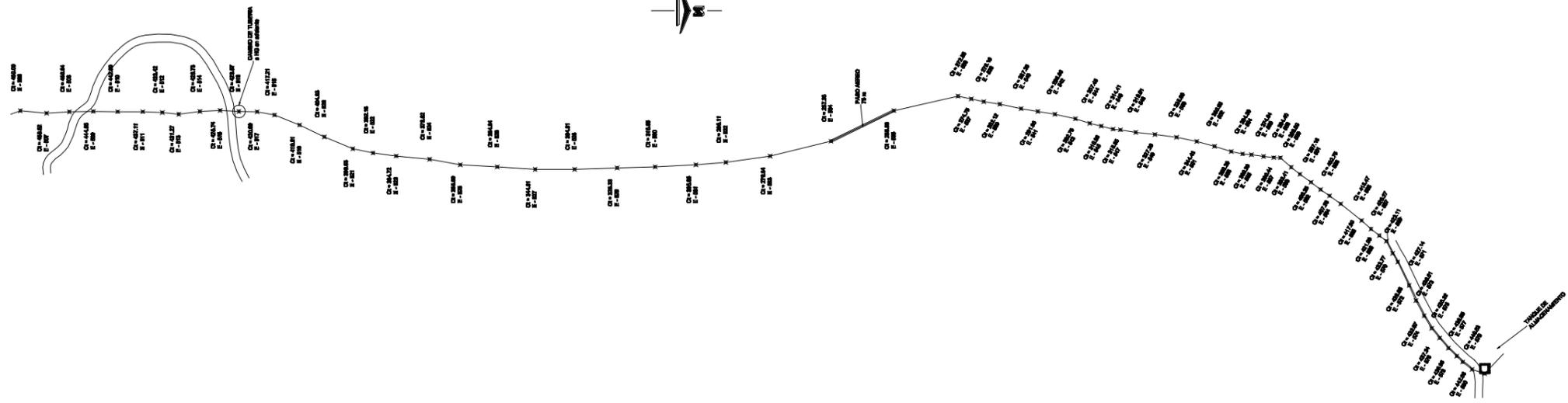
8 / 18



PLANTA PERFIL LINEA DE CONDUCCION

Esc. H-1:2000, V: 1-1000

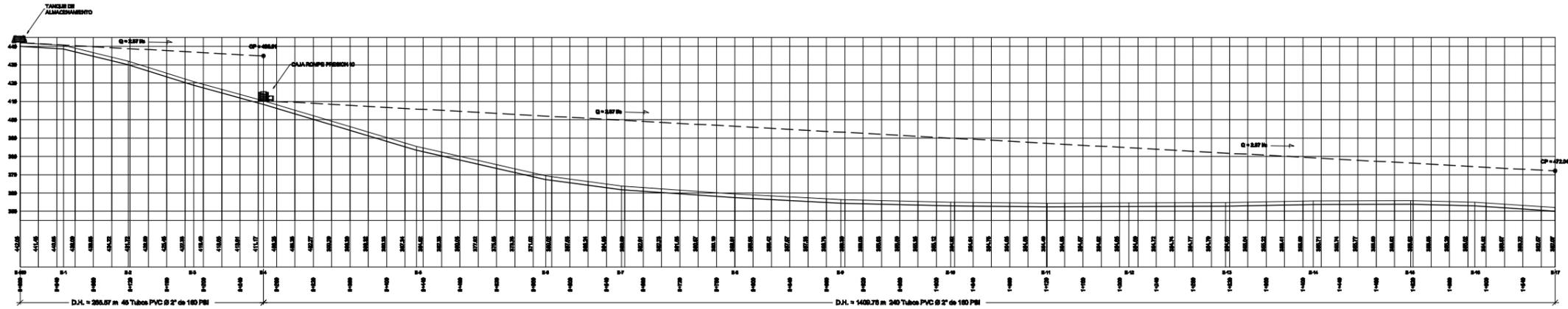
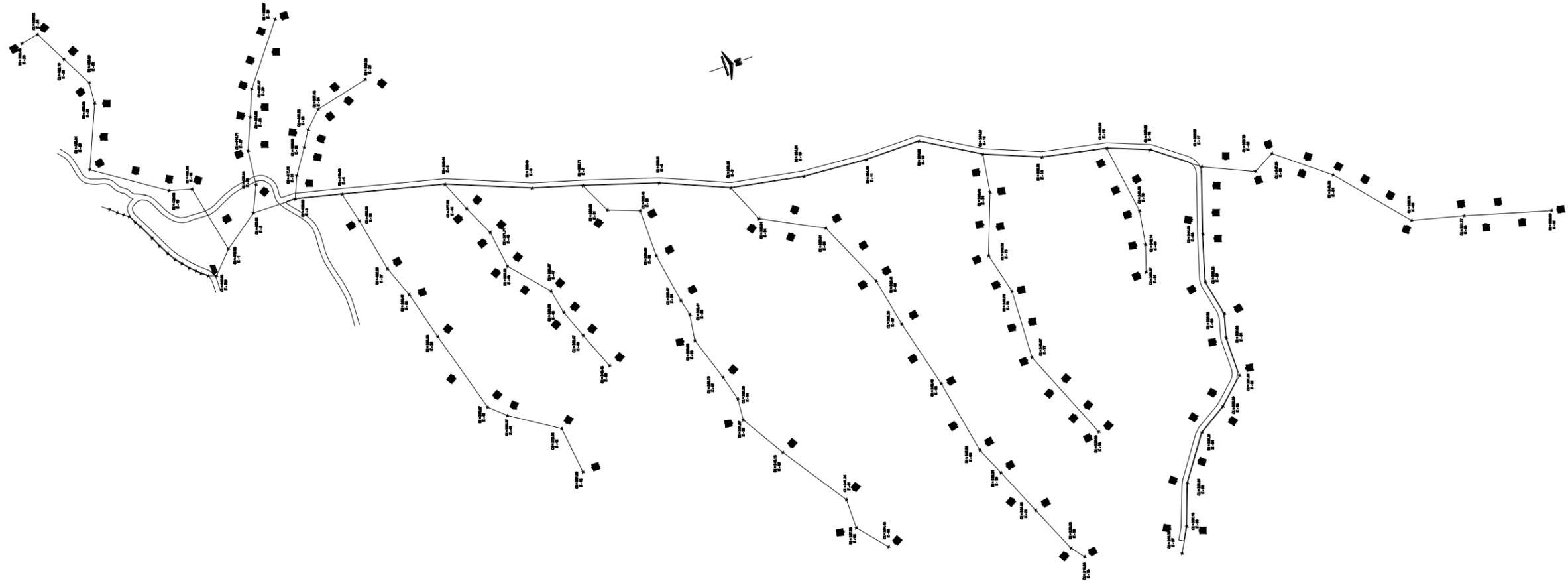
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE SAN BARTOLOME JOCOTENANGO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALDEA MULLVA	
Plano de: PLANTA - PERFIL LINEA DE CONDUCCION		
Diseñó, calculó y dibujó: Hans Ezequiel Camel Jatz Juan Oscar Hu Laynez		No. de comit: 2008 12802 2004 31083
Escala: INDICADA Fecha: OCTUBRE 2012	Vo. Bo. Ing. Angel Roberto Sic-G. Asesor	Bartolo Benito Alcalde
		9 / 18



PLANTA PERFIL LINEA DE CONDUCCION

Esc. H: 1:8000, V: 1:1000

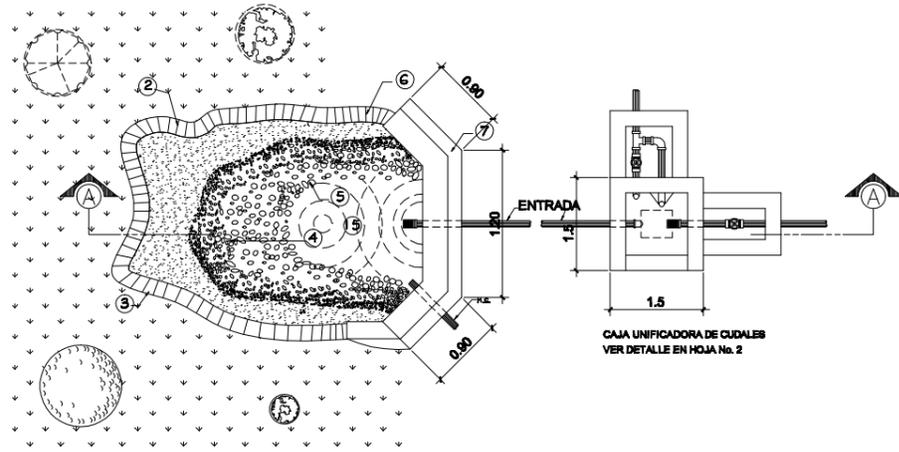
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE SAN BARTOLOME JOCOTENANGO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALDEA MULLUYA	
Plano de: PLANTA - PERFIL LINEA DE CONDUCCION		
Diseñó, calculó y dibujó: Hans Ezequiel Camal Jatz Juan Oscar Hu Laynez		No. de comit: 2008 12602 2004 31083
Estado: INDICADA Fecha: OCTUBRE 2012	Vo. Bo. Ing. Angel Roberto Sic G. Asesor	Bartolo Berio Alcalde



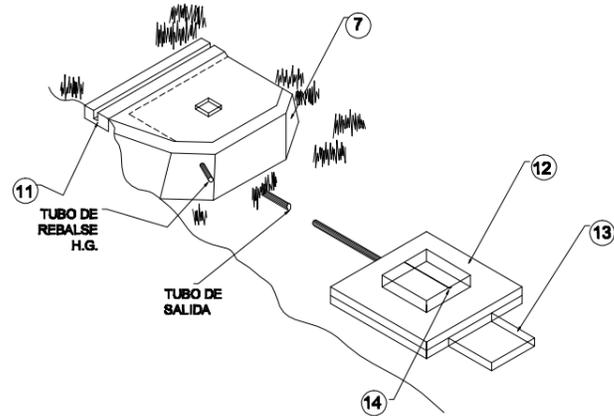
PLANTA PERFIL LINEA DE DISTRIBUCION
 □ □ RAMALE PRINCIPAL

Esc. H: 1-2000, V: 1-1000

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE SAN BARTOLOME JOCOTENANGO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALDEA MULLVA	
Plano de: PLANTA - PERFIL LINEA DE DISTRIBUCION		
Diseñó, calculó y dibujó: Hans Ezequiel Camel Jatz Juan Oscar Hu Laynez		No. de comit: 2008 12802 2004 31083
Escala: INDICADA Fecha: OCTUBRE 2012	Vo. Bo. Ing. Angel Roberto Sic G. Asesor	Bartolo Berio Alcalde



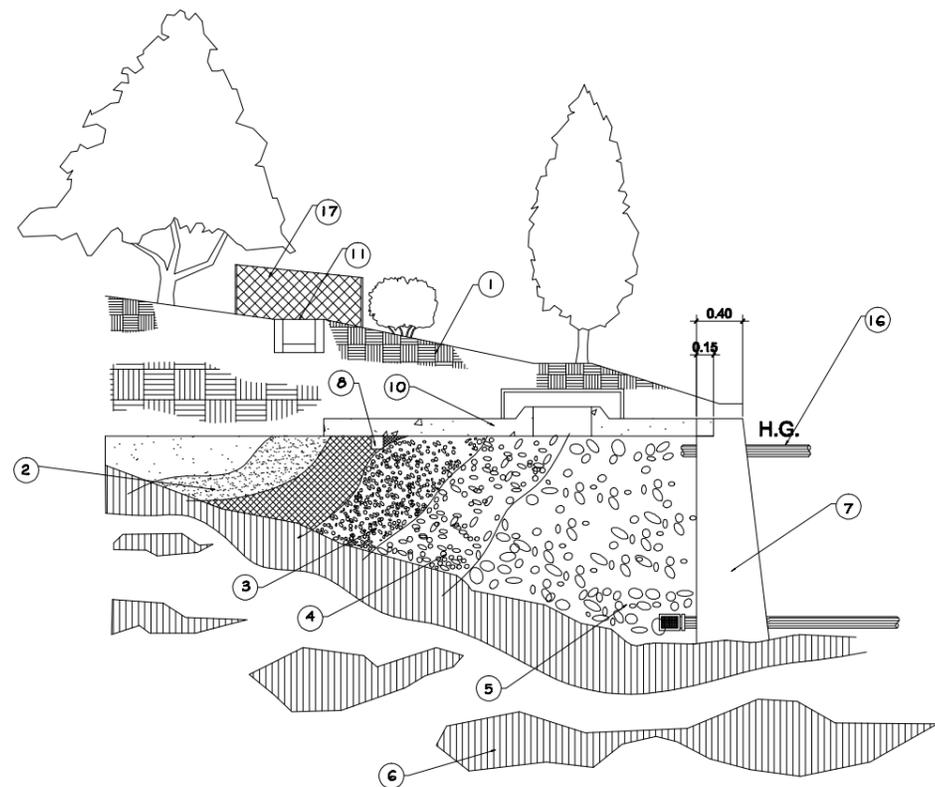
■ CAPTACION DE BROTE DEFINIDO
 ■ PLANTA
 Esc. 1:50



■ PRESPECTIVA DE CAPTACION
 ■ CONCEPTUAL
 Sin Escala

NOTAS

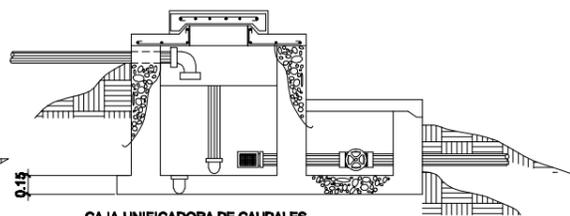
1. EL DESFOGUE DEL REBALDEBE ESTAR PROTEGIDO CON REJILLA DE AGUJEROS $\phi = 1/4"$.
2. LA TUBERÍA QUE CONDUCE EL AGUA DE LA CAPTACIÓN A LA CAJA UNIFICADORA DEBE DISEÑARSE PARA EL CAUDAL MÁXIMO QUE PRODUCE LA FUENTE.
3. EL REBALSE DE $\phi 4"$ DEBE SER INSTALADO A UN MÍNIMO DE 5 cm. ABAJO DE LA COTA MAS BAJA DEL BROTE DEL MANANTIAL PARA EVITAR RECARGAS EN EL MISMO.
4. PARA DIMENSIONES Y ARMADO DE LAS CAJAS DE VÁLVULAS VER HOJA 8/15 SEGÚN DIÁMETRO DE DRENAJE.
5. TODA MODIFICACIÓN REALIZADA A ESTE PLANO SE DEBE ANOTAR EN EL MISMO.



■ CORTE A-A
 ■ CAPTACION DE BROTE DEFINIDO
 Esc. 1:50

NOMENCLATURA

1. TERRENO NATURAL
2. ACUIFERO
3. GRAVA 1/2"
4. GRAVA 3"
5. PIEDRA BOLA DE 6" - 10"
6. MANTO DE ROCA
7. MURO DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERIA
8. VIGA 0.20 X 0.20 4 $\phi 3/8"$ + EST. $\phi 1/4"$ @ 0.20
9. TAPADERA PARA INSPECCIÓN
10. SELLO SANITARIO DE CONCRETO ESPESOR 8cms.
11. CONTRACUNETA REVESTIDA
12. CAJA REUNIDORA
13. CAJA DE VALVULA DE COMPUERTA
14. CANDADO PARA INTERPERIE
15. DEPOSITO DE AGUA
16. REBALSE $\phi 4"$ MIN.
17. CERCO PERIMETRAL

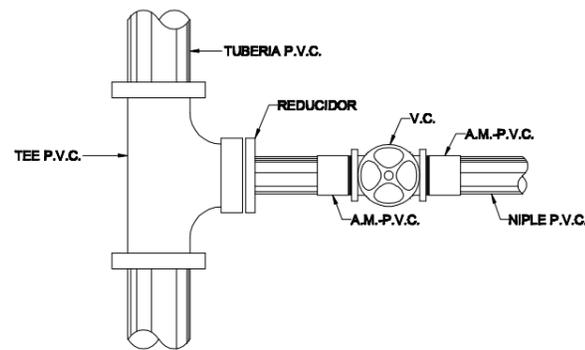


CAJA UNIFICADORA DE CAUDALES
 VER DETALLE EN HOJA 2

ESPECIFICACIONES

1. MAMPOSTERIA DE PIEDRA:
 PIEDRA BOLA 67%
 MORTERO 33%
 EL MORTERO A UTILIZAR SABIETA
 PROPORCION DE MEZCLA-CEMENTO-ARENA(1:2)
2. CONCRETO:
 $F_c=210 \text{ Kg./cm}^2 \text{ 3000 Lbs./plg}^2$
 PROPORCION DE MEZCLA-CEMENTO-ARENA-PIEDRIN (1:2:3)
3. MUROS:
 LOS MUROS DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA DEBEN IMPERMEABILIZARSE POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABIETA DE PROPORCION CEMENTO-ARENA (1:2) DEBIDAMENTE ALISADA
4. LOSAS:
 LA LOSA DE CONCRETO DEBE DARSELE UN DESNIVEL DE 1% HACIA LOS LADOS Y LA SUPERFICIE DEBE QUEDAR CERNIDA CON CEMENTO-ARENA EN PROPORCION (1:2)
5. REFUERZO:
 $f_y = 2810 \text{ Kg./cm}^2 \text{ (GRADO 40)}$

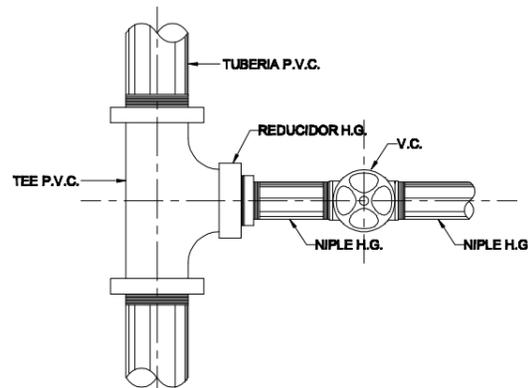
 E.P.S.	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
	MUNICIPALIDAD DE SAN BARTOLOME JOCOTENANGO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALDEA MULLUA
Plano de: DETALLES DE CAPTACION DE AGUA	
Diseñó, calculó y dibujó: Hans Ezequiel Camal Jitiz Juan Oscar Hu Laynez	No. de comit: 2008 12602 2004 31083
Estado: INDICADA Fecha: OCTUBRE 2012	Vo. Bo. Ing. Angel Roberto Sic G. Asesor Ricardo Barrios Alcalde



1. VALVULA DE COMPUERTA P.V.C.

PLANTA

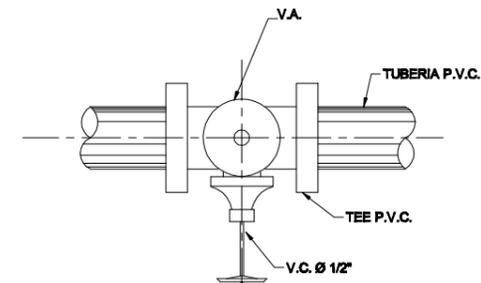
Sin Escala



2. VALVULA DE COMPUERTA H.G.

PLANTA

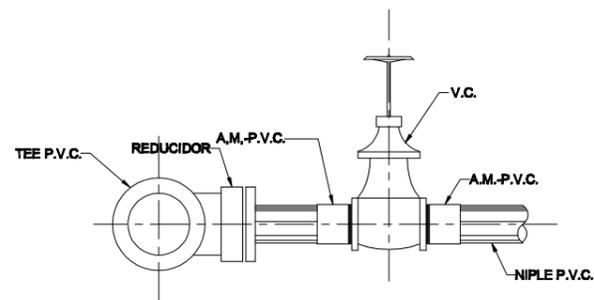
Sin Escala



3. VALVULA DE AIRE

PLANTA

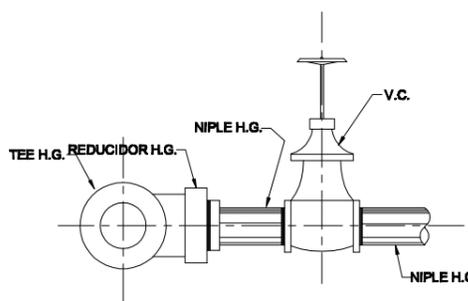
Sin Escala



VALVULA DE COMPUERTA P.V.C.

ELEVACION

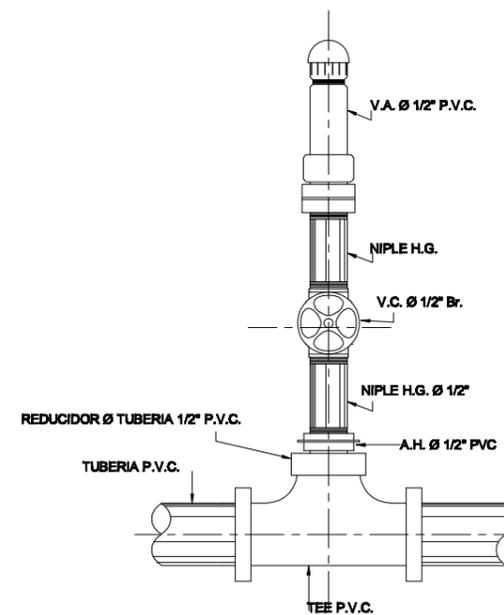
Sin Escala



VALVULA DE COMPUERTA H.G.

ELEVACION

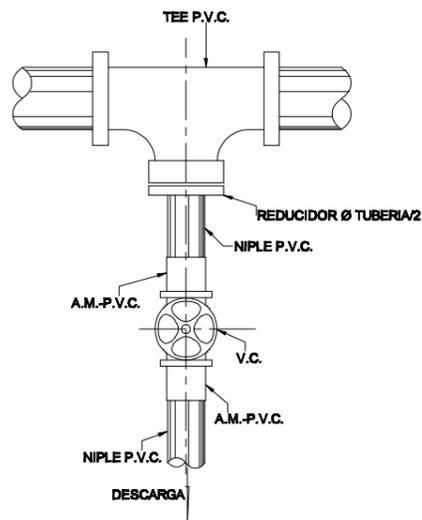
Sin Escala



VALVULA DE AIRE

ELEVACION

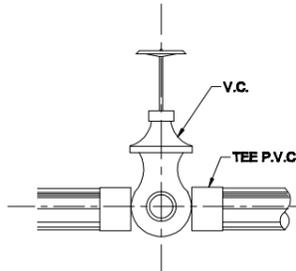
Sin Escala



4. VALVULA DE LIMPIEZA P.V.C.

PLANTA

Sin Escala



VALVULA DE LIMPIEZA P.V.C.

ELEVACION

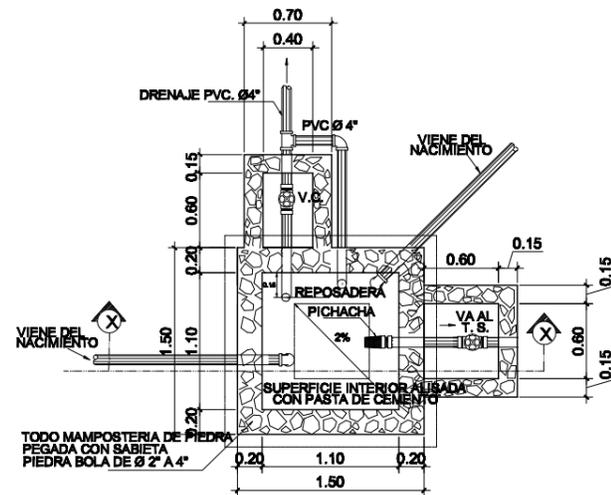
Sin Escala

NOMENCLATURA

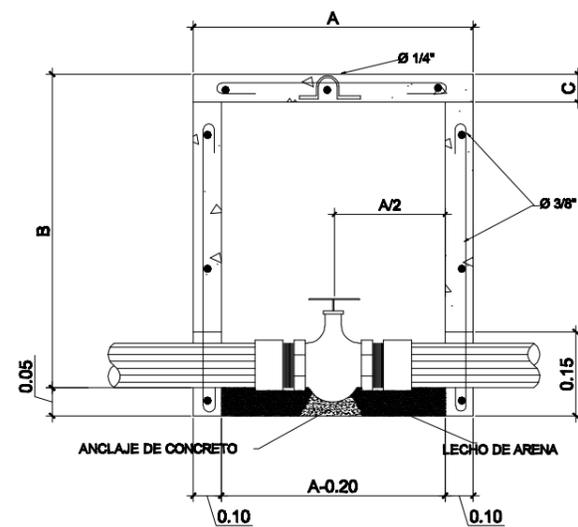
P.V.C.	CLORURO DE POLIVINILO
H.G.	HIERRO GALVANIZADO
V.C.	VALVULA DE COMPUERTA
A.M.	ADAPTADOR MACHO
V.A.	VALVULA DE AIRE
A.H.	ADAPTADOR HEMBRA

NOTA:
TODAS LAS VALVULAS VAN CON
SU RESPECTIVA CAJA
VER DETALLE EN HOJA No. 2

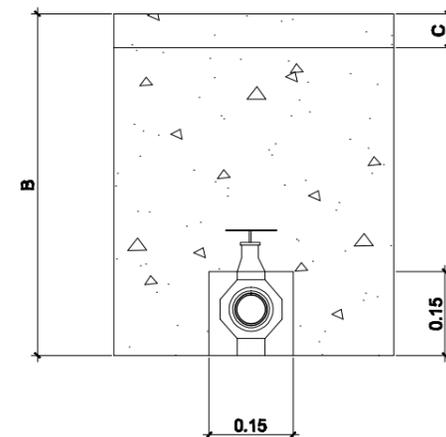
 E.P.S.	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
	MUNICIPALIDAD DE SAN BARTOLOME JOCOTENANCO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALDEA MULLYA
Plano de: DETALLE DE VALVULAS	
Diseñó, calculó y dibujó: Hans Ezequiel Camal Jititz Juan Oscar Hu Layme	No. de comit: 2008 12802 2004 31083
Escala: INDICADA Fecha: OCTUBRE 2012	Vo. Bo. Ing. Angel Roberto Sic G. Asesor Ricardo Heredia Alcalde



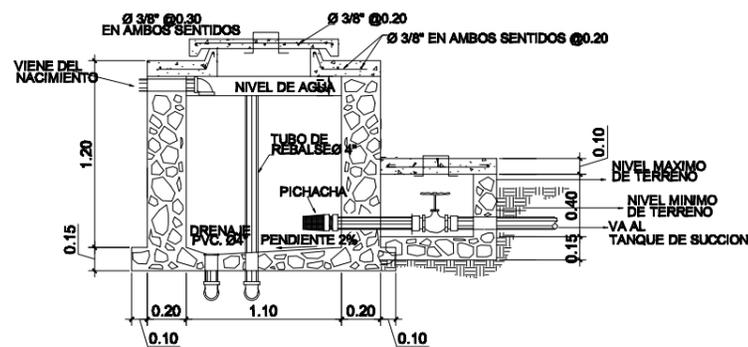
CAJA UNIFICADORA DE CAUDALES
PLANTA Esc. 1:20



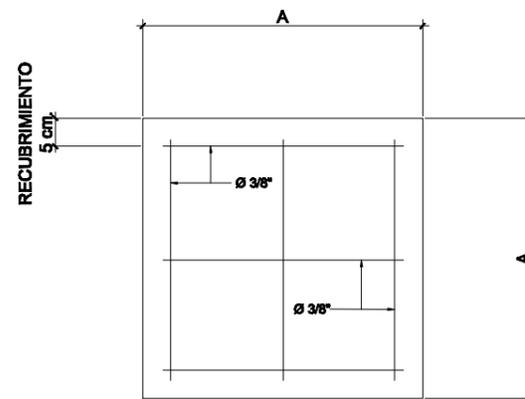
CORTE B-B
CAJA PARA VALVULAS Esc. 1:20



ELEVACION DE CAJA PARA VALVULA Esc. 1:20



CORTE X-X
CAJA UNIFICADORA DE CAUDALES Esc. 1:20



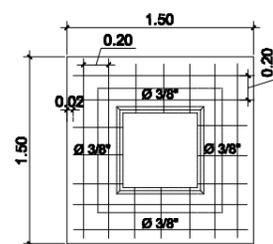
DETALLE DE LOSA
CAJA PARA VALVULA Esc. 1:10

PLANILLA DE VALVULAS		
Ø VÁLVULA	A	B
1/2"	0.50	0.35
3/4"	0.50	0.35
1"	0.55	0.45

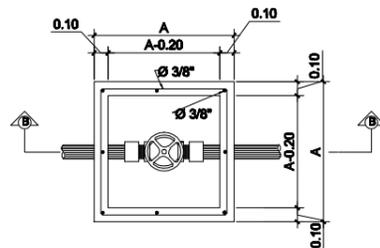
PLANILLA DE TAPADERAS		
Ø VÁLVULA	A	C
1/2"	0.50	0.08
3/4"	0.50	0.08
1"	0.55	0.08

NOTAS:

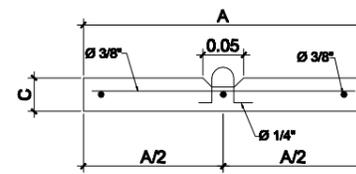
1. LAS DIMENSIONES DE LA CAJA ESTAN DADAS EN METROS.
2. EL SUELO DE SOPORTE DE LA VALVULA HA DE SER ARENOSO.
3. LAS PAREDES SE CONSTRUIRAN DE CONCRETO CON UNA PROPORCION 1:2:3
4. LAS VALVULAS SE ASENTARAN SOBRE UN LECHO DE ARENA PARA FACILITAR EL DRENAJE.
5. LAS CAJAS Y TAPADERAS SE CONSTRUIRAN DE CONCRETO Fc = 210 kg/cm.
6. EL HIERRO DE REFUERZO SERA DE Ø 3/8\"/>



DETALLE DE LOSA
CAJA UNIFICADORA DE CAUDALES Esc. 1:20



CAJA PARA VALVULAS
PLANTA Esc. 1:10

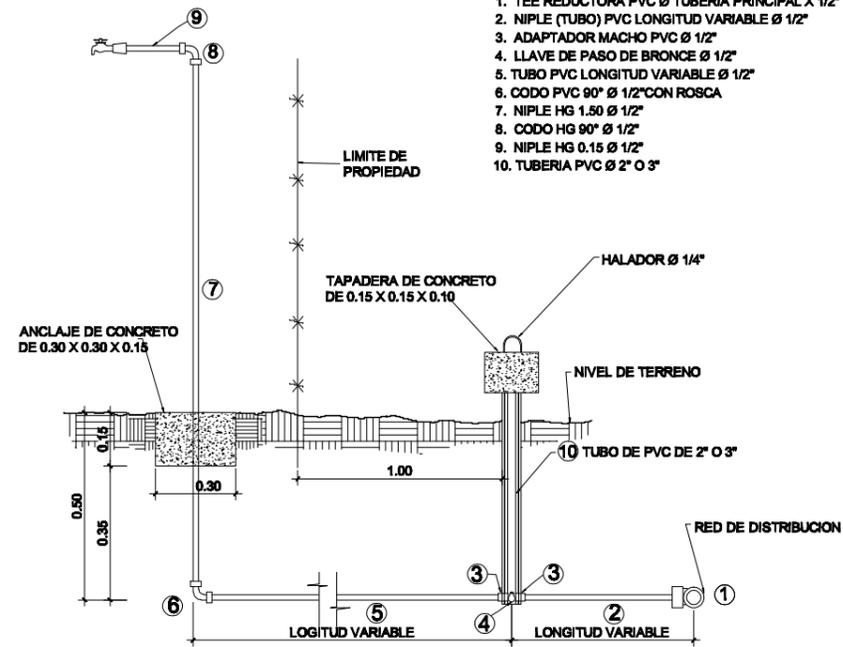


DETALLE DE TAPADERA
CAJA PARA VALVULA Esc. 1:20

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
	MUNICIPALIDAD DE SAN BARTOLOME JOCOTENANGO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALDEA MULLUYA
E.P.S.	
Plano de: CAJA REUNIDORA DE CAUDALES y CAJA PARA VALVULA	
Diseñó, calculó y dibujó: Hans Ezequiel Camal Jitoc Juan Oscar Hu Layme	No. de comit: 2008 12602 2004 31083
Estado: INDICADA Fecha: OCTUBRE 2012	Vo. Bo. Ing. Angel Roberto Sic G. Asesor Ricardo Barrios Alcalde

REFERENCIA DE MATERIALES

1. TEE REDUCTORA PVC Ø TUBERIA PRINCIPAL X 1/2"
2. NIPLA (TUBO) PVC LONGITUD VARIABLE Ø 1/2"
3. ADAPTADOR MACHO PVC Ø 1/2"
4. LLAVE DE PASO DE BRONCE Ø 1/2"
5. TUBO PVC LONGITUD VARIABLE Ø 1/2"
6. CODO PVC 90° Ø 1/2" CON ROSCA
7. NIPLA HG 1.50 Ø 1/2"
8. CODO HG 90° Ø 1/2"
9. NIPLA HG 0.15 Ø 1/2"
10. TUBERIA PVC Ø 2" O 3"



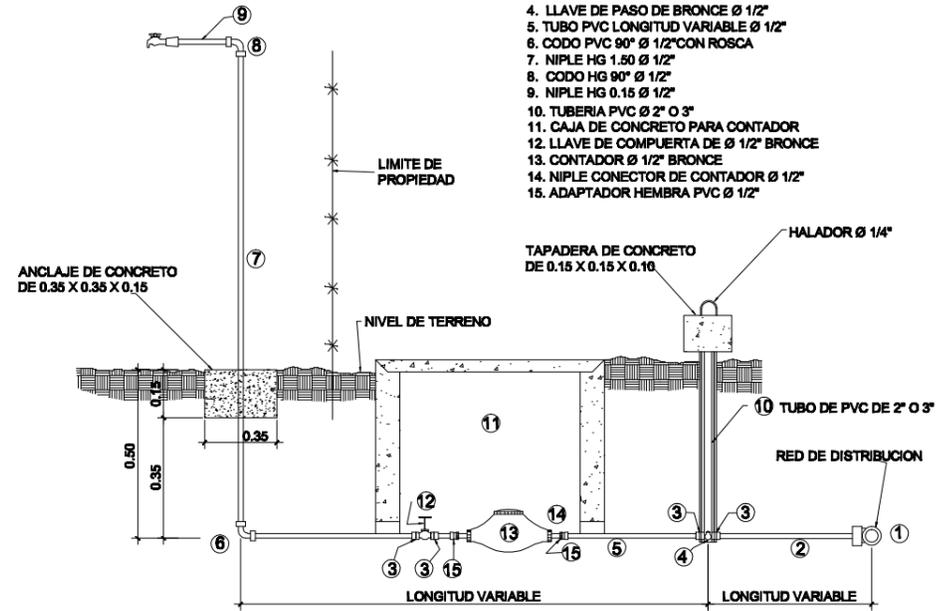
CONEXION DOMICILIAR TIPO 1

SECCION

Sin Escala

REFERENCIA DE MATERIALES

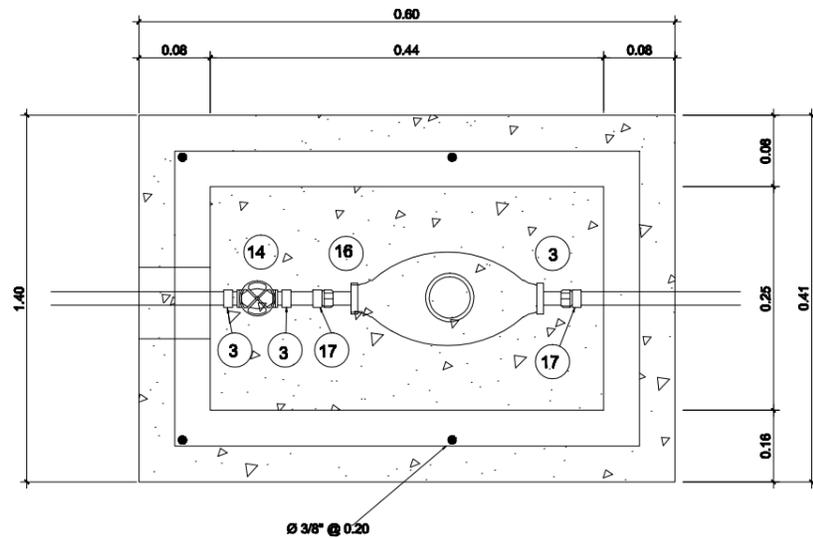
1. TEE REDUCTORA PVC Ø TUBERIA PRINCIPAL X 1/2"
2. NIPLA (TUBO) PVC LONGITUD VARIABLE Ø 1/2"
3. ADAPTADOR MACHO PVC Ø 1/2"
4. LLAVE DE PASO DE BRONCE Ø 1/2"
5. TUBO PVC LONGITUD VARIABLE Ø 1/2"
6. CODO PVC 90° Ø 1/2" CON ROSCA
7. NIPLA HG 1.50 Ø 1/2"
8. CODO HG 90° Ø 1/2"
9. NIPLA HG 0.15 Ø 1/2"
10. TUBERIA PVC Ø 2" O 3"
11. CAJA DE CONCRETO PARA CONTADOR
12. LLAVE DE COMPUERTA DE Ø 1/2" BRONCE
13. CONTADOR Ø 1/2" BRONCE
14. NIPLA CONECTOR DE CONTADOR Ø 1/2"
15. ADAPTADOR HEMBRA PVC Ø 1/2"



CONEXION DOMICILIAR TIPO 2

SECCION

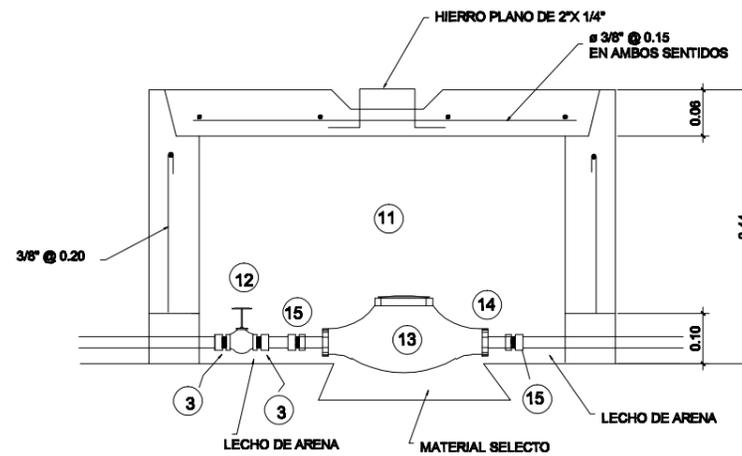
Sin Escala



DETALLE DE CAJA PARA CONTADOR DE AGUA

SECCION

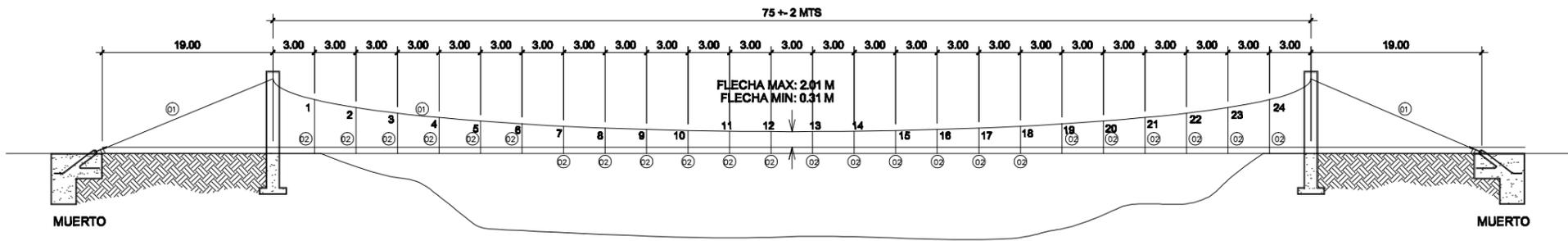
Sin Escala



MATERIALES

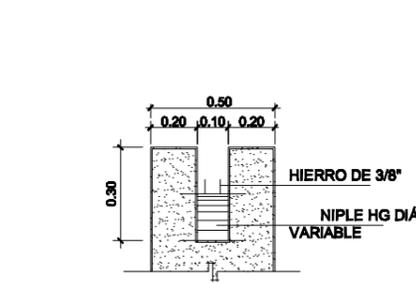
1. CONCRETO: SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO (f'c) A COMPRESION DE 210 Kg/cm² (3000 lb/Pig²) A LOS 28 DIAS.
2. ACERO DE REFUERZO: SE USARA ACERO DE REFUERZO DE f_y = 2810 Kg/cm² (GRADO 40 KSI) ESPECIFICACION ASTM A615.
3. TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.
4. TODOS LOS RECUBRIMIENTOS SERAN DE 3cm. EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO Y ESTE SE MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.
5. TODA MODIFICACION REALIZADA A ESTE PLANO, SE DEBE ANOTAR EN EL MISMO.

 E.P.S.	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
	MUNICIPALIDAD DE SAN BARTOLOME JOCOTENANGO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALDEA MALUYA
Plano de: DETALLES DE CONEXION DOMICILIAR	
Diseñó, calculó y dibujó: Hans Ezequiel Camal Jitez Juan Oscar Hu Laynez	No. de comit: 2008 12602 2004 31083
Estado: INDICADA Fecha: OCTUBRE 2012	Vo. Bo. Ing. Angel Roberto Sic-G. Asesor Ricardo Benito Alcalde
15 / 18	

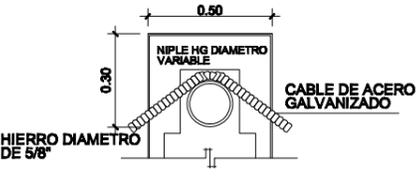


ESPECIFICACIONES			
No.	CANTIDAD	DESCRIPCION	LONGITUD (m)
01	-	CABLE TIRANTE Ø 1/2"	120
02	-	CABLE DE SUSPENSION Ø 3/8"	Variable
03	-	TUBOS DE HG SEGUN Ø	
04	2	GUARDACABO	
05	64	MORDAZA DE 3/8"	
06	16	MORDAZA Ø TIRANTE	
07	1	TENSOR Ø 5/8"	

ELEVACION PASO AEREO
LONGITUD 75 METROS



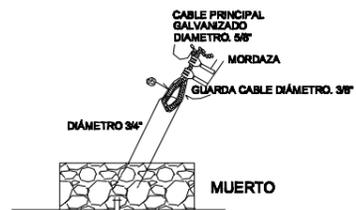
VISTA FRONTAL TOPE DE COLUMNA



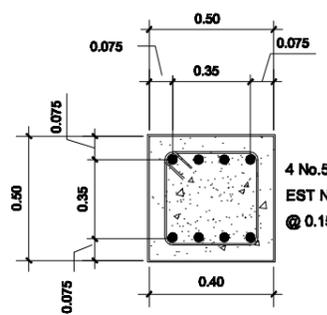
TOPE DE COLUMNA



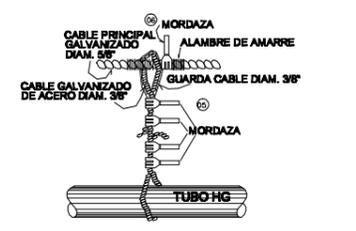
DETALLE DE TENSOR



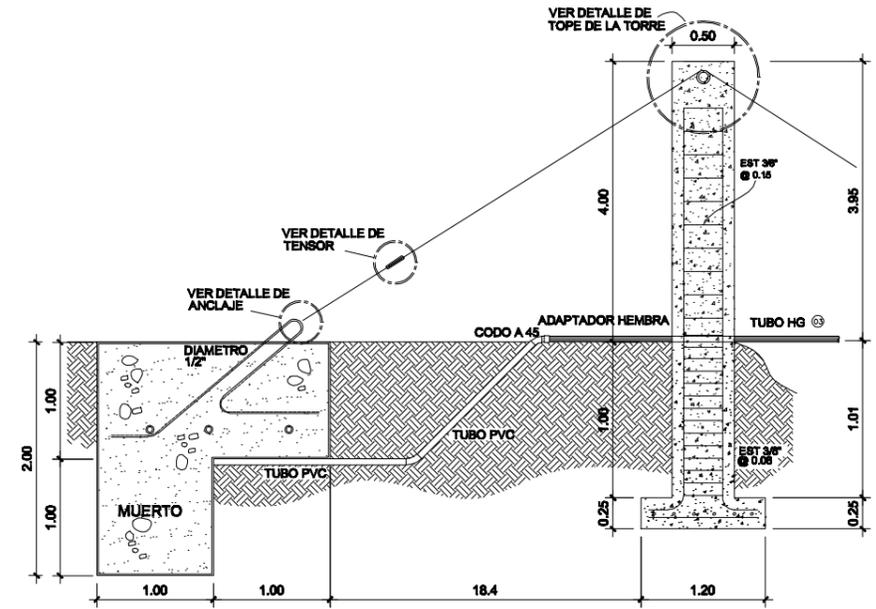
DETALLE DE ANCLAJE A MUERTO



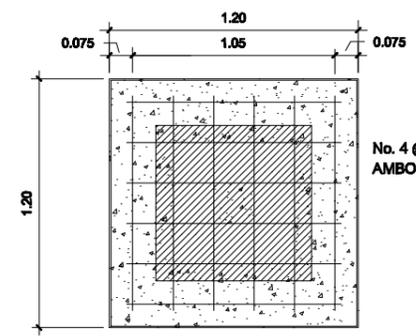
ARMADO DE COLUMNA



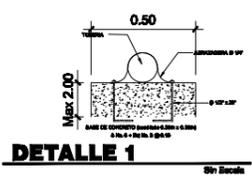
DETALLE DE LA SUSPENSION



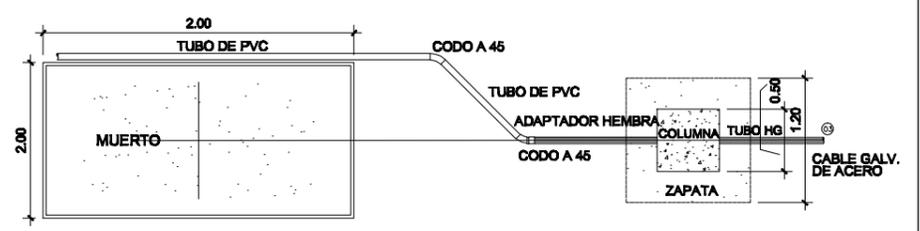
DETALLE DE ANCLAJE PASO AEREO ELEVACION



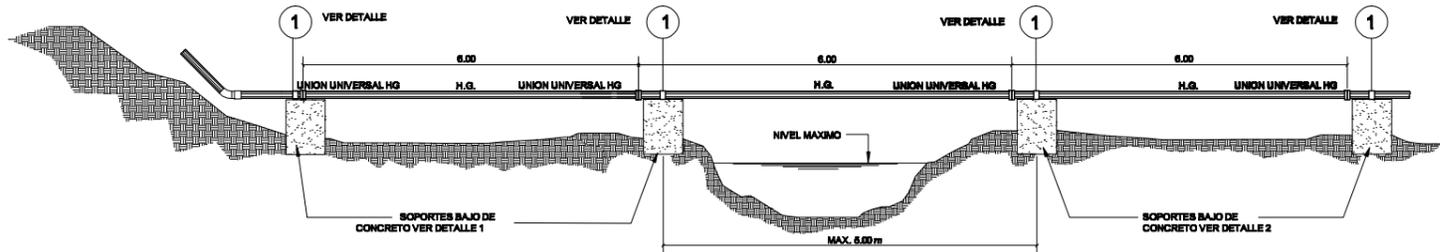
DETALLE DE ZAPATA



DETALLE 1



ANCLAJE PASO AEREO PLANTA



PASO DE ZANJON ELEVACION

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE SAN BARTOLOME JOCOTENANGO
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALDEA MULLUYA

E.P.S.

Plano de:
DETALLE DE PASO AEREO y PASO DE ZANJON

Diseño, cálculo y dibujo:
Hans Ezequiel Cabal Jitiz
Juan Oscar Hu Layme

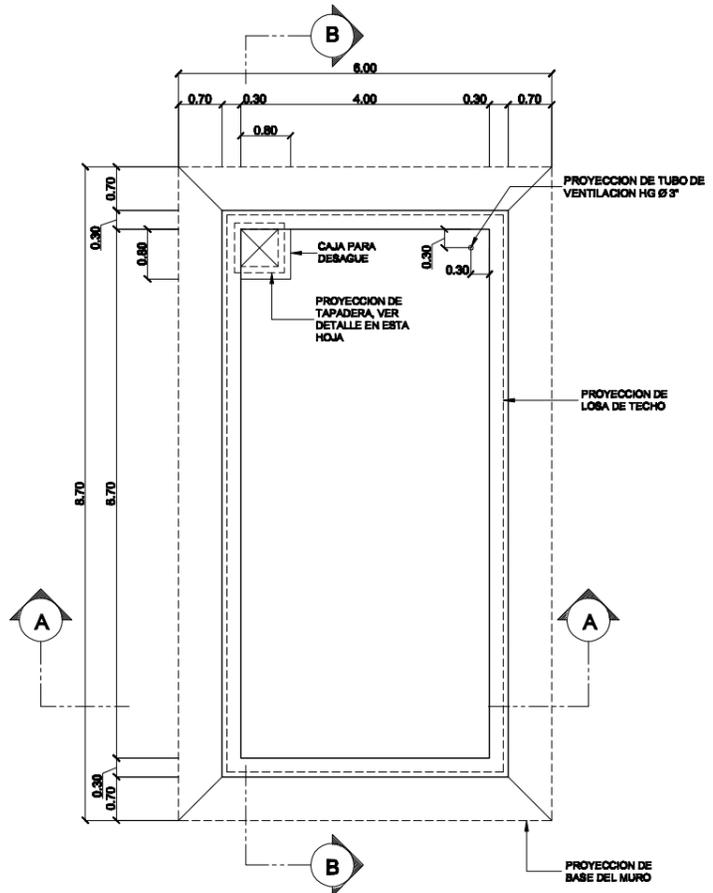
No. de comit:
2008 12602
2004 31083

Fecha:
OCTUBRE 2012

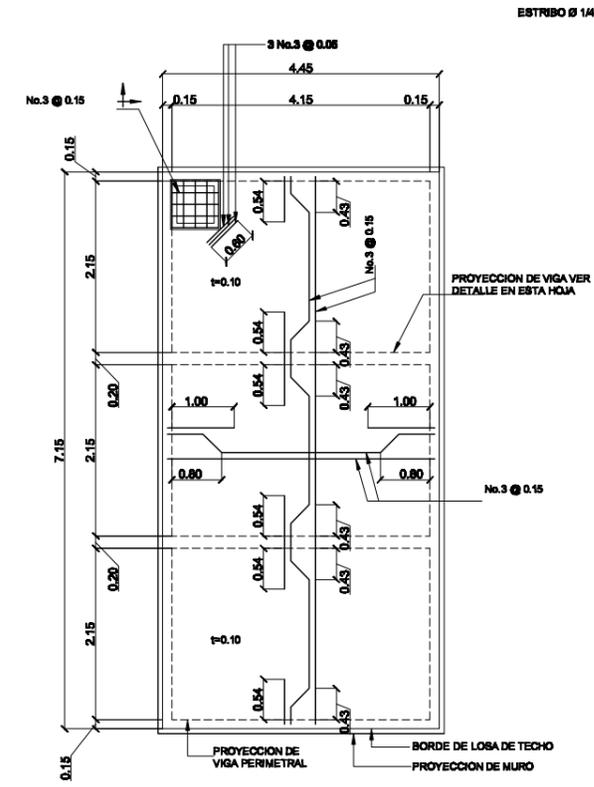
Ing. Angel Roberto Sic-G.
Asesor

Bartolo Barrios
Alcalde

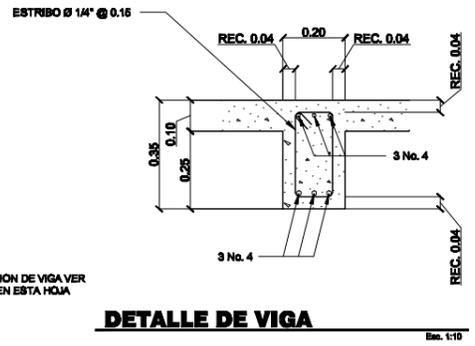
16 / 18



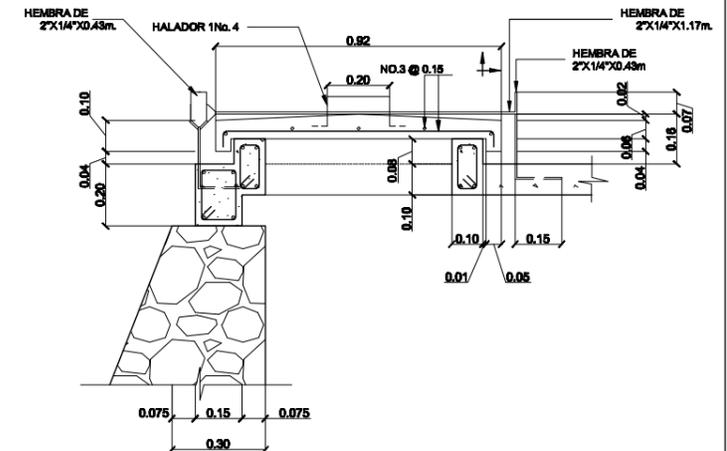
TANQUE DE ALMACENAMIENTO
PLANTA
Esc. 1:30



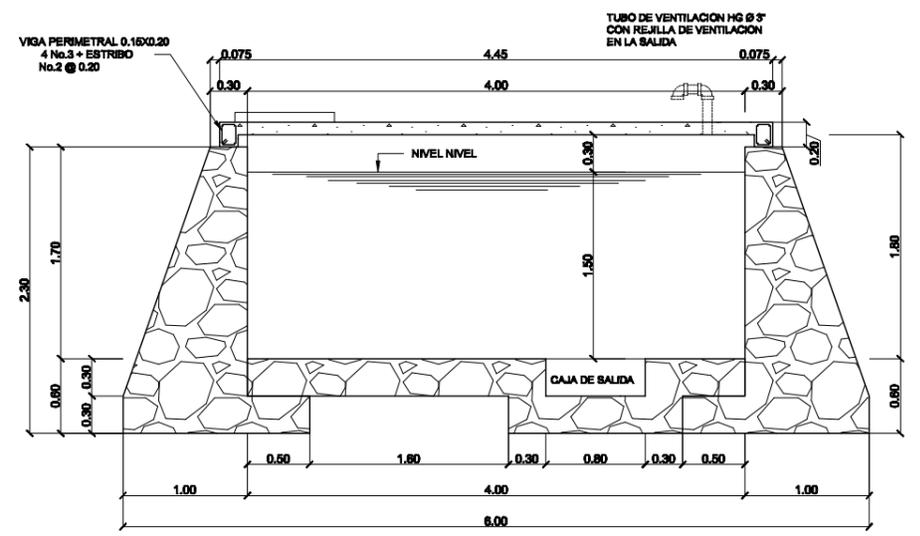
ARMADO DE LOSA
TANQUE DE ALMACENAMIENTO
Esc. 1:30



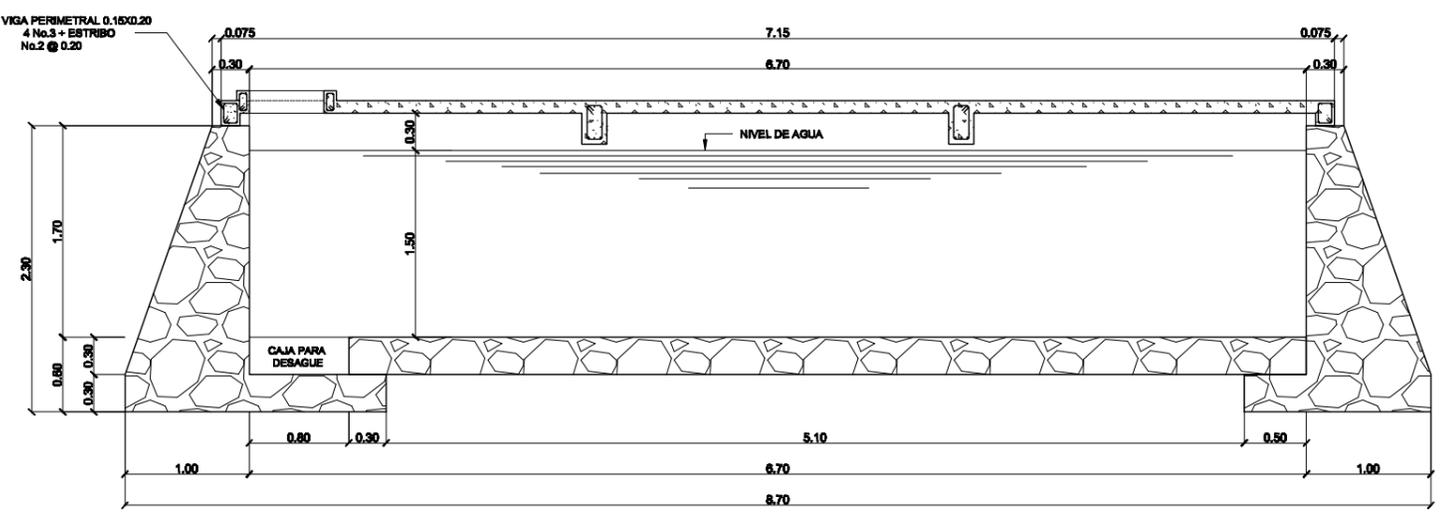
DETALLE DE VIGA
Esc. 1:10



DETALLE DE TAPADERA
Esc. 1:10



CORTE A-A
TANQUE DE ALMACENAMIENTO
Esc. 1:30

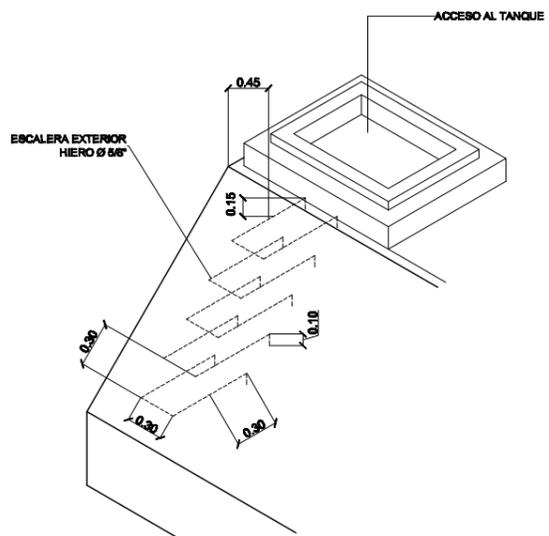


CORTE B-B
TANQUE DE ALMACENAMIENTO
Esc. 1:30

ESPECIFICACIONES

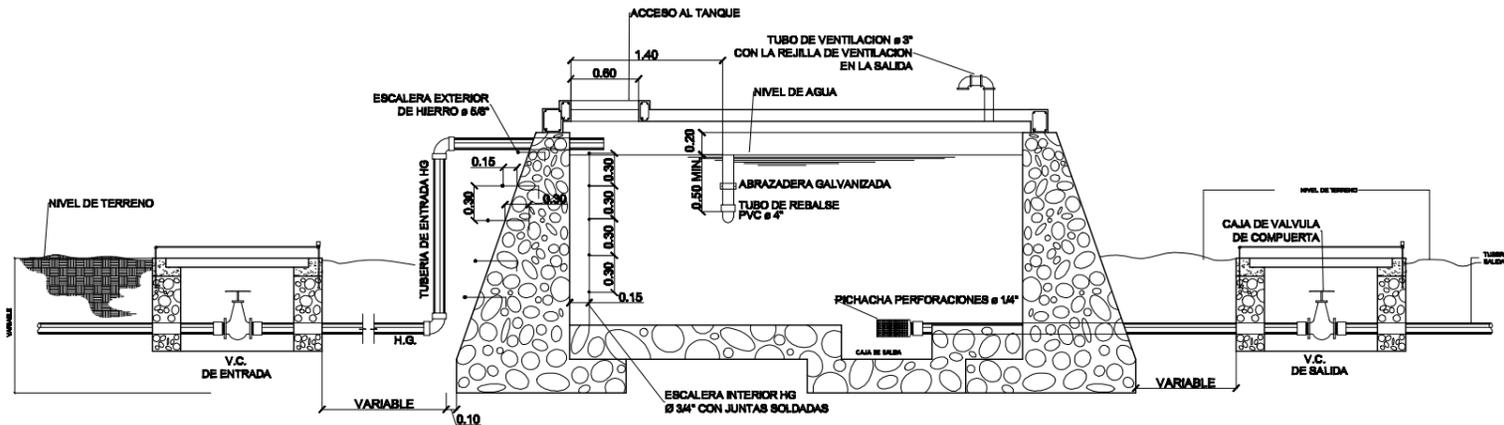
- 1 MAMPOSTERIA DE PIEDRA:
PIEDRA BOLA 67%
MORTERO 33%
EL MORTERO A UTILIZAR SABIETA
PROPORCION DE MEZCLA-CEMENTO-ARENA(1:2)
- 2 CONCRETO:
F_c=210 Kg./cm² 3000 Lbs./pulg²
PROPORCION DE MEZCLA-CEMENTO-ARENA-PIEDRA(1:2:3)
- 3 MUROS:
LOS MUROS DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA DEBEN IMPERMEABILIZARSE POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABIETA DE PROPORCION CEMENTO-ARENA (1:2) DEBIDAMENTE ALISADA
- 4 LOSAS:
LA LOSA DE CONCRETO DEBE DARSELE UN DESNIVEL DE 1% HACIA LOS LADOS Y LA SUPERFICIE DEBE QUEDAR CERNIDA CON CEMENTO-ARENA EN PROPORCION (1:2)
- 5 REFUERZO:
f_y = 2810 Kg./cm². (GRADO 40)

 E.P.S.	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE SAN BARTOLOME JOCOTENANGO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALDEA MULLUVA	
Plano de: ESTRUCTURA DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUA		
Diseñó, calculó y dibujó: Hans Ezequiel Camal Jitiz Juan Oscar Hu Laynez		No. de comit. 2008 12602 2004 31083
Escala: INDICADA Fecha: OCTUBRE 2012	Vto. de: Ing. Angel Roberto Sic G. Asesor	Bartolo Barrios Alcalde



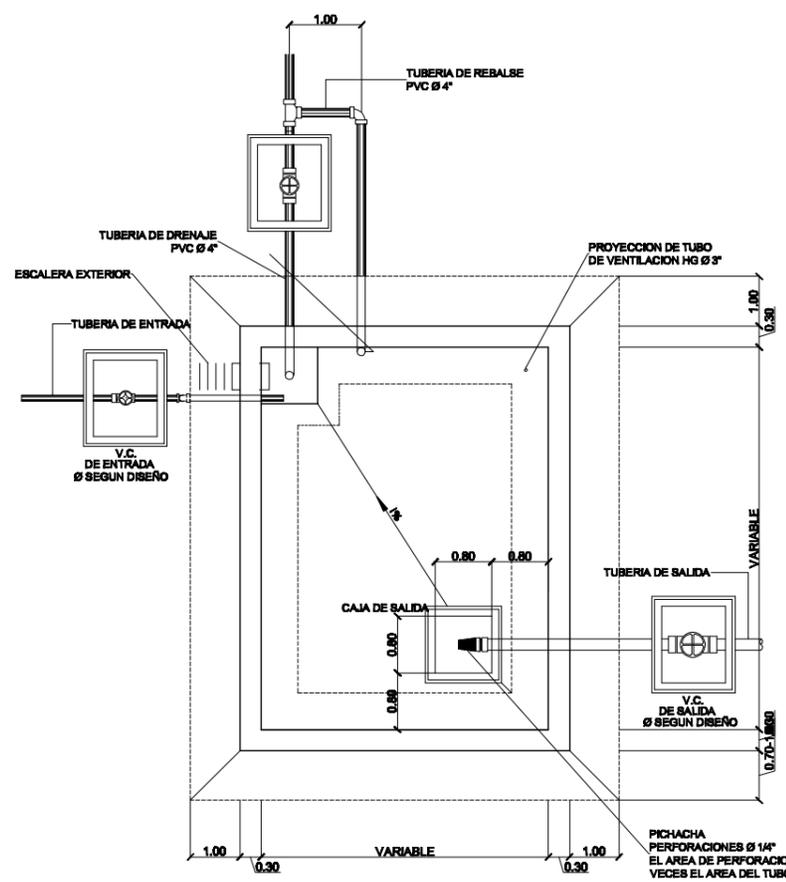
CONCEPTO DE ESCALERA EXTERIOR

Sin Escala



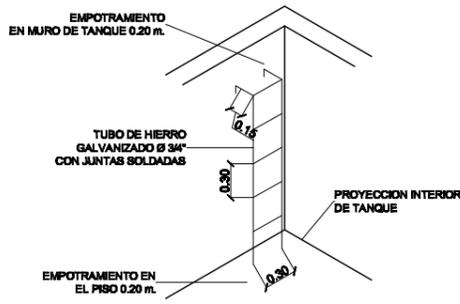
CORTE A-A
TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Sin Escala



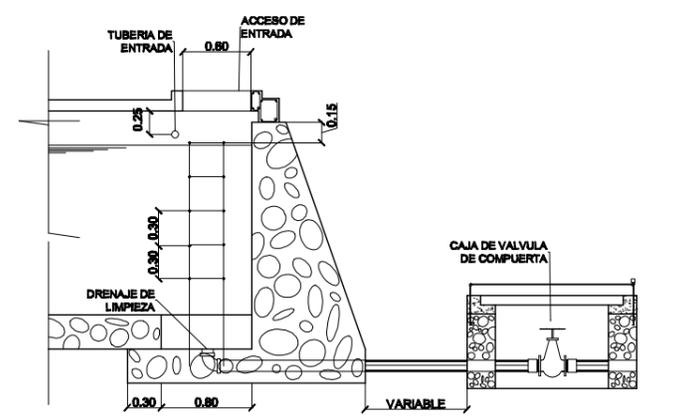
PLANTA TIPICA
TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Sin Escala



CONCEPTO DE ESCALERA INTERIOR

Sin Escala

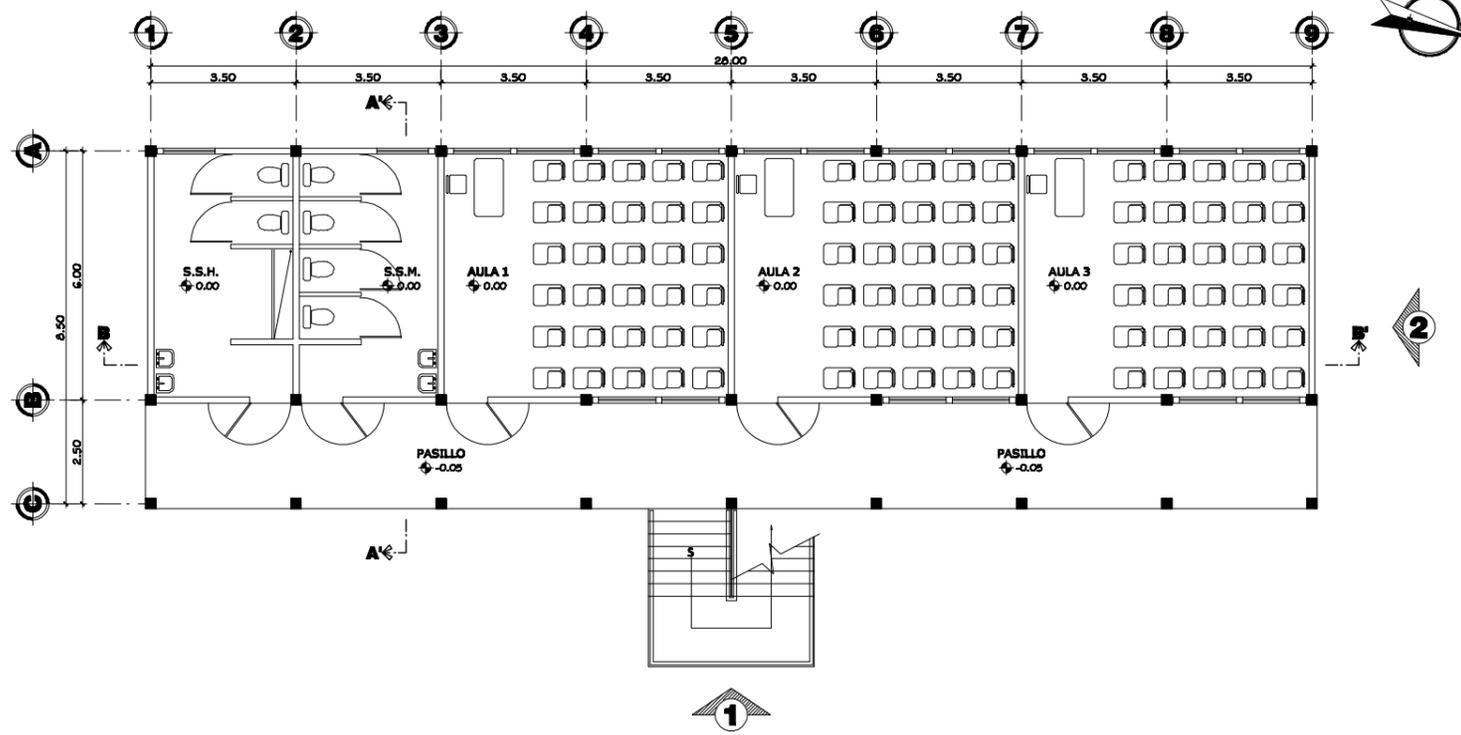


CORTE B-B
TANQUE DE ALMACENAMIENTO

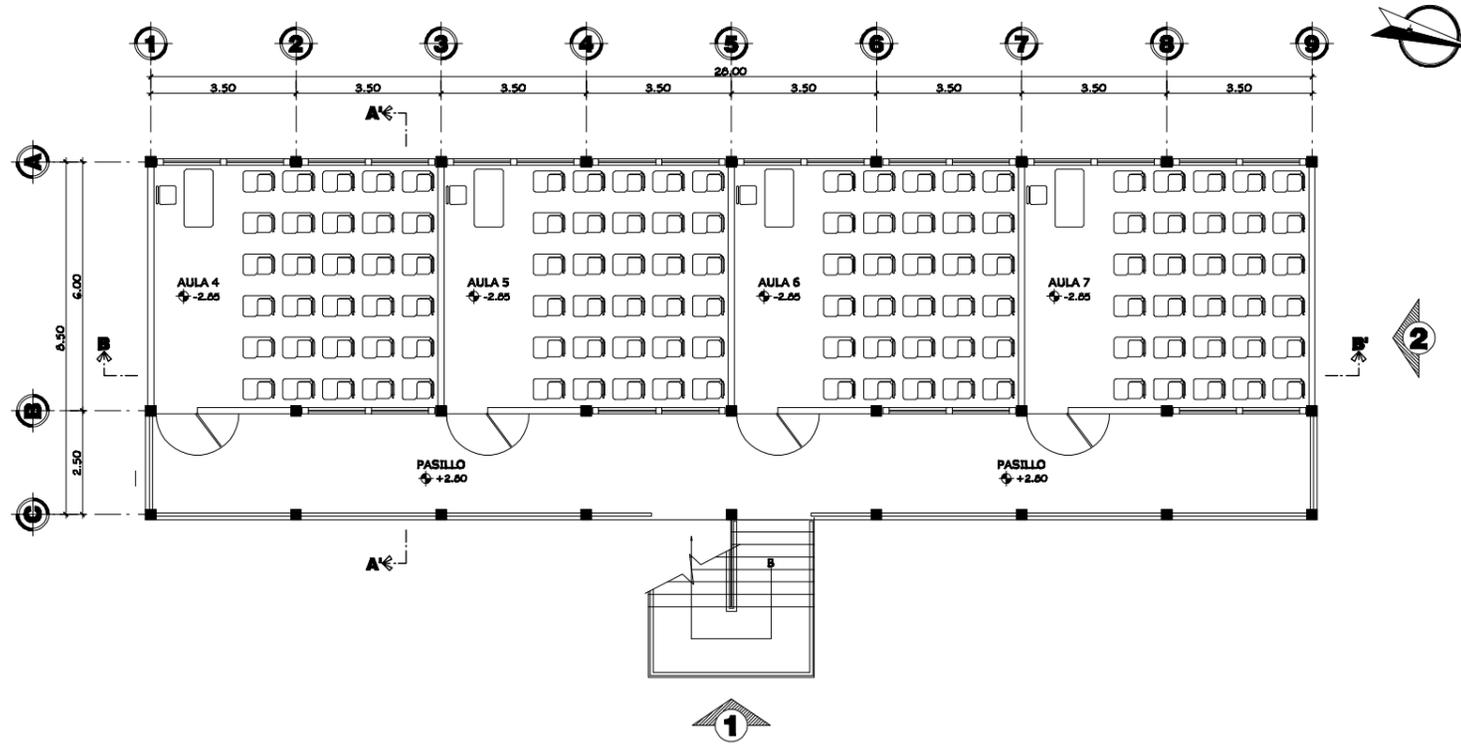
Sin Escala

NOTAS:
 PARA DETALLE DE CAJAS DE VALVULAS VER PLANO TIPICO DE CAJA PARA VALVULAS DE (VALVULA DE AIRE)
 EL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE DRENAJE Y REBALSE DE 5 A 20 METROS CUBICOS ES DE 3" Y DE 30" A 75 METROS CUBICOS ES DE 4"

<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO</p>	<p>MUNICIPALIDAD DE SAN BARTOLOME JOCOTENANGO</p>
	<p>SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALDEA MULLUA</p>
<p>Plano de: DETALLES DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUA</p>	
<p>Diseño, cálculo y dibujo: Hans Ezequiel Camal Jitiz Juan Oscar Hu Laynez</p>	<p>No. de comit: 2008 12802 2004 31083</p>
<p>Estado: INDICADA</p>	<p>Vs. Sr. Ing. Angel Roberto Sic-G. Asesor</p>
<p>Fecha: OCTUBRE 2012</p>	<p>Bartolo Benito Alcalde</p>

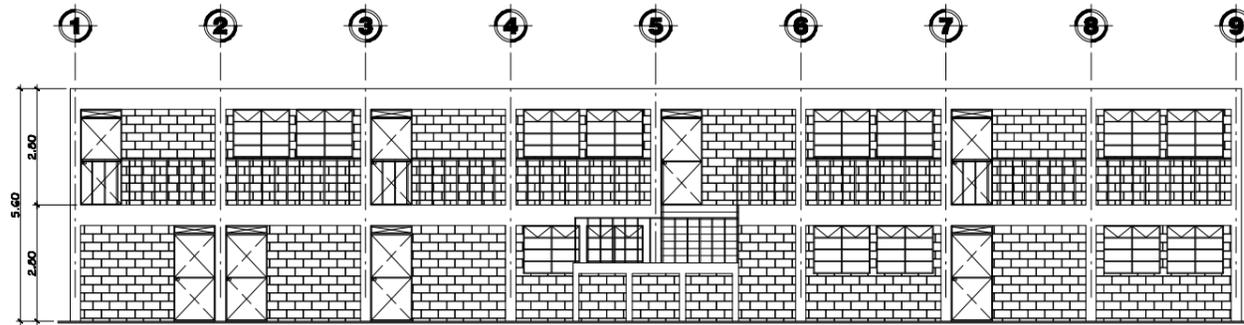


PLANTA AMOBLADA
PRIMER NIVEL
Escala: 1/75



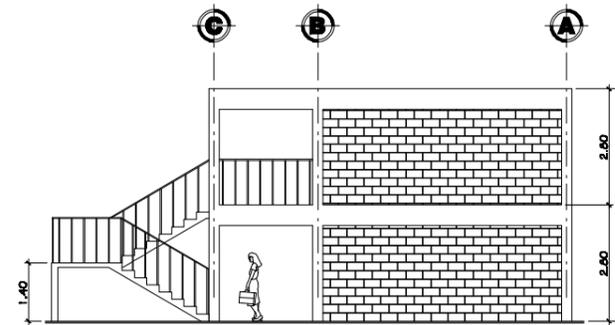
PLANTA AMOBLADA
SEGUNDO NIVEL
Escala: 1/75

 E.P.S. <small>Española Hans E. Calde Arce</small>	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	Proyecto: EDIFICACION ESCOLAR	
<small>No. de carné: 200912892</small>	Plano de: PLANTA AMOBLADA	
<small>Diseño y edición: Hans E. Calde Arce</small>	Propuesta de: Municipalidad de San Bartolomé Joc. Quiché	
<small>Escala: Indicada</small>	<small>Va. No.</small> Ing. Angel Roberto Sic G. Asesor	Bartolo Barrios Alcalde
<small>Fecha: Mayo 2011</small>	1 / 12	



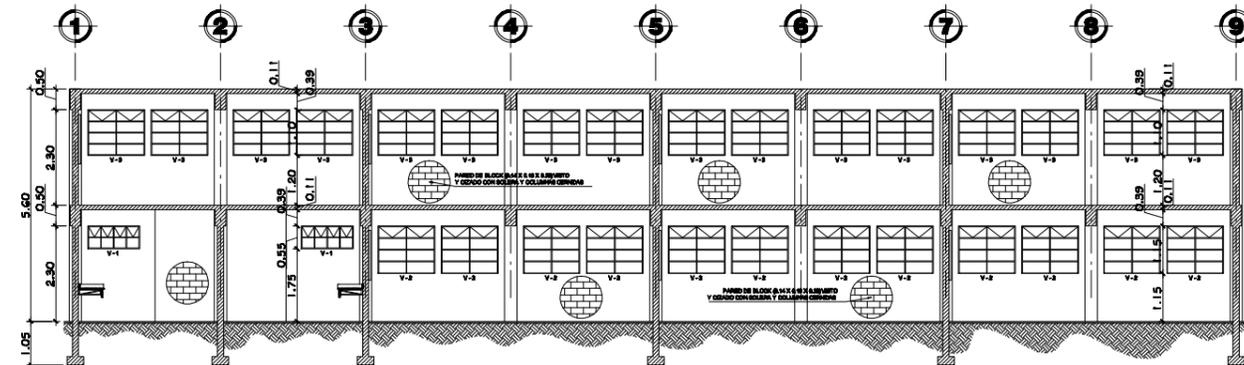
ELEVACION 1

Esc. 1/76



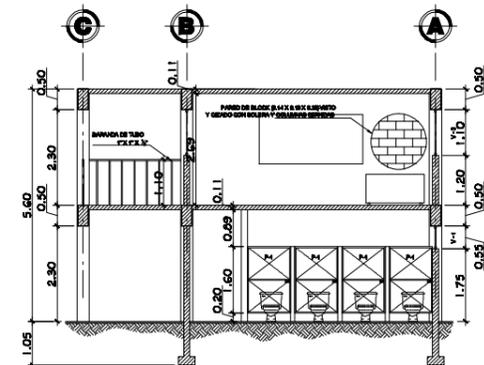
ELEVACION 2

Esc. 1/76



SECCION B - B'

Esc. 1/76

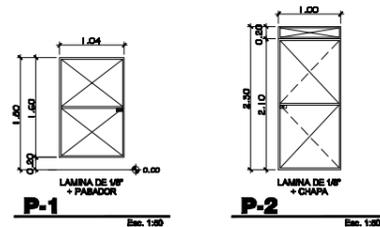
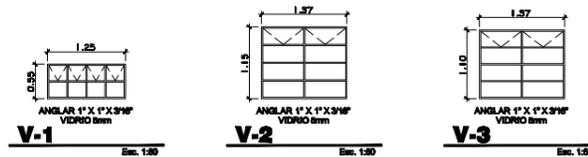


SECCION A - A'

Esc. 1/76

PLANILLA DE VENTANAS						
TIPO	ANCHO	ENTRADA	ALTIMA	ANCHO	UNIDADES	OBSERVACIONES
V-1	1.76	2.30	0.85	1.26	2	METAL + VIDRIO CLARO DE 6mm
V-2	1.18	2.30	1.15	1.37	18	METAL + VIDRIO CLARO DE 6mm
V-3	1.30	2.30	1.10	1.37	24	METAL + VIDRIO CLARO DE 6mm

PLANILLA DE PUERTAS					
TIPO	ANCHO	ALTIMA	HOJAS	UNIDADES	OBSERVACIONES
P-1	1.04	1.80	1	6	METALICA (HIERRO)
P-2	1.00	2.10	1	9	METALICA (HIERRO) CON CHAPA



E.P.S.

Escuela Profesional de San Bartolomé Juc. Quiché

No. de carné: 200912802

Dibujó y edición: Hans E. Calde Arce

Escala: Indefinida

Fecha: Mayo 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

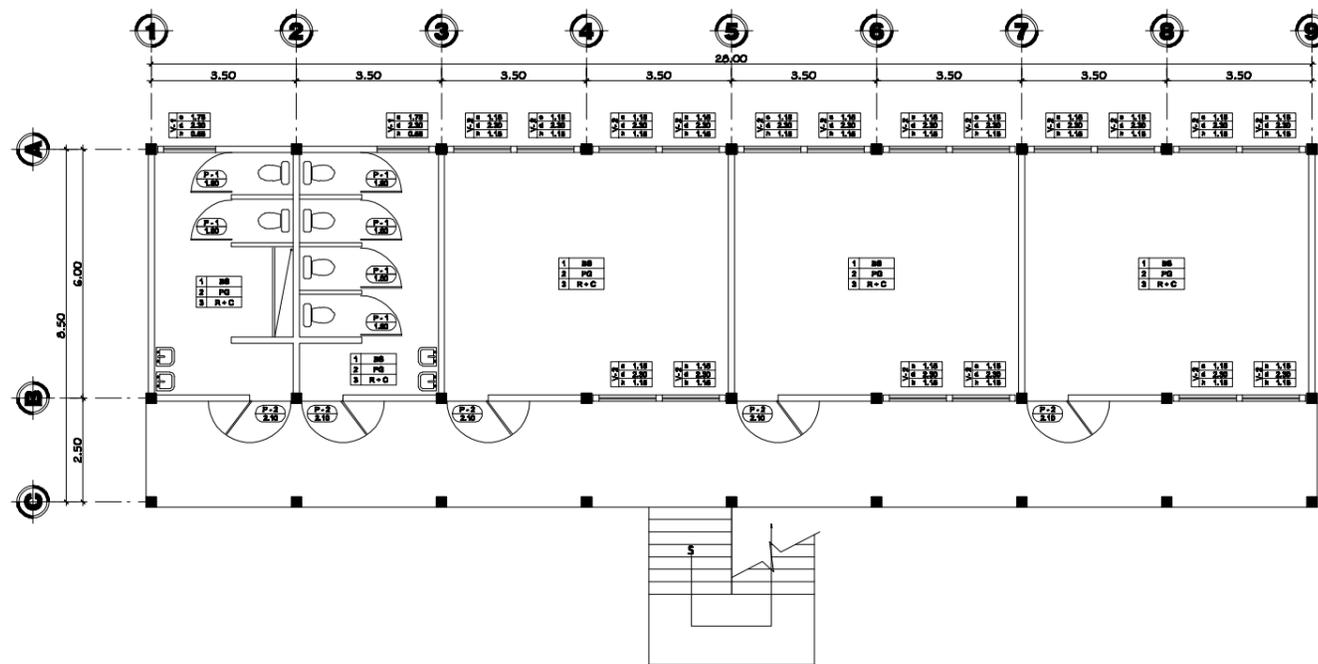
Proyecto: **EDIFICACION ESCOLAR**

Plano de: **ELEVACIONES Y SECCIONES**

Propiedad de: **Municipalidad de San Bartolomé Juc. Quiché**

Vs. Bn.

Ing. Angel Roberto Sic G. Bartolo Barba
Autor Alcalde



PLANTA DE ACABADOS
PRIMER NIVEL

Esc. 1/70

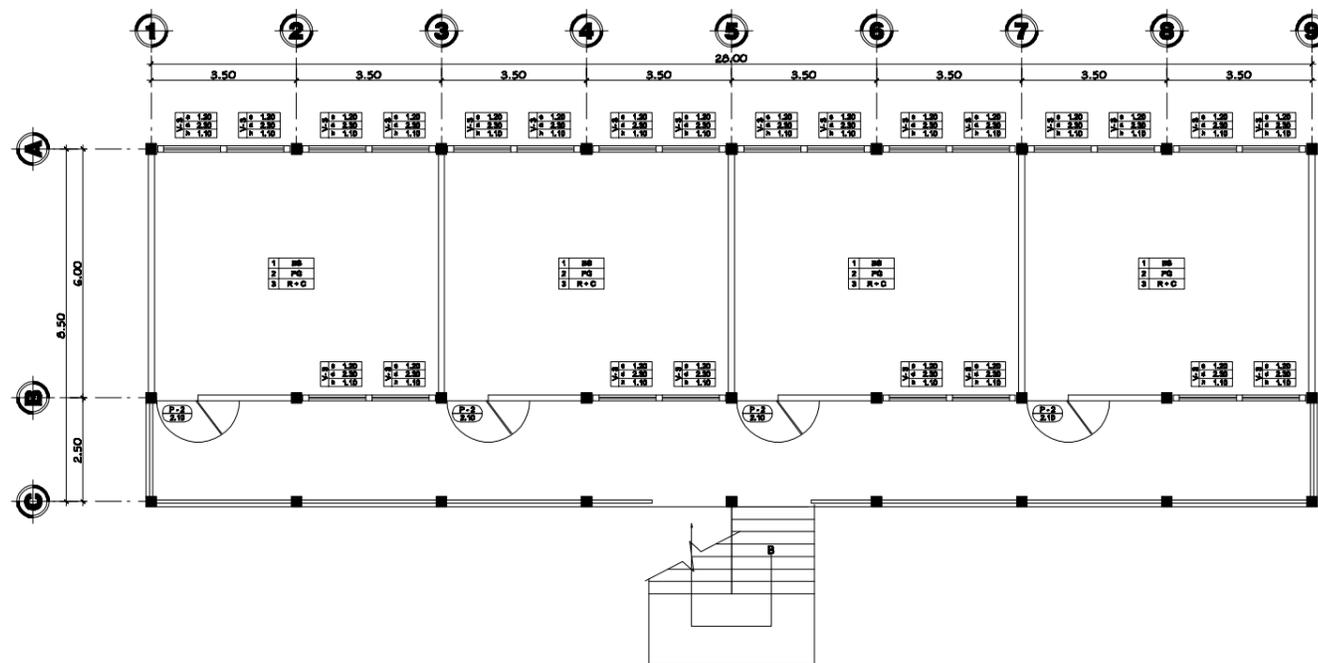
NOMENCLATURA	
BS	+ SOLERÍA Y COLAS DE CERAMICAS
PG	PISO DE GRANITO
R+C	RESPALDO + CERRIDO

TIPO DE PUERTA
ALTURA DE DINTIL

ALTURA BELLAR	1 ACABADO EN PARED
ALTURA DINTIL	2 ACABADO EN PISO
ALTURA VENTANA	3 ACABADO EN CIELO

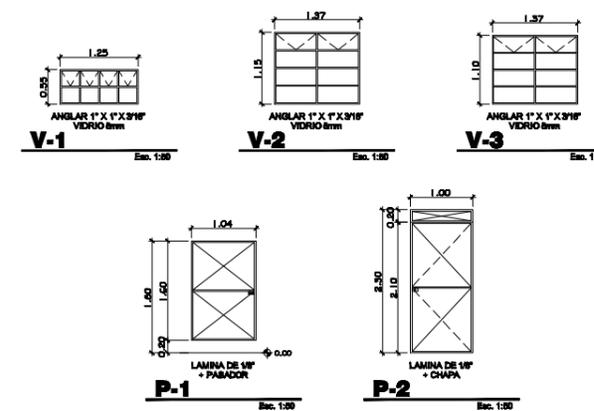
PLANILLA DE VENTANAS						
TIPO	SILLAR	DINTIL	ALTURA	ANCHO	UNIDADES	OBSERVACIONES
V-1	1.75	2.30	0.85	1.25	2	METAL + VIDRIO CLARO DE 8mm
V-2	1.15	2.30	1.15	1.37	18	METAL + VIDRIO CLARO DE 8mm
V-3	1.20	2.30	1.10	1.37	24	METAL + VIDRIO CLARO DE 8mm

PLANILLA DE PUERTAS					
TIPO	ANCHO	ALTURA	HOJAS	UNIDADES	OBSERVACIONES
P-1	1.04	1.80	1	8	METALICA (HERRERIA)
P-2	1.00	2.10	1	9	METALICA (HERRERIA) CON CHAPA



PLANTA DE ACABADOS
SEGUNDO NIVEL

Esc. 1/70



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

Proyecto: **EDIFICACION ESCOLAR**

Plano de: **PLANTA DE ACABADOS**

Propiedad de: **Municipalidad de San Bartolomé Joc. Quiché**

E.P.S.

Especialista: **Hans E. Calde**

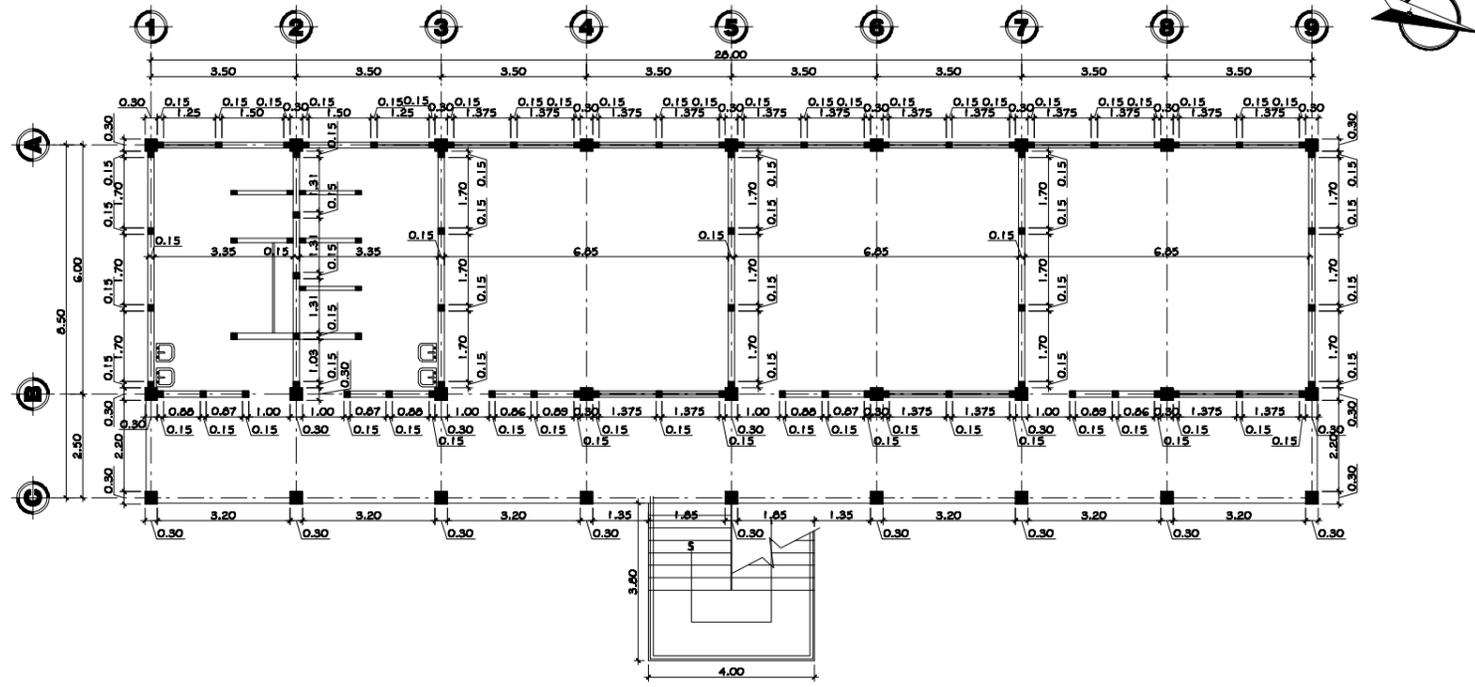
Nº. de carné: **200912802**

Diseño y edición: **Hans E. Calde**

Escala: **Indicada**

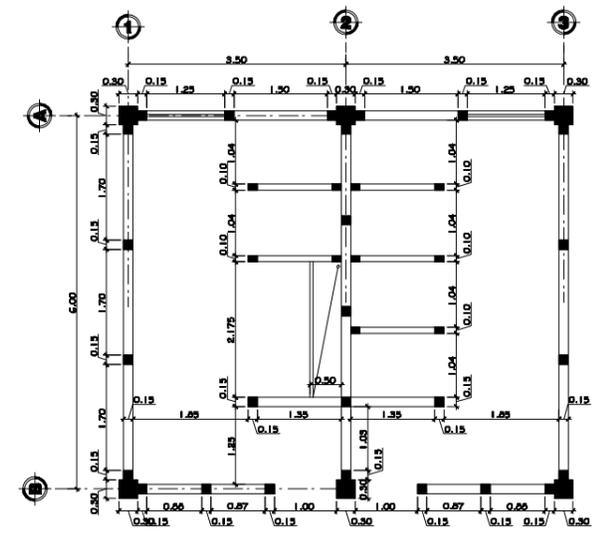
Fecha: **Mayo 2011**

Ing. Angel Roberto Sic-G. **Bartolo Herin**
Asesor **Alcalde**



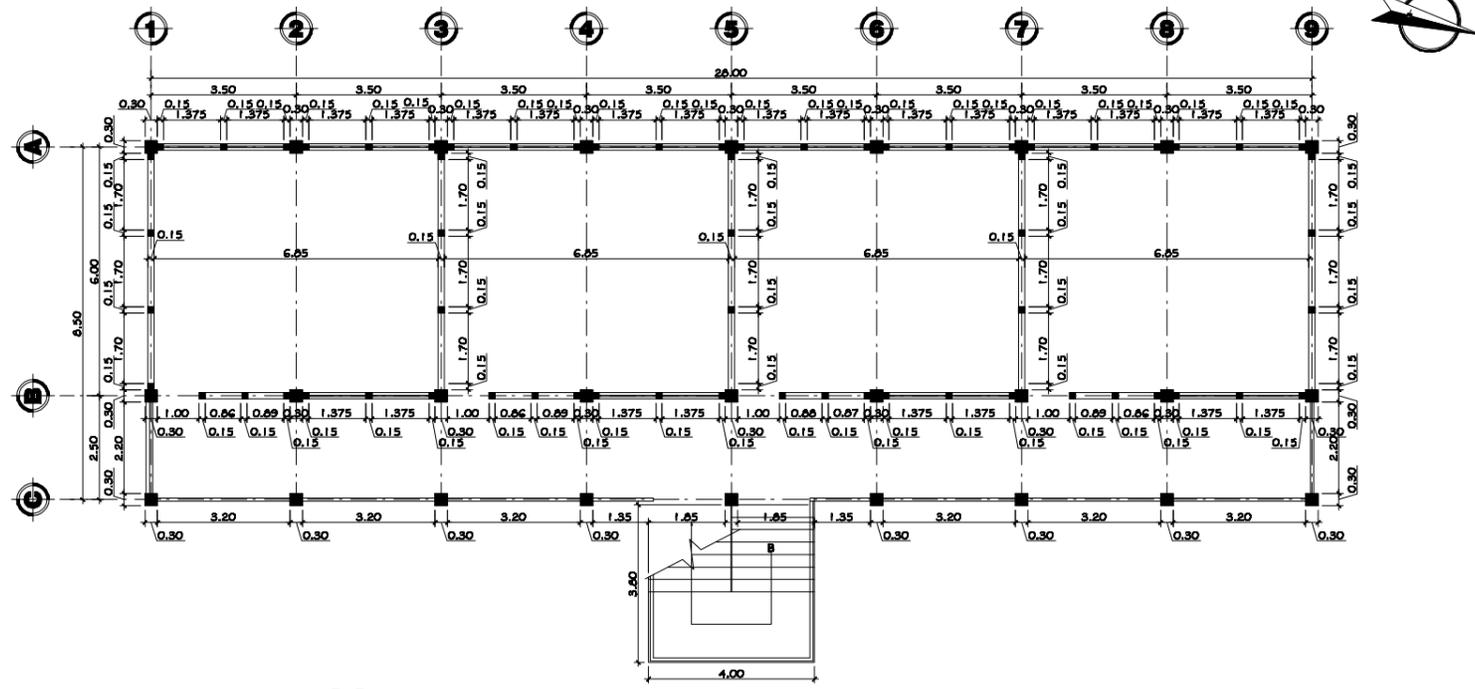
PLANTA ACOTADA
PRIMER NIVEL

Esc. 1:70



SERVICIOS SANITARIOS
PRIMER NIVEL

Esc. 1:50

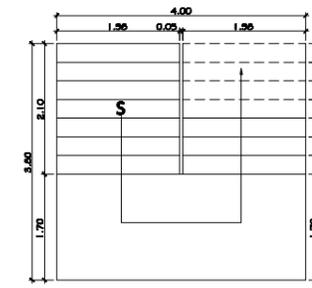


PLANTA ACOTADA
SEGUNDO NIVEL

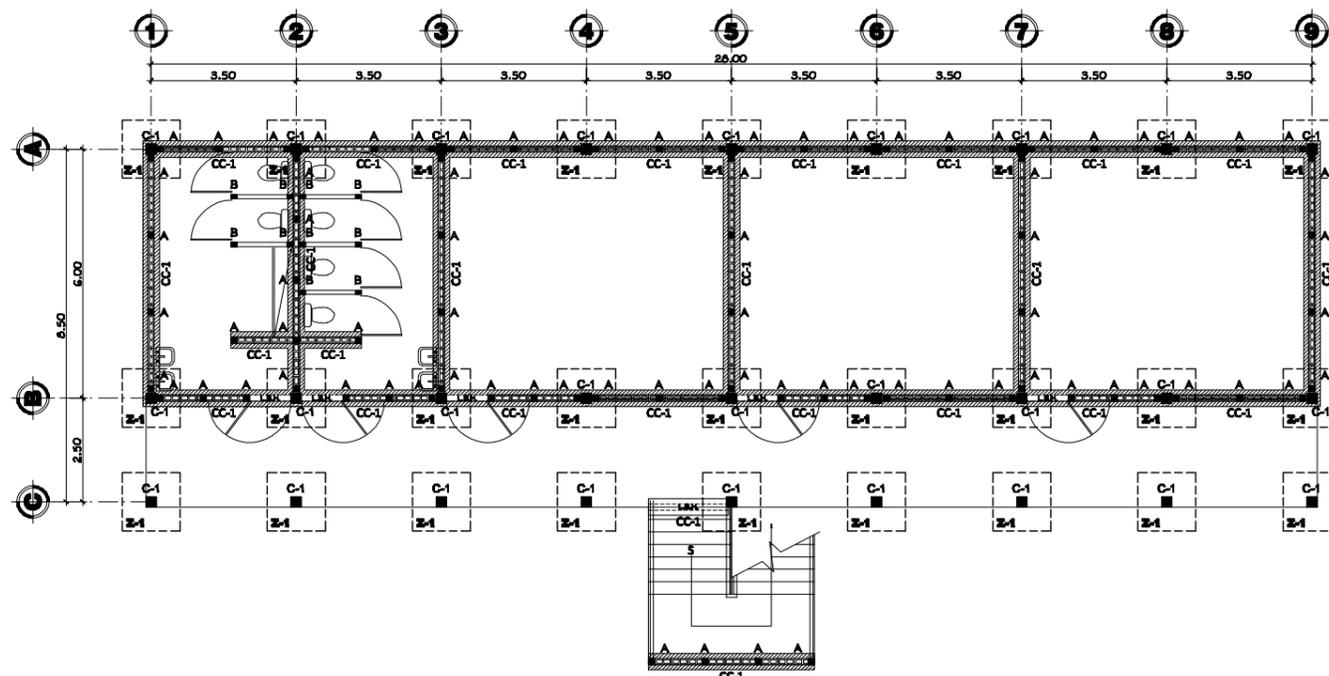
Esc. 1:70

MODULO DE GRADAS

Esc. 1:50

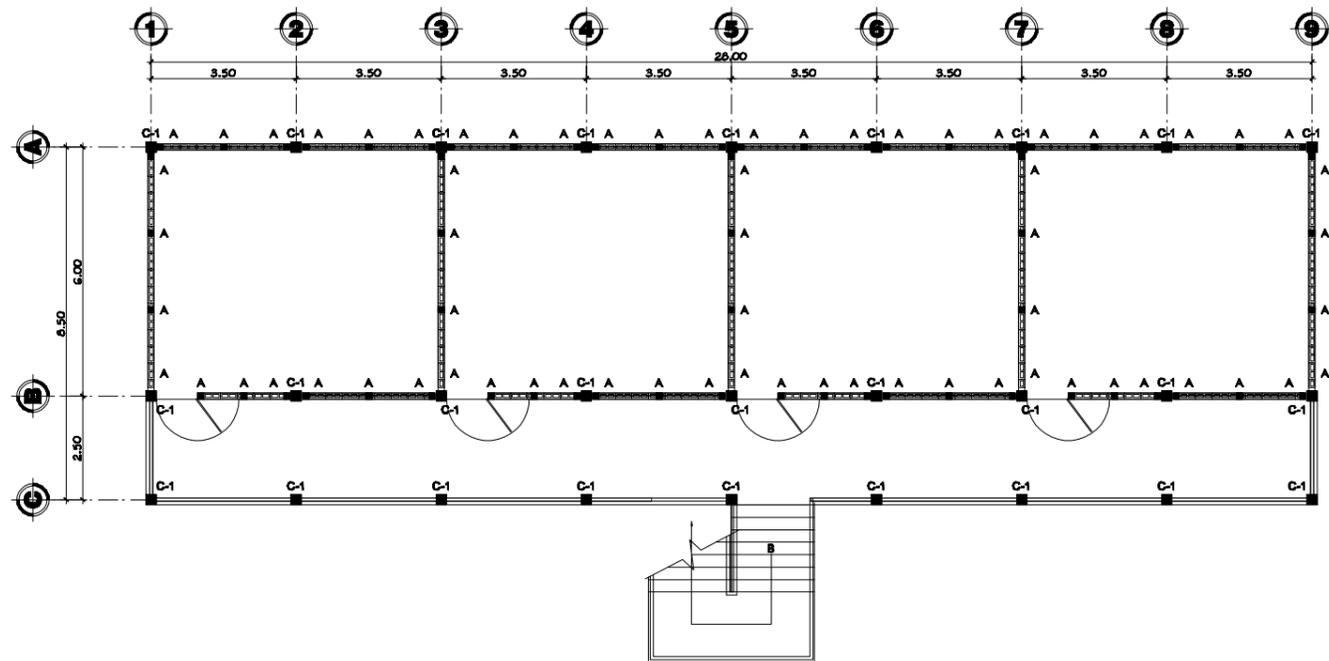


<p>E.P.S.</p> <p>Episcopo: Hans E. Calde Arz</p> <p>No. de carné: 200912802</p> <p>Diseño y edición: Hans E. Calde Arz</p> <p>Escala: Indefinida</p> <p>Fecha: Mayo 2011</p>	<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO</p>	
	<p>Proyecto: EDIFICACION ESCOLAR</p>	
	<p>Plano de: PLANTA ACOTADA</p>	
	<p>Propiedad de: Municipalidad de San Bartolomé Joc. Quiché</p>	
<p>Va. No.</p>	<p>Ing. Angel Roberto Sic G. <i>Asesor</i></p>	<p>Bartolo Barrio <i>Alcalde</i></p>
		<p>4 / 12</p>



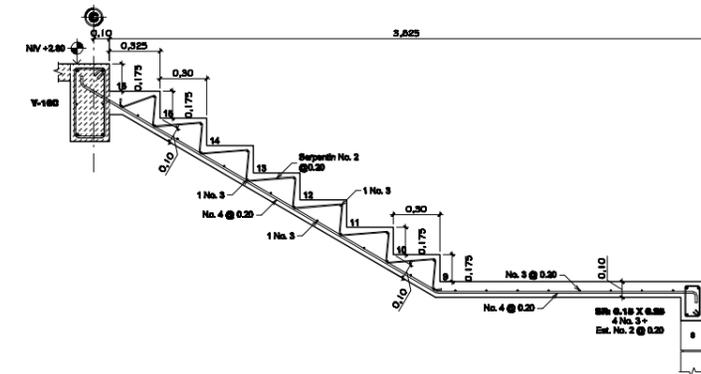
PLANTA DE CIMENTACION Y COLUMNAS
PRIMER NIVEL

Esc. 1/75



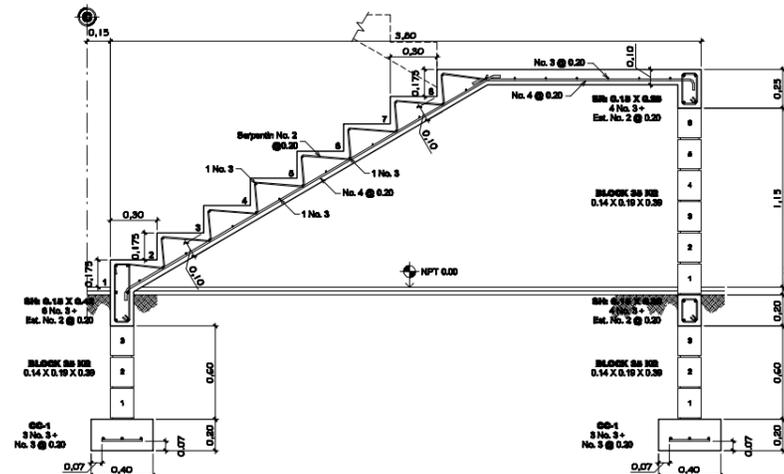
PLANTA DE COLUMNAS
SEGUNDO NIVEL

Esc. 1/75



ARMADO DE GRADAS
TRAMO 2

Esc. 1/20



ARMADO DE GRADAS
TRAMO 1

Esc. 1/20

PLANILLA DE COLUMNAS

TIPO	SECCION	REFUERZO	
		LONGITUDINAL	TRANSVERSAL
C-1	0.30 X 0.30	4 No. 6 + 4 No. 4	Ver detalle
A	0.15 X 0.15	4 No. 3	Est. No. 2 @ 0.20
B	0.15 X 0.10	2 No. 3	Est. No. 2 @ 0.20

PLANILLA DE CIMENTOS

TIPO	DIMENSION (Ancho x Largo)	ESPESOR	DESPLANTE DE CIMENTACION	REFUERZO	
				TRANS.	LONG.
C.C.-1	0.40m x L	0.20m	1.05m	No.3 @ 0.20m	3 No. 3 CORRIDOS
Z-1	1.40 x 1.40 m	0.30m	1.20m	No. 3 @ 0.20m AMBOS SENTIDOS	

ESPECIFICACIONES

- El concreto a utilizar sera con una resistencia ultima a los 28 dias de $f'c = 3000$ psi (210 Kg/cm²). Agregado grueso con diametro de $\frac{3}{4}$ "
- Acero de refuerzo corrugado Grado 40.
- Rundoboleros:
Zapatas 7.5 cm
Columnas 4.0 cm
Columnas en mamposteria 2.5 cm
Vigas 2.5 cm
Losa de cubierta 2.5 cm
- Empalme de varillas y longitud de anclaje.
Varilla Longitud
No. 3 0.40 m
No. 4 0.50 m
No. 5 0.60 m
No. 6 0.70 m
No. 8 0.90 m
- Codigos de referencia
ACI - 318 - 05
USC - 1997
- Muros en mamposteria
 $f'm = 300$ kg



E.P.S.
Escribió:
Hans E. Cofel Jitez
No. de carné:
200912802
Diseño y dibujo:
Hans E. Cofel Jitez
Escala:
Tratada
Fecha:
Mayo 2011

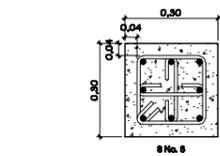
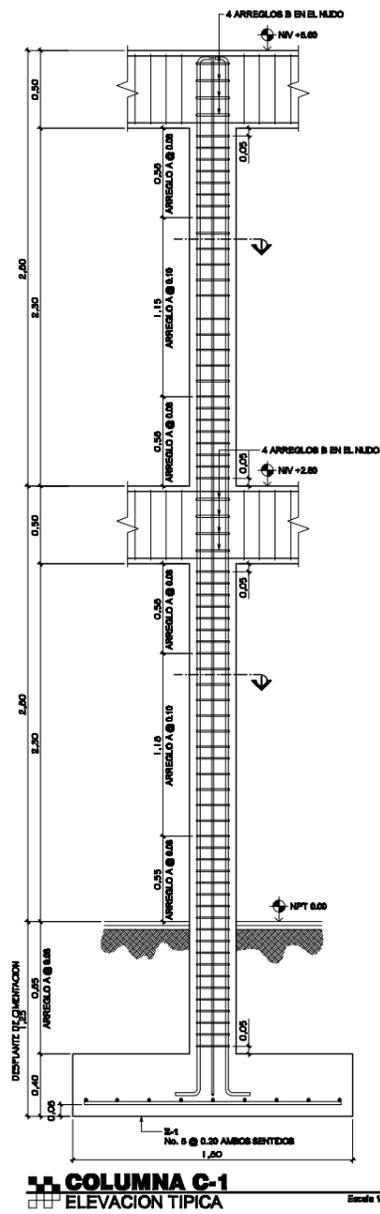
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

Proyecto:
EDIFICACION ESCOLAR

Plano de:
PLANTA DE CIMENTACION Y COLUMNAS

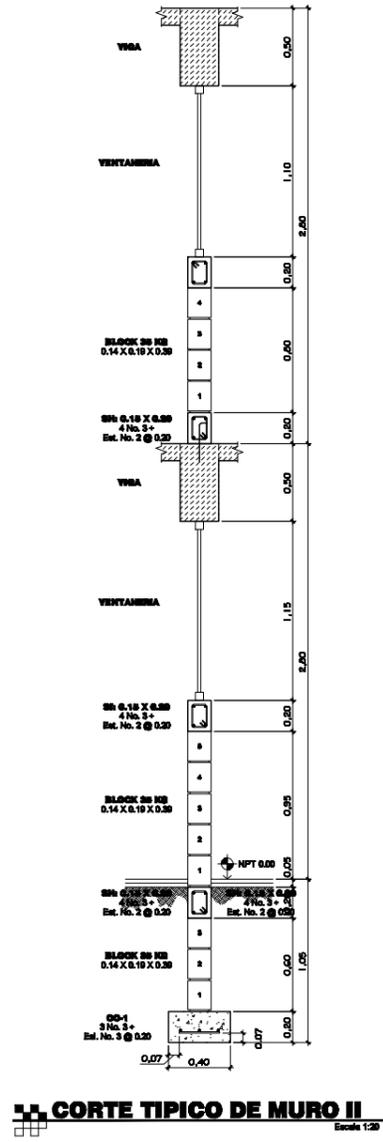
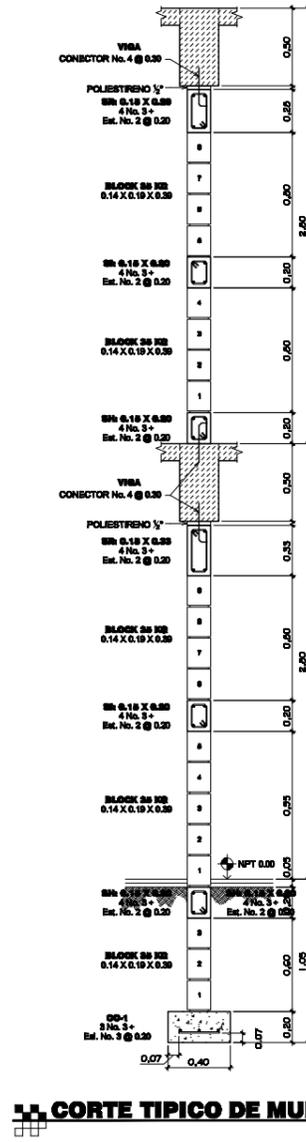
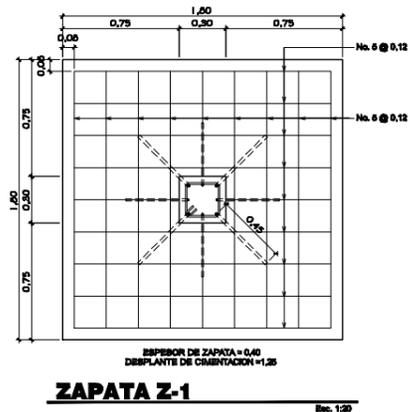
Propiedad de:
Municipalidad de San Bartolomé Joc. Quiché

Va. de:
Ing. Angel Roberto Siré G. Bartolo Barba
Asesor Alcalde



CORTE I
COLUMNA C-1
Escala 1:10

ARREGLO A: ESTRIBO No. 3 +
2 EMBLABONES No. 3
ARREGLO B: ESTRIBO No. 4 +
2 EMBLABONES No. 3

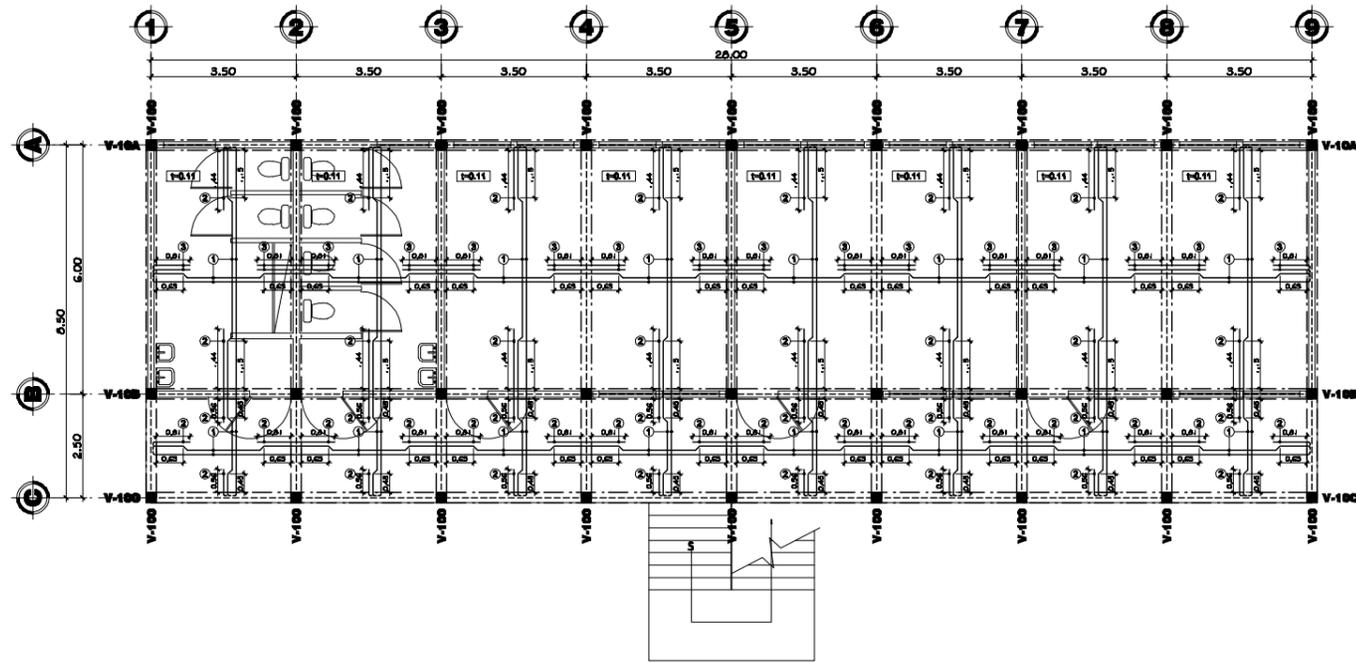


ESPECIFICACIONES

- El concreto a utilizar será con una resistencia última a los 28 días de $f'c = 3000$ psi (210 Kg/cm²). Agregado grueso con diámetro de $\frac{3}{4}$ ".
- Acero de refuerzo corrugado Grado 40.
- Ranuras: Zapatas 7.5 cm
Columnas 4.5 cm
Columnas en mampostería 2.5 cm
Vigas 2.5 cm
Losa de cubierta 2.5 cm
- Empalme de varillas y longitud de anclajes.

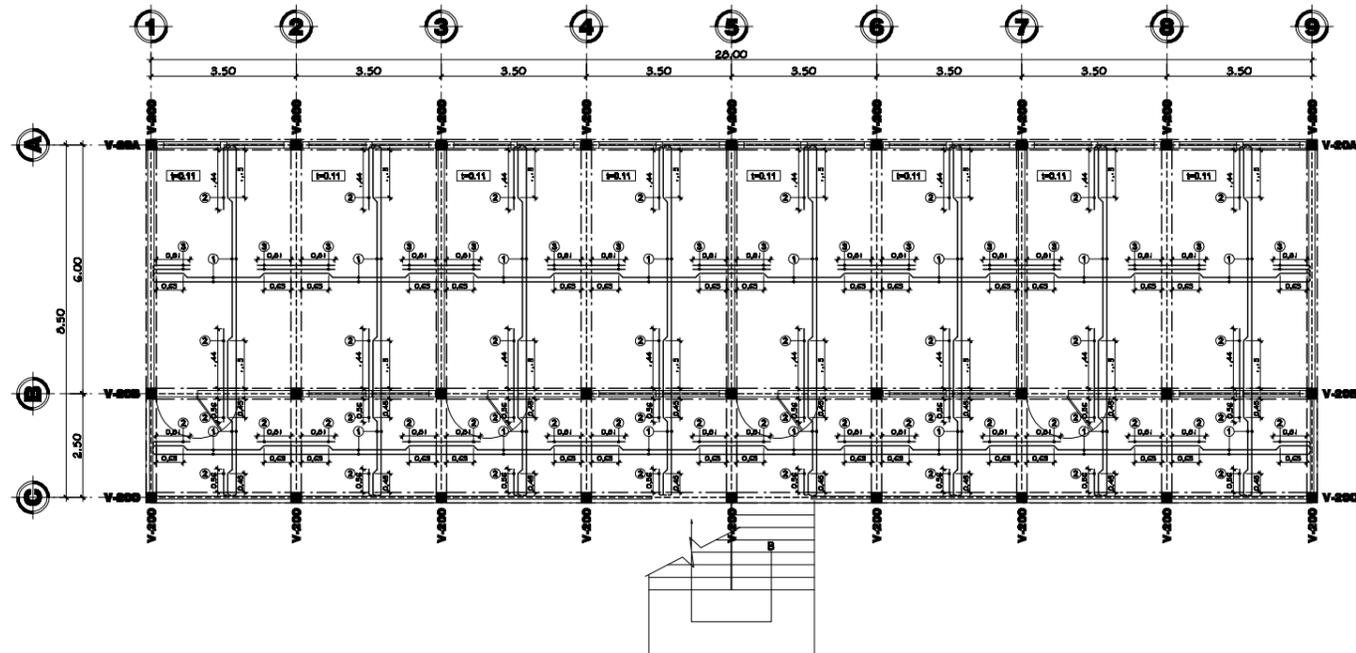
Varilla	Longitud
No. 3	0.40 m
No. 4	0.50 m
No. 6	0.80 m
No. 8	0.70 m
No. 9	0.90 m
- Códigos de referencia: ACI - 318 - 05
UBC - 1997
- Muros en mampostería $f'm = 20$ Kg

<p>E.P.S. Escribita: Hans E. Cofel Jitez No. de curul: 200912802 Diseño y dibujo: Hans E. Cofel Jitez Escala: Tralicada Fecha: Mayo 2011</p>	<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO</p>
	<p>Proyecto: EDIFICACION ESCOLAR</p>
	<p>Plano de: DETALLES</p>
	<p>Propiedad de: Municipalidad de San Bartolomé Joc. Quiché</p>
<p>Va. de: Ing. Angel Roberto Sic G. Asesor Bartolo Barrios Alcalde</p>	<p>6 / 12</p>



PLANTA DE ARAMDO DE LOSAS
PRIMER NIVEL

Esc. 1/70



PLANTA DE ARAMDO DE LOSAS
SEGUNDO NIVEL

Esc. 1/70

ESPECIFICACIONES

- El concreto a utilizar sera con una resistencia ultima a los 28 dias de $f'_c = 3000 \text{ psi } (210 \text{ kg/cm}^2)$. Agregado grueso con diametro de $\frac{1}{2}''$.
- Acero de refuerzo corrugado Grado 40.
- Resúmenes:
Zapatas 7.5 cm
Columnas 4.0 cm
Columnas en mariposetas 2.8 cm
Vigas 2.8 cm
Losa de cubierta 2.8 cm
- Empalme de varillas y longitud de anclaje.

Varilla	Longitud
No. 3	0.40 m
No. 4	0.50 m
No. 5	0.60 m
No. 6	0.70 m
No. 8	0.90 m
- Códigos de referencia
ACI - 318 - 05
UBC - 1997
- Marcos en mariposetas
 $f'_m = 35 \text{ kg}$



ARMADO DE LOSA



①	TENSIÓN + RIEL NO. 3 @ 0.16
②	BASTON No. 3 ENTRE TENSIÓNES
③	2 BASTONES No. 3 ENTRE TENSIÓNES
[0.16]	INDICA ESPESOR DE LOSA EN METROS



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

Proyecto: **EDIFICACION ESCOLAR**

Plano de: **PLANTA DE ARAMDO DE LOSAS**

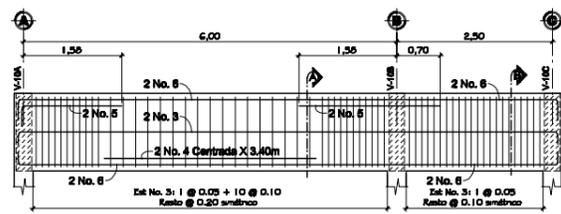
Propiedad de: **Municipalidad de San Bartolomé Joc. Quiché**

Vs. No.

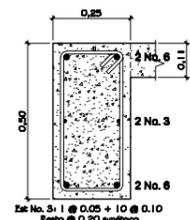
Especialista:
Hans E. Cofel Jitez
No. de carné:
200912802
Diseño y dibujo:
Hans E. Cofel Jitez
Escala:
Traslada
Fecha:
Mayo 2011

Ing. Angel Roberto Sic G.
Asesor

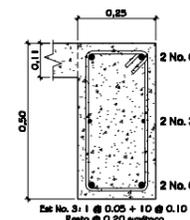
Bartolo Barrio
Alcalde



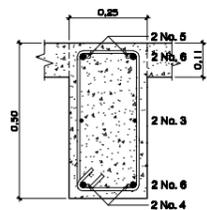
V-100
Escala Horizontal 1:50, Vertical 1:20



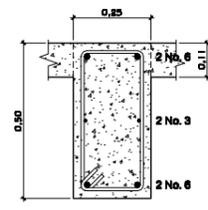
V-10A
Escala: 1:10



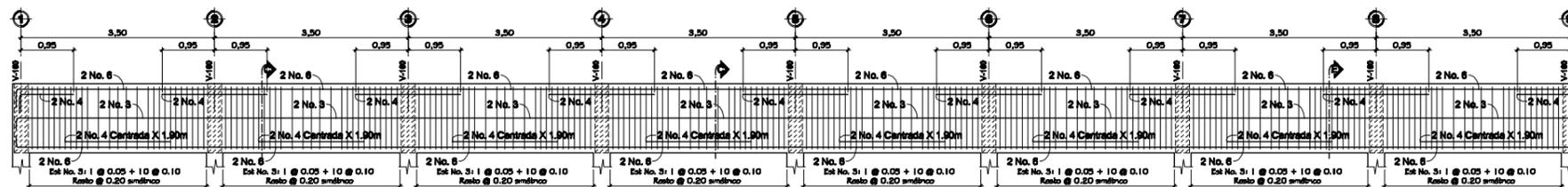
V-10C
Escala: 1:10



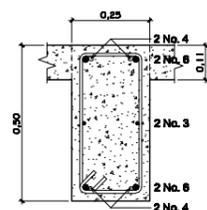
CORTE A
V-100
Escala: 1:10



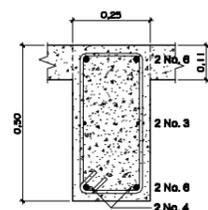
CORTE B
V-100
Escala: 1:10



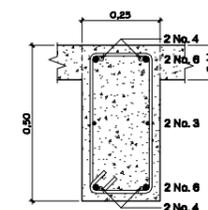
V-10B
Escala Horizontal 1:50, Vertical 1:20



CORTE C
V-10B
Escala: 1:10



CORTE D
V-10B
Escala: 1:10

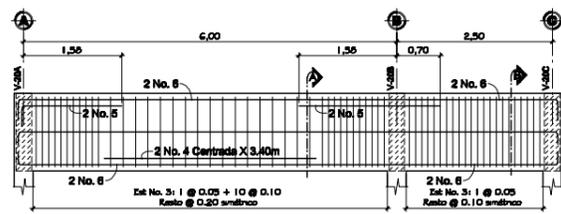


CORTE E
V-10B
Escala: 1:10

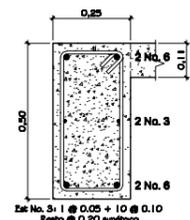
ESPECIFICACIONES

- El concreto a utilizar sera con una resistencia ultima a los 28 dias de $f'_c = 3000 \text{ psi (210 Kg/cm}^2\text{)}$. Agregado grueso con diametro de $\frac{3}{4}$ "
- Acero de refuerzo corrugado Grado 40.
- Plancherías:
Zapatas 7.5 cm
Columnas 4.0 cm
Columnas en mampostaria 2.5 cm
Vigas 2.5 cm
Loses de cubierta 2.5 cm
- Espesores de varillas y longitud de anclajes.
Varilla Longitud
No. 3 0.40 m
No. 4 0.60 m
No. 5 0.80 m
No. 6 0.70 m
No. 8 0.90 m
- Codigos de referencia
ACI - 318 - 08
UBC - 1997
- Muros en mampostaria
 $f'_m = 300 \text{ kg}$

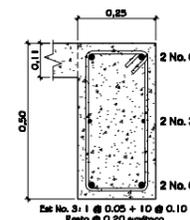
 E.P.S. Especialista: Hans E. Cofel Jitez No. de carnet: 200912802 Diseñó y dibujó: Hans E. Cofel Jitez Escala: Traslucida Fecha: Mayo 2011	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
	Proyecto: EDIFICACION ESCOLAR
	Plano de: DETALLE DE VIGAS
	Propiedad de: Municipalidad de San Bartolomé Joc. Quiché
Vn. No. Ing. Angel Roberto Sic G. Asesor Ricardo Benito Alcalde	8 / 12



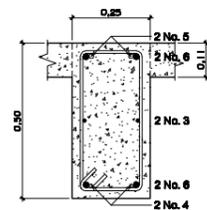
V-200
Escala Horizontal 1:50, Vertical 1:20



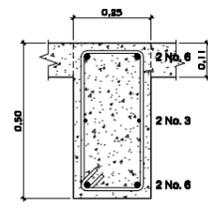
V-20A
Escala: 1:10



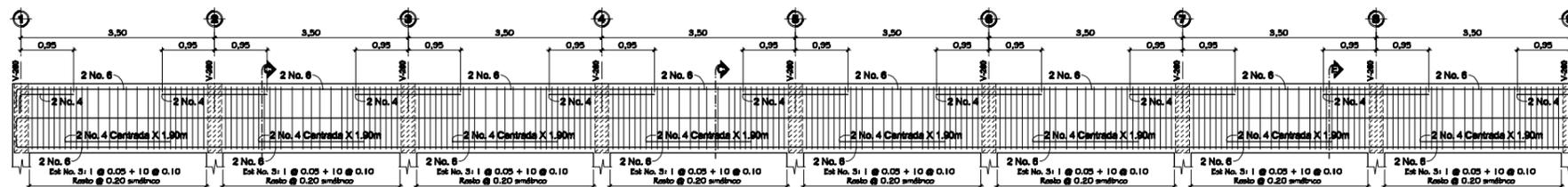
V-20C
Escala: 1:10



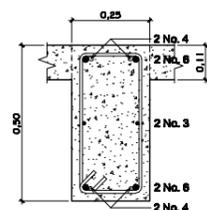
CORTE A
V-200
Escala: 1:10



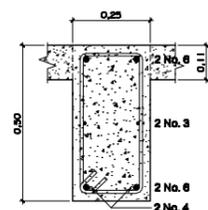
CORTE B
V-200
Escala: 1:10



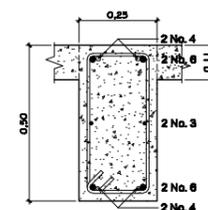
V-20B
Escala Horizontal 1:50, Vertical 1:20



CORTE C
V-20B
Escala: 1:10



CORTE D
V-20B
Escala: 1:10



CORTE E
V-20B
Escala: 1:10

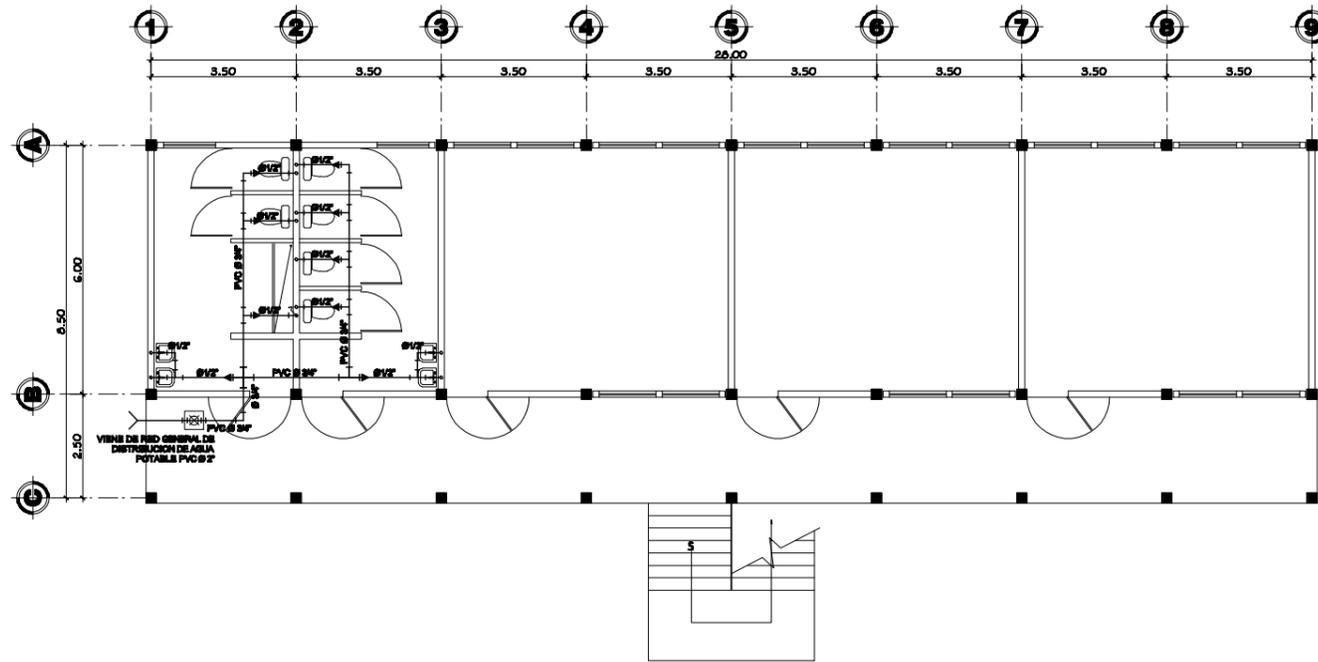
ESPECIFICACIONES

- El concreto a utilizar sera con una resistencia ultima a los 28 dias de $f'c = 3000 \text{ psi (210 Kg/cm}^2\text{)}$. Agregado grueso con diametro de $\frac{3}{4}$ "
- Acero de refuerzo corrugado Grado 40.
- Planchamientos:

Zapatas	7.5 cm
Columnas	4.3 cm
Columnas en mampostaria	2.5 cm
Vigas	2.5 cm
Losas de cubierta	2.5 cm
- Espesores de varillas y longitud de anclajes.

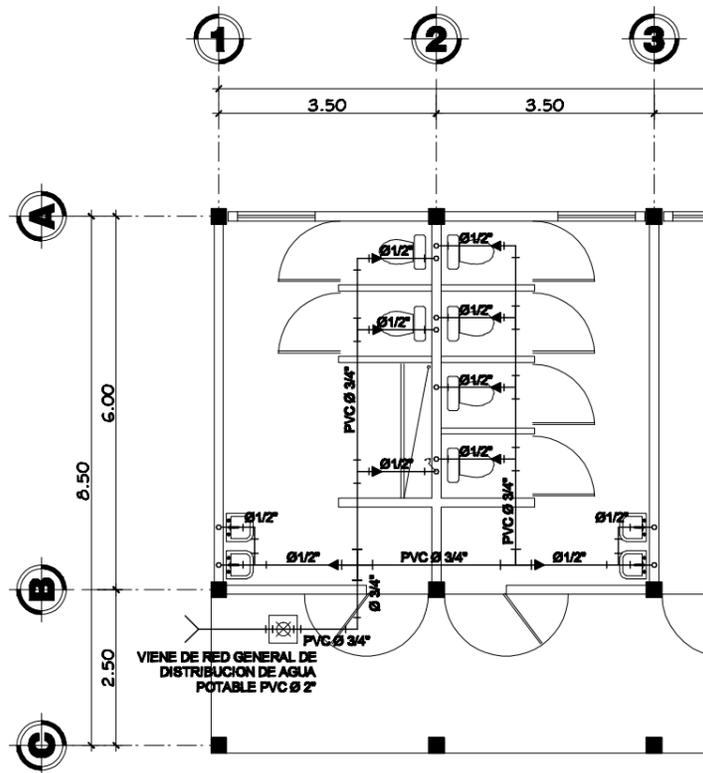
Varilla	Longitud
No. 3	0.40 m
No. 4	0.60 m
No. 5	0.80 m
No. 6	0.70 m
No. 8	0.90 m
- Codigo de referencia: ACI - 318 - 08 UBC - 1997
- Muros en mampostaria $f'm = 300 \text{ kg}$

 E.P.S. Especialista: Hans E. Cofel Jitez No. de carnet: 200912802 Diseñó y dibujó: Hans E. Cofel Jitez Escala: Traslada Fecha: Mayo 2011	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
	Proyecto: EDIFICACION ESCOLAR
	Plano de: DETALLE DE VIGAS
	Propiedad de: Municipalidad de San Bartolomé Joc. Quiché
Vto. Sr.: Ing. Angel Roberto Sic G. Asesor Bartolo Benito Alcalde	9 / 12



RED DE AGUA POTABLE
PRIMER NIVEL

Esc. 1/70



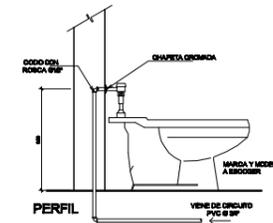
AREA AMPLIADA
SERVICIOS SANITARIOS

Esc. 1/30

NOMENCLATURA	
—+—	ODDO A 8" VERTICAL HACIA ARRIBA E INVERTIDO
—+—	ODDO A 8" VERTICAL HACIA ARRIBA E INVERTIDO
—+—	ACCESORIO EN TEE Ø INCHADO
—+—	ACCESORIO EN TEE Ø INCHADO
—+—	LLAVE DE CONTROL, VER DETALLE DE CAJA EN BITANDIA
—+—	CHORRO PARA MANILERA JARDIN
—+—	REDUCCION Ø INCHADO
—+—	TUBERIA DE AGUA PFA PVC Ø INCHADO

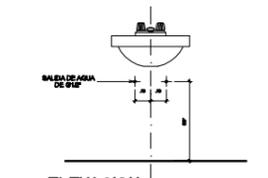
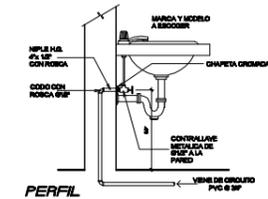
ESPECIFICACIONES

- 1) TODA LA TUBERIA SERA DE PVC Y DEBERA SOPORTAR COMO MINIMO UNA PRESION INTERNA DE 125 PSI
- 2) TODA LA TUBERIA DEL CIRCUITO GENERAL DE AGUA PFA TENDRA UN DIAMETRO DE 8" TODAS LAS SALIDAS DE LOS ARTIFACTOS SERAN CON DIAMETRO DE 1/2"
- 3) LAS VALVULAS QUE SE COLOquen EN LA ALIMENTACION DE CADA SERVICIO SERAN DEL TIPO DE COMPLETA CUERPO DE HIERRO FUNDIDO FUCIONALES Y MANEJADAS PARA UNA PRESION DE 150 PSI



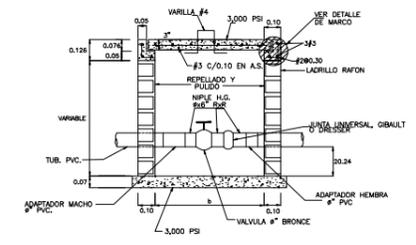
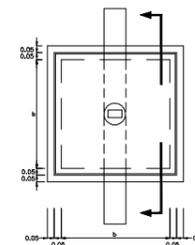
DETALLE DE ACOMETIDA DE AGUA EN INODORO

SIN ESCALA



DETALLE DE ACOMETIDA DE AGUA EN LAVAMANOS

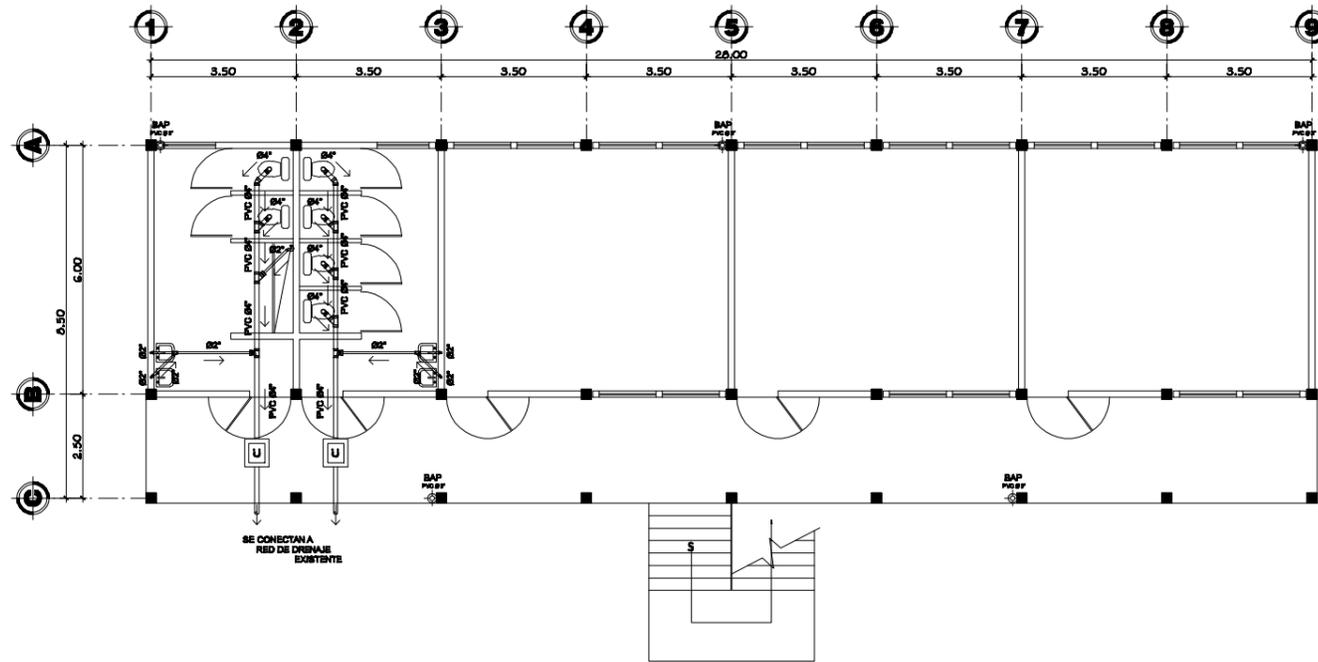
SIN ESCALA



DETALLE CAJA LLAVE DE CONTROL, SISTEMA DE AGUA POTABLE

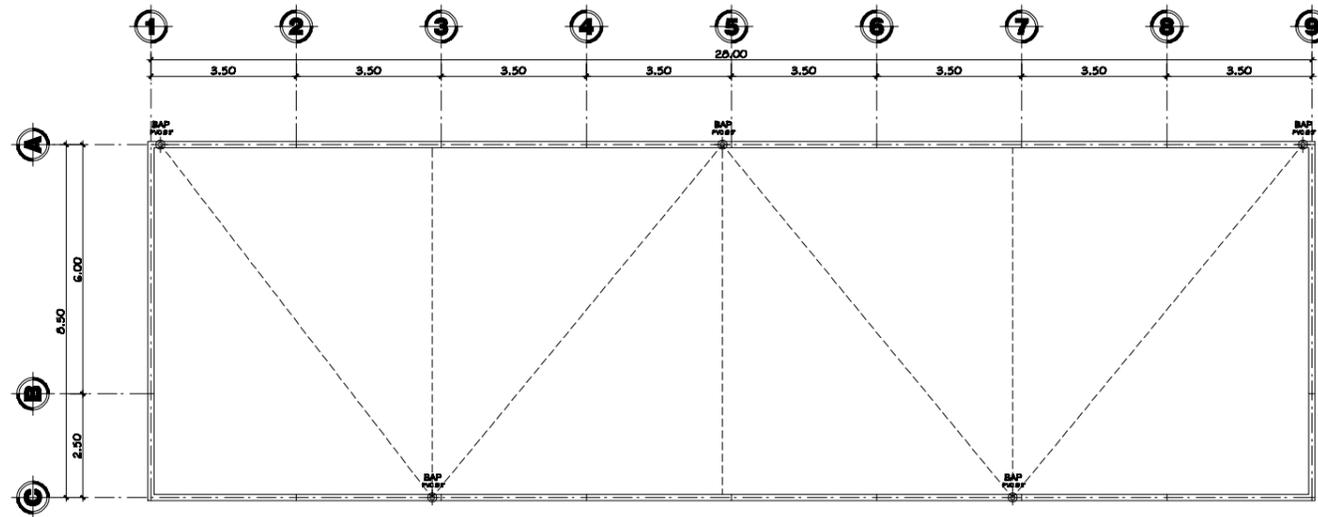
SIN ESCALA

<p>E.P.S.</p>	<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO</p>	
	<p>Proyecto: EDIFICACION ESCOLAR</p>	
<p>Plano de: INSTALACION DE AGUA POTABLE</p>		<p>Propiedad de: Municipalidad de San Bartolomé Joc. Quiché</p>
<p>No. de carné: 200912802</p> <p>Diseño y dibujo: Hans E. Cofel Jitez</p> <p>Escala: Tralicada</p> <p>Fecha: Mayo 2011</p>		
<p>Ing. Angel Roberto Sic-G. Asesor</p>		<p>Bartolo Barba Alcalde</p>
		<p>10 / 12</p>



RED DE AGUAS NEGRAS
PRIMER NIVEL

Esc. 1/70



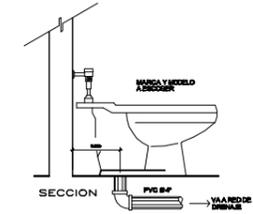
BAJADA DE AGUA PLUVIAL
PLANTA DE TECHOS

Esc. 1/70

ESPECIFICACIONES

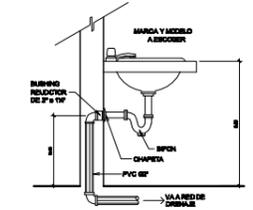
- 1 LAS UNIONES EN TODA LA TUBERIA PVC DEBERAN SER IMPERMEABLES LAS QUE SE HANAN CON CEMENTO DEL VENTE DE BICADO PAVCO SIGUIENDO LAS RECOMENDACIONES DEL FABRICANTE
- 2 TODOS LOS ACCESORIOS A UTILIZAR EN LA INSTALACION SERAN DE PVC.
- 3 EN LAS BAJADAS DE AGUA PLUVIAL SE UTILIZARA TUBO PVC Ø 3" CON UNA RESISTENCIA DE 80 PSI
- 4 TODA LA TUBERIA HORIZONTAL SERA DE PVC CON UNA RESISTENCIA DE 125 PSI
- 5 LA PENDIENTE DE LA TUBERIA DE INSTALACION SERA DE 2% PARA AGUAS NEGRAS

NOMENCLATURA	
U	CAJA DE CRUCE Y/O UNION
—	TUBERIA PVC Ø INDICADO AGUAS NEGRAS
%	INDICA PENDIENTE Y DIRECCION DE FLUJO
Ø	Ø Ø 4" VERTICAL HACIA ARRIBA Ø INDICADO
⊥	TEE SANITARIA VERTICAL HACIA ARRIBA Ø INDICADO
⊥	REDUCCION Ø Ø INDICADOS
⊥	Ø Ø 4" HORIZONTAL Ø INDICADO
⊥	TEE SIMPLE Ø INDICADO
⊥	TEE SANITARIA SIMPLE Ø INDICADO
⊥	Ø Ø TERMINAL Ø INDICADO



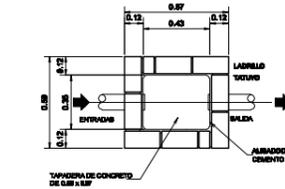
DETALLE DE DRENAJE EN INODORO

SIN ESCALA



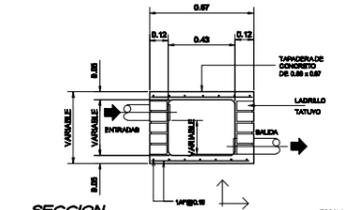
DETALLE DE DRENAJE EN LAVAMANOS

SIN ESCALA



CAJA DE UNION

ESCALA 1/20



SECCION CAJA DE UNION

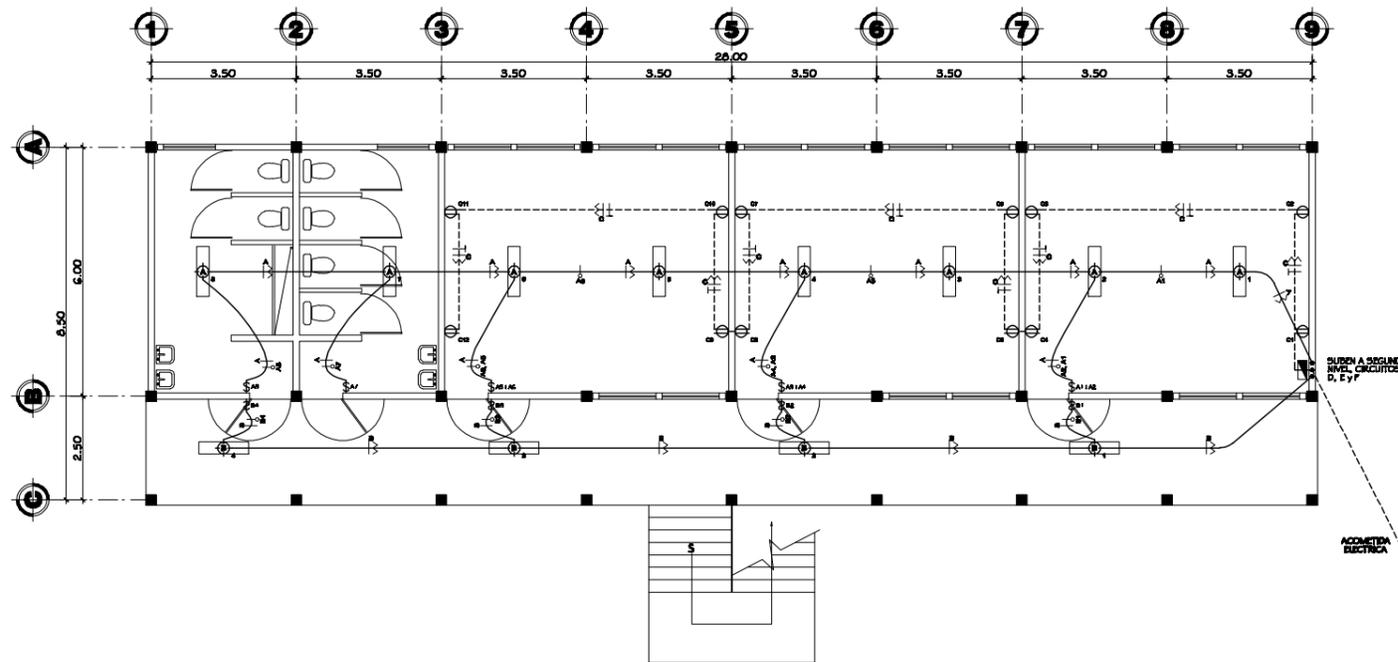
ESCALA 1/20



BAP EN COLUMNA SIN CARGA

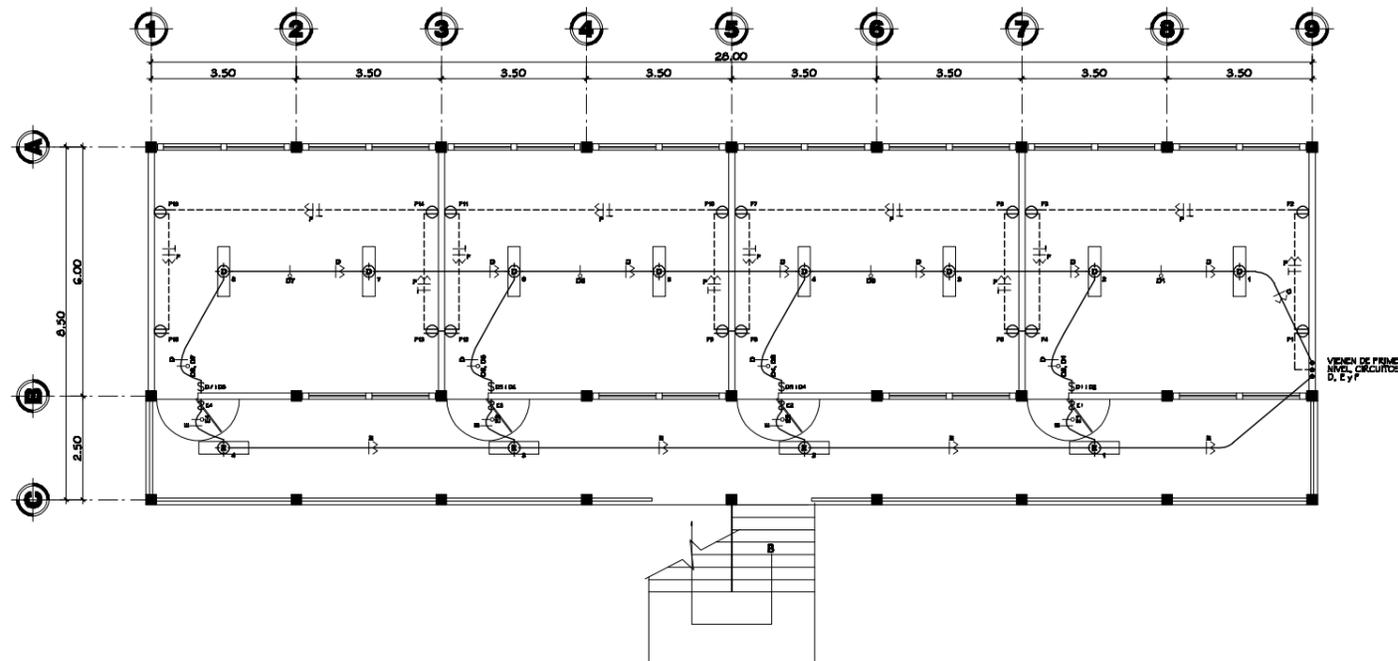
ESCALA 1/10

<p>E.P.S.</p> <p>Episcopo: Hans E. Cofel Juez</p> <p>No. de curul: 200912002</p> <p>Diseño y dibujo: Hans E. Cofel Juez</p> <p>Escala: Tralicada</p> <p>Fecha: Mayo 2011</p>	<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</p> <p>FACULTAD DE INGENIERIA</p> <p>EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO</p>
	<p>Proyecto: EDIFICACION ESCOLAR</p>
	<p>Plano de: INSTALACION DE DRENAJES</p>
	<p>Propiedad de: Municipalidad de San Bartolomé Joc. Quiché</p>
<p>Ing. Angel Roberto Sir G. Asesor</p> <p>Bartolo Barba Alcalde</p>	<p>11/12</p>



ILUMINACION Y FUERZA
PRIMER NIVEL

Esc. 1/76



ILUMINACION Y FUERZA
SEGUNDO NIVEL

Esc. 1/76

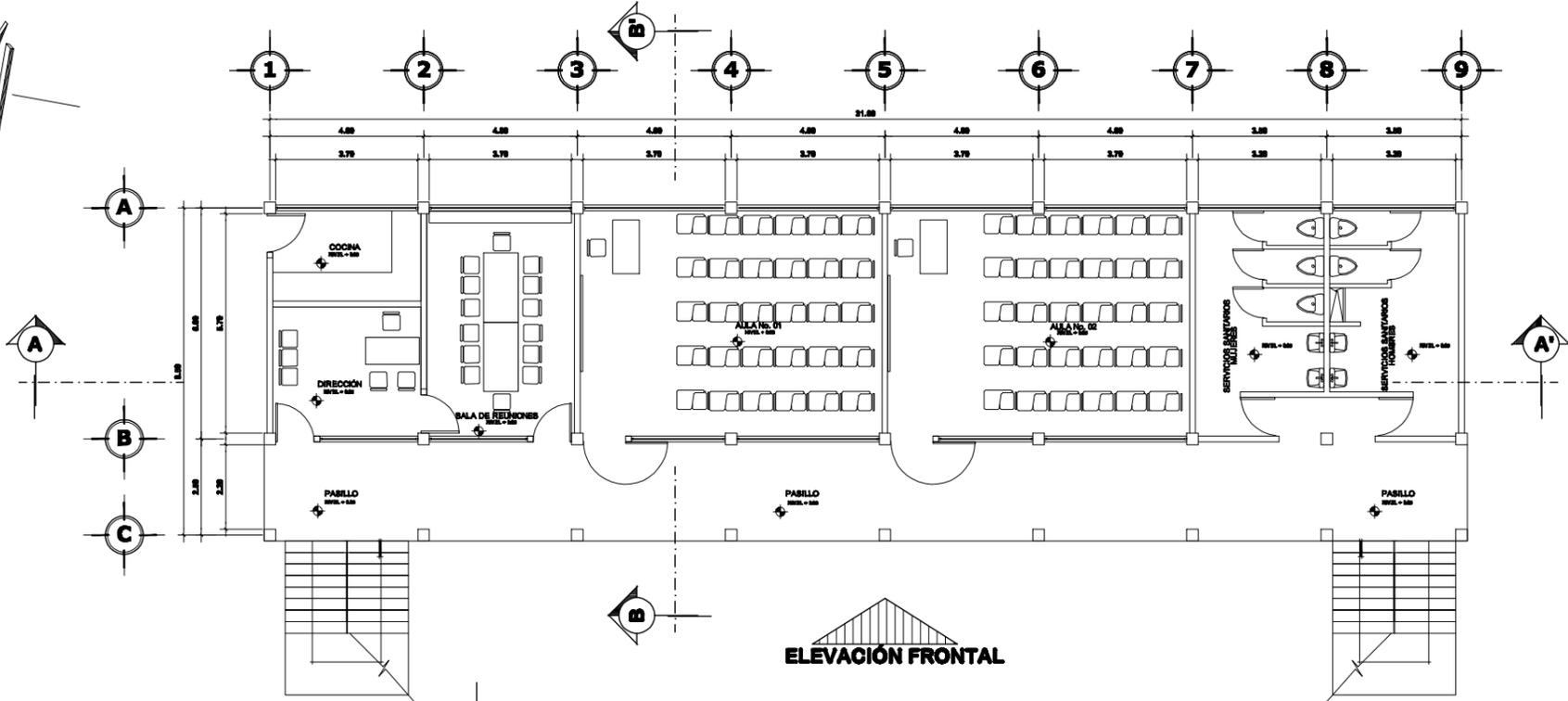
ESPECIFICACIONES

- 1 SE INSTALARA UNA TIERRA FIRMA EN EL TABLERO PRINCIPAL USANDO PARA ELLO UNA BARRA DE COBRE DE 80 x 8 Y TAMBIEN SE ATEREZARA EN ACCIDENTA.
- 2 LAS CONEXIONES PARA ACCIDENTA SERAN: 2 IND. 2 PARA LINEAS VIVAS Y 1 IND. 4 PARA EL NEUTRO.
- 3 SE UTILIZARAN LAMPARAS DE 2 CANDIAS CON LONGITUD DE 4 METROS CADA UNA.
- 4 EL TABLERO DEBERA TENER CAPACIDAD PARA SES CIRCUITOS.

SIMBOLOGIA ILUMINACION y FUERZA

Simbolo	DESCRIPCION	Simbolo	DESCRIPCION
⊠	TABLERO DE CIRCUITOS a 1.70 metros BNPT.	—	CIRCUITO-LINIDAD
⊕	CAJA ORTOGONAL EN CIELO	—	LINEA VIVA
⊞	INTERRUPTOR a 1.20 metros BNPT.	∧∧	LINEA NEUTRA
—	DUCTO FLEXIBLE EN LOSA @ 80P	—	LINEA DE RETORNO
---	DUCTO FLEXIBLE EN PARED O BAJO PISO @ 80P	⊖	INDICA LINEA DE TIERRA FIRMA
⊖	TOMACORRIENTE 110 V, a 0.25 metros BNPT		

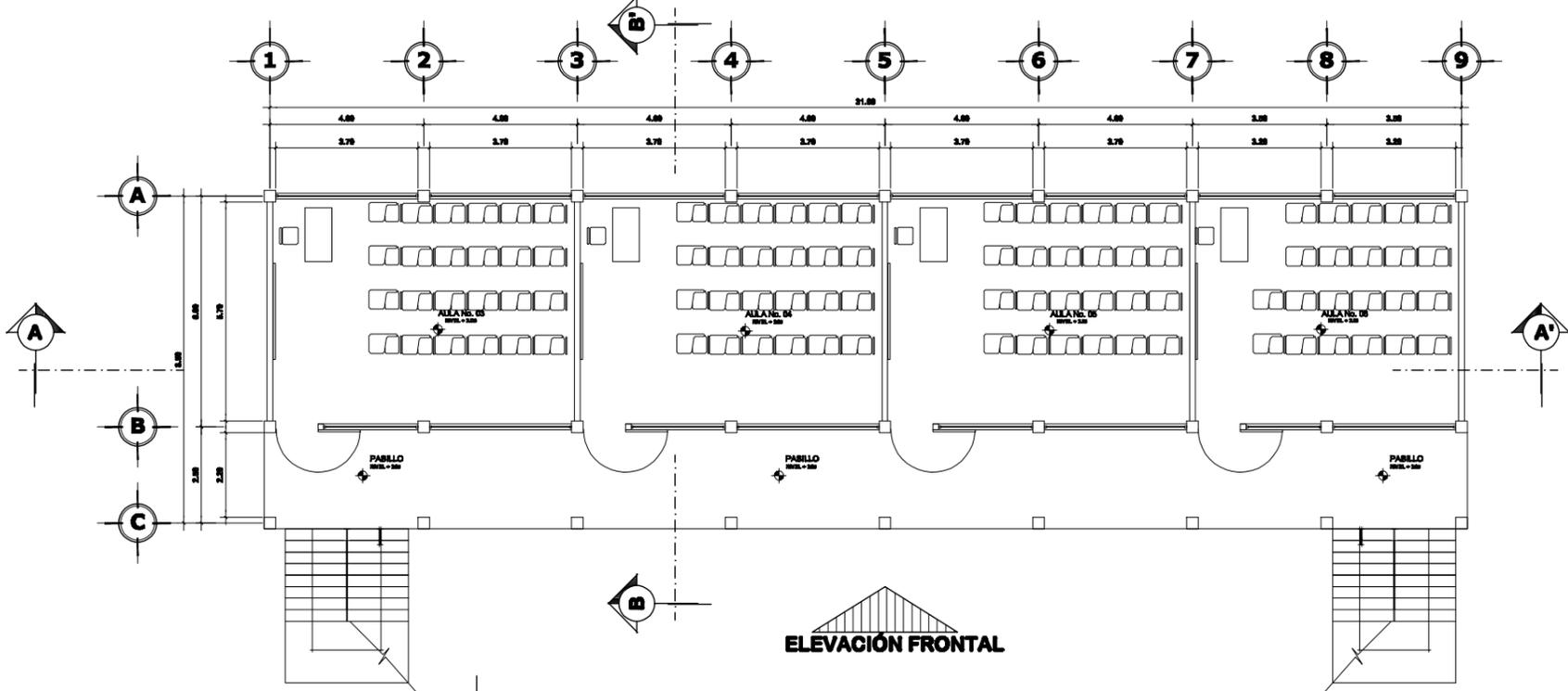
 E.P.S. Expedite: Hans E. Cofel Jitez No. de carné: 200912802 Dibujo y dibujo: Hans E. Cofel Jitez Escala: Trazada Fecha: Mayo 2011	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
	Proyecto: EDIFICACION ESCOLAR
	Plano de: INSTALACIONES ELECTRICAS
	Propiedad de: Municipalidad de San Bartolomé Joc. Quiché
Va. de: Ing. Angel Roberto Sic G. Asesor Ricardo Barrios Alcalde	12 / 12



ELEVACIÓN FRONTAL

ELEVACIÓN LATERAL

PLANTA DE ARQUITECTURA
PRIMER NIVEL
ESCALA: 1:75



ELEVACIÓN FRONTAL

ELEVACIÓN LATERAL

PLANTA DE ARQUITECTURA
SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS

MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, QUICHÉ

PROYECTO: EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES

CONTENIDO: PLANTAS AMUEBLADAS

DISEÑO: JUAN OSCAR
CÁLCULO: JUAN OSCAR
DIBUJO: JUAN OSCAR
ESCALA: INCHADA
FECHA: FEBRERO 2012

ESTUDIANTE: JUAN OSCAR HÓ LAYNEZ

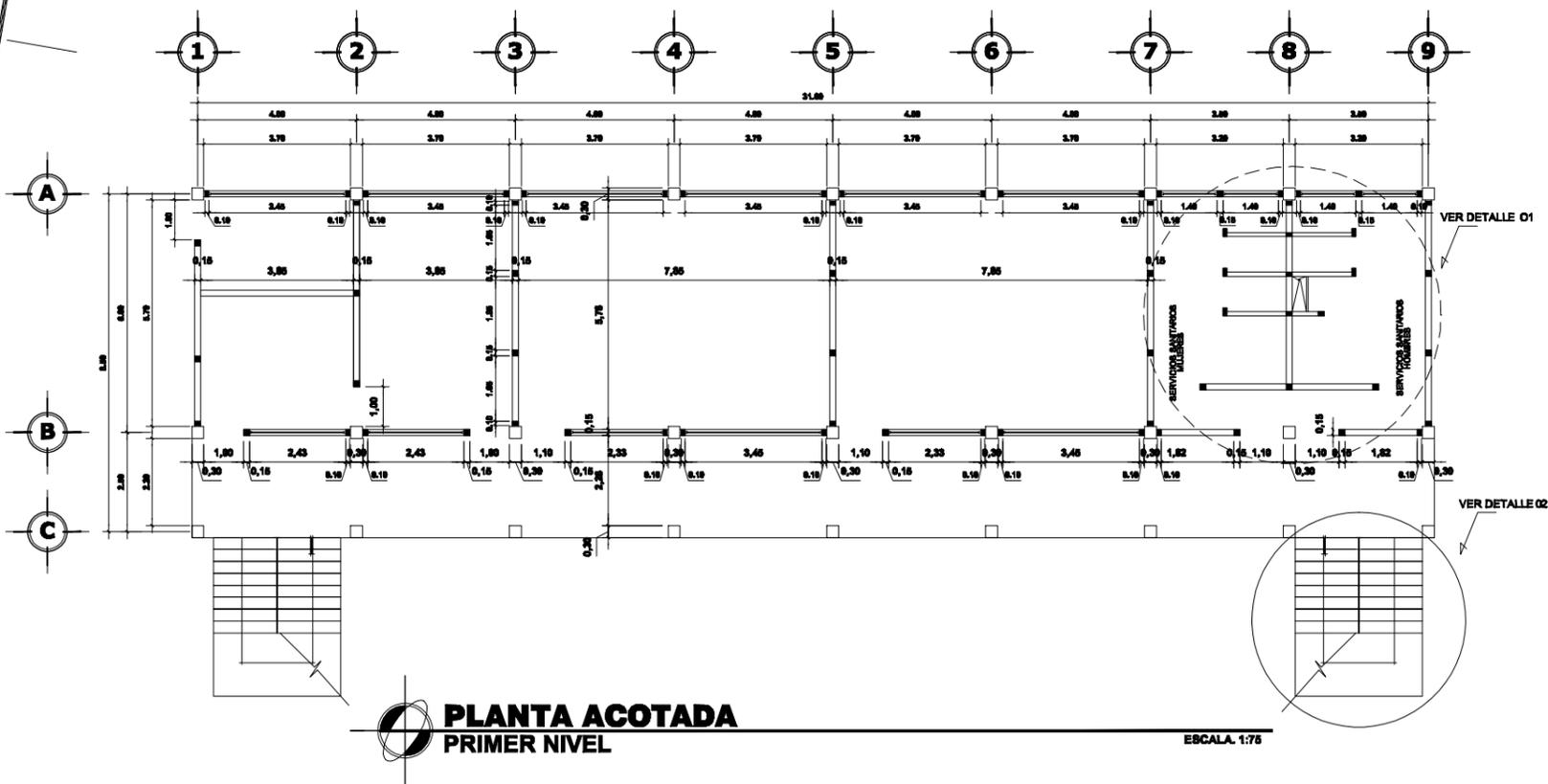
CARNÉ: 2804 - 91883

VOL: No. 01

CÓDIGO:

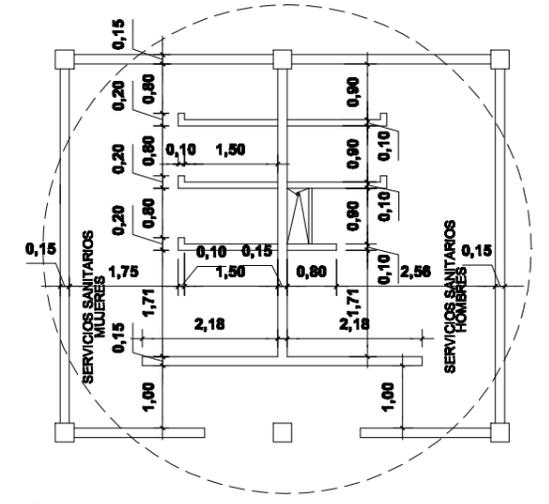
01 / 12

ING. ABEL HERNÁNDEZ JIMÉNEZ ALCALDE MUNICIPAL



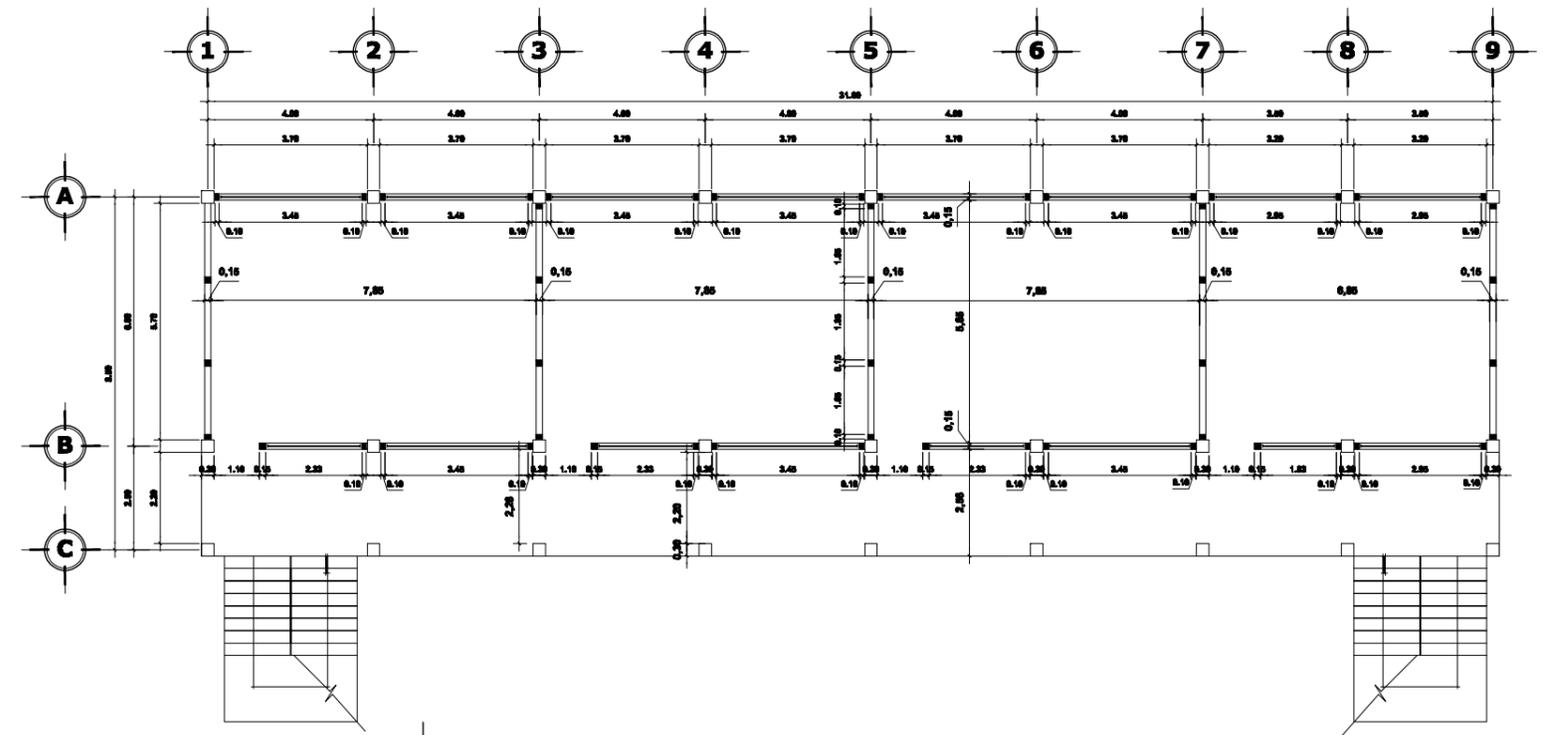
**PLANTA ACOTADA
PRIMER NIVEL**

ESCALA: 1:75



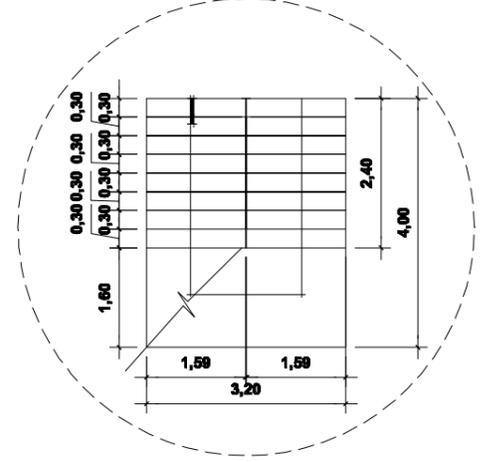
**SERVICIOS SANITARIOS
DETALLE 01**

ESCALA: 1:50



**PLANTA ACOTADA
SEGUNDO NIVEL**

ESCALA: 1:75



**GRADAS
DETALLE 02**

ESCALA: 1:50



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS

MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, QUICHÉ

PROYECTO: EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES

CONTENIDO: PLANTA ACOTADA

DISEÑO: JUAN OSCAR
CÁLCULO: JUAN OSCAR
DELUJO: JUAN OSCAR
ESCALA: INGENCADA
FECHA: FEBRERO 2012

ESTUDIANTE: JUAN OSCAR HÓ LAYNEZ

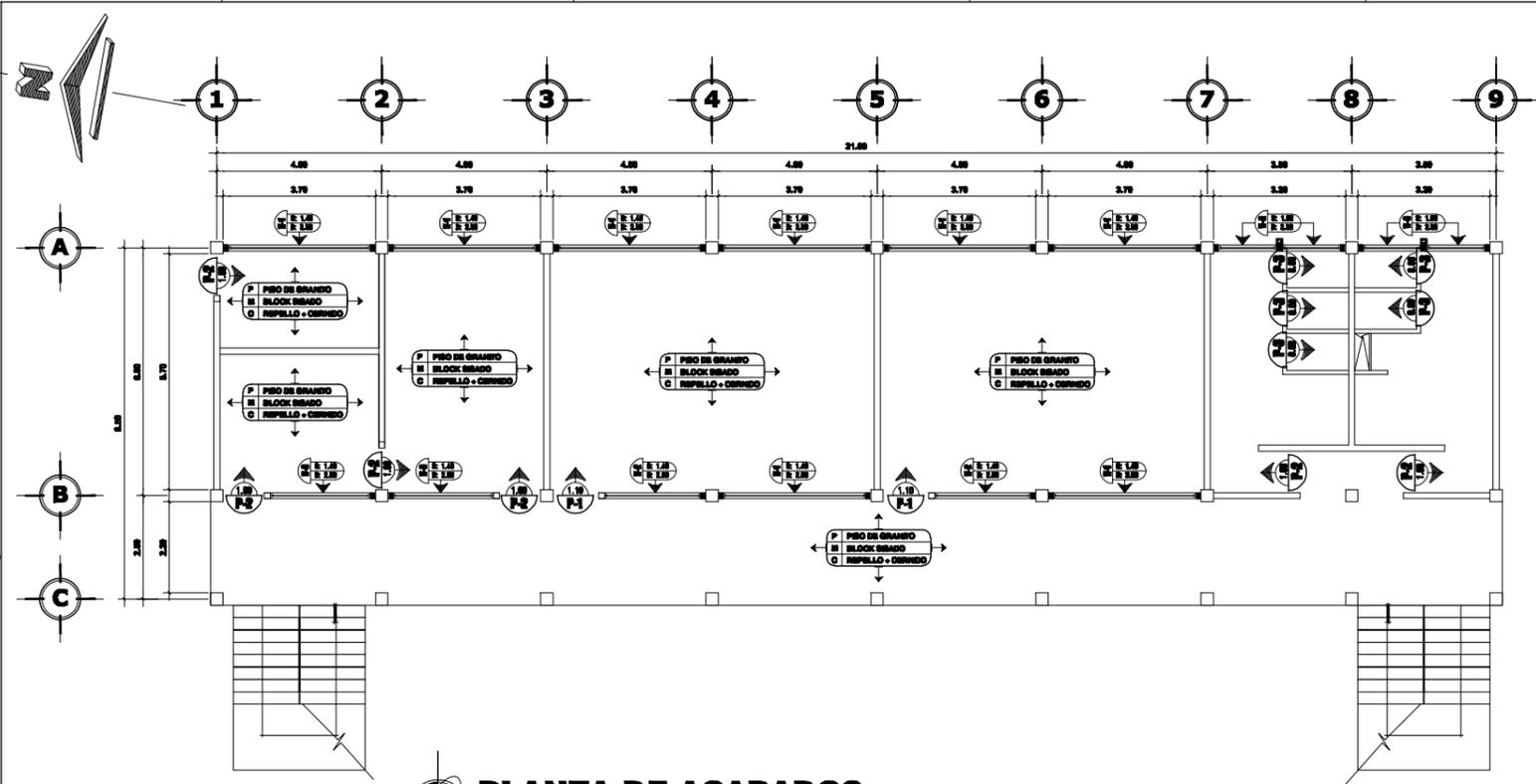
CARNE: 2884 - 91883

W. de

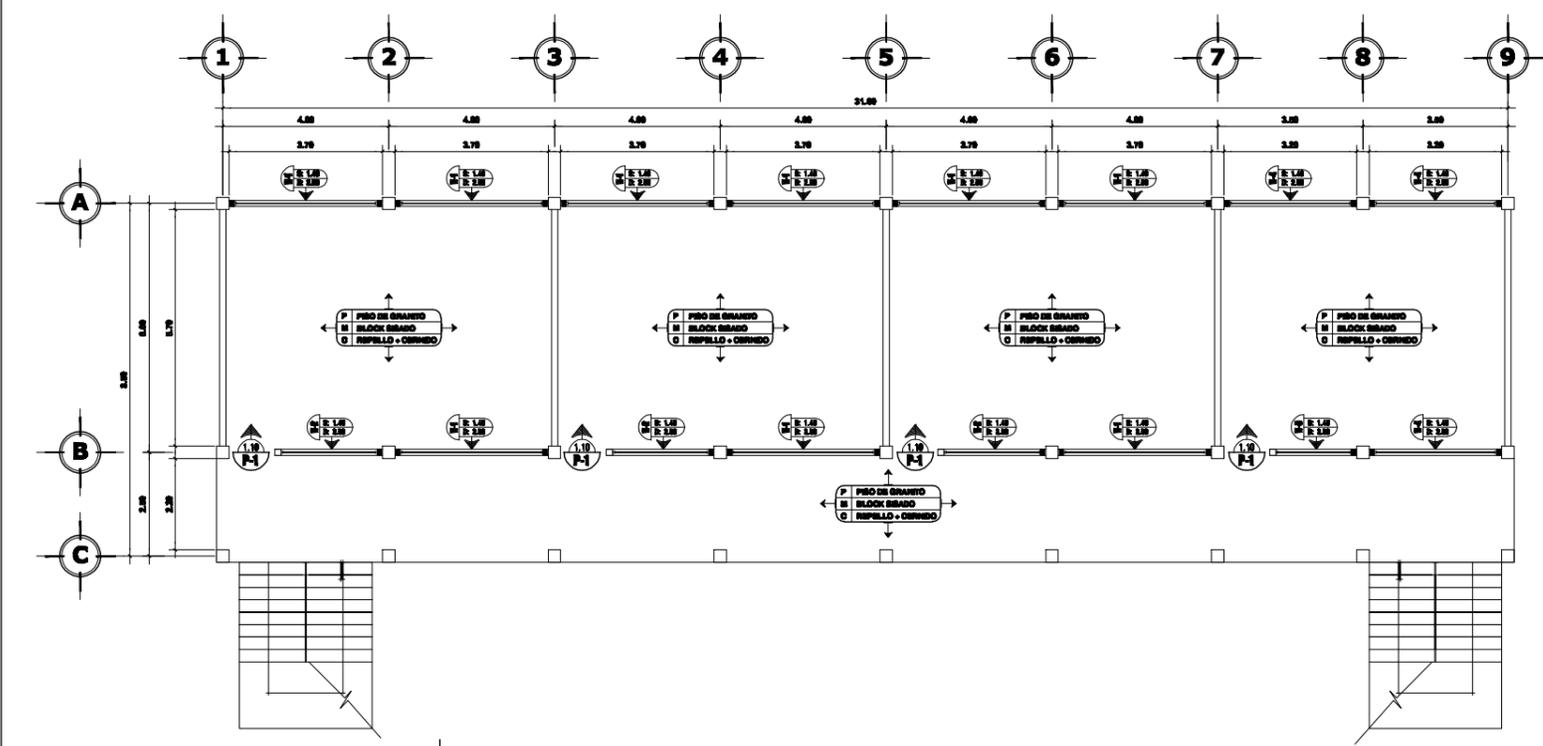
CÓDIGO:

02 / 12

ING. ARIEL ROBERTO JIMÉNEZ ALCALDE MUNICIPAL



PLANTA DE ACABADOS
PRIMER NIVEL
ESCALA: 1:75



PLANTA DE ACABADOS
SEGUNDO NIVEL
ESCALA: 1:75

NOMENCLATURA

P PISO DE GRANITO	→ ACABADO EN PISO
M BLOCK BRASADO	→ ACABADO EN MURO
C REPILLO + CERNIDO	→ ACABADO EN LOSA

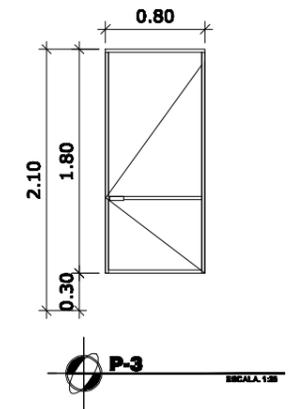
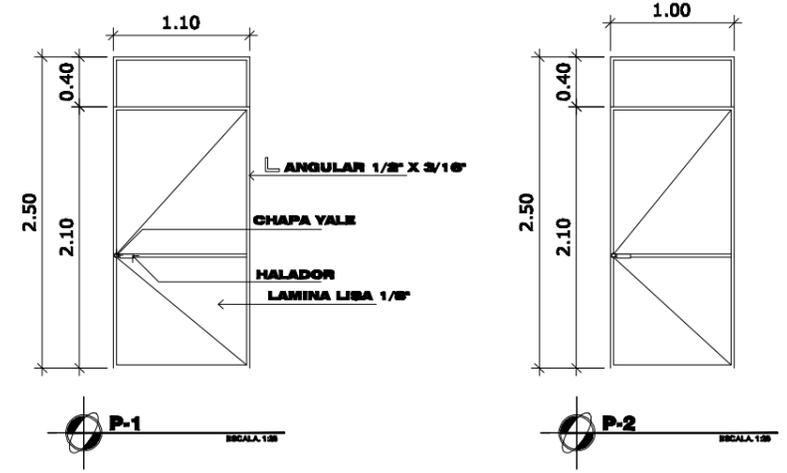
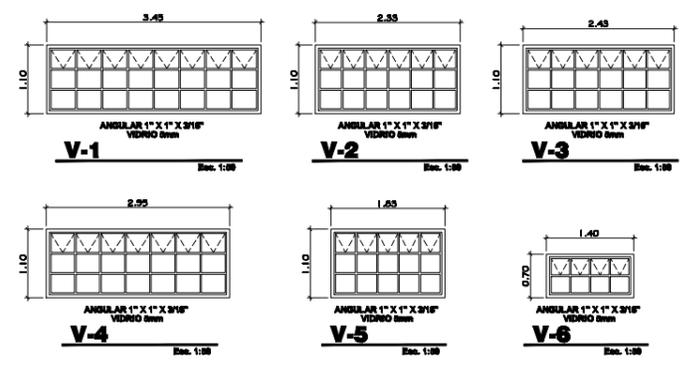
	→ INDICA ANCHO DE VANO
	→ INDICA TIPO DE PUERTA
	→ INDICA TIPO DE VENTANA
	→ INDICA ALTURA DE SILLAR
	→ INDICA ALTURA DE DINTEL

PLANILLA DE PUERTAS

TIPO	ANCHO	ALTO	CANTIDAD	OBSERVACIONES
P-1	1.10	2.50	6	Puerta de Metal (Herrería)
P-2	1.00	2.50	6	Puerta de Metal (Herrería)
P-3	0.80	2.00	5	Puerta de Metal (Herrería)

PLANILLA DE VENTANAS

TIPO	ANCHO	ALTO	BILLAR	DINTEL	CANT.	M2	OBSERVACIONES
V-1	3.45	1.10	1.40	2.50	17	64.82	Ventana de Metal (Herrería)
V-2	2.35	1.10	1.40	2.50	5	12.82	Ventana de Metal (Herrería)
V-3	2.45	1.10	1.40	2.50	2	6.35	Ventana de Metal (Herrería)
V-4	2.95	1.10	1.40	2.50	3	8.74	Ventana de Metal (Herrería)
V-5	1.65	1.10	1.40	2.50	1	2.01	Ventana de Metal (Herrería)
V-6	1.40	0.70	1.60	2.50	4	3.92	Ventana de Metal (Herrería)



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS

MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, QUICHÉ

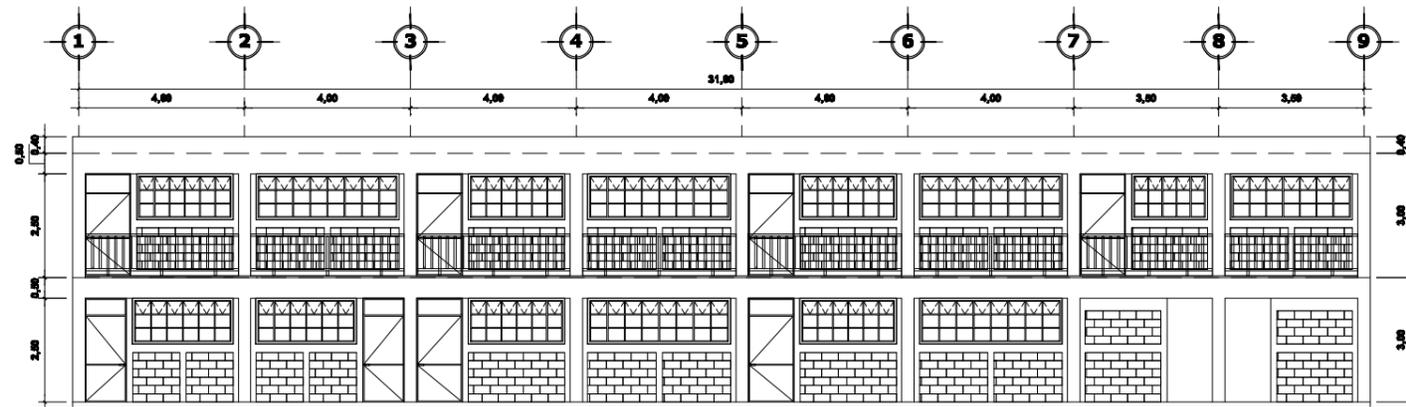
PROYECTO: EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES

CONTENIDO: PLANTA DE ACABADOS

DISEÑO: JUAN OSCAR	CÁLCULO: JUAN OSCAR	CARTE: 2884 - 91883
DELLADO: JUAN OSCAR	ESCALA: INGENCADA	FECHA: FEBRERO 2012

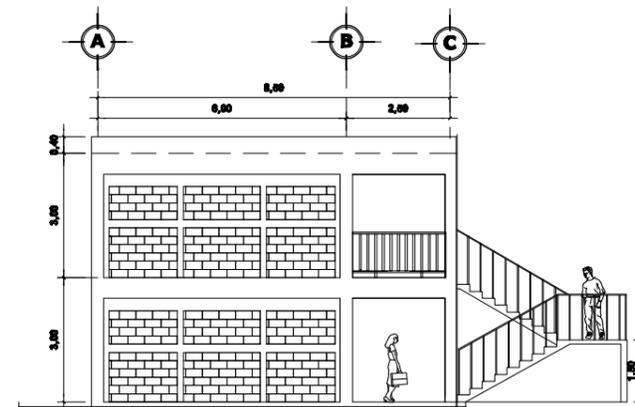
CÓDIGO:
03
/12

ING. ANIBAL ROBERTO JIMÉNEZ ALCALDE MUNICIPAL



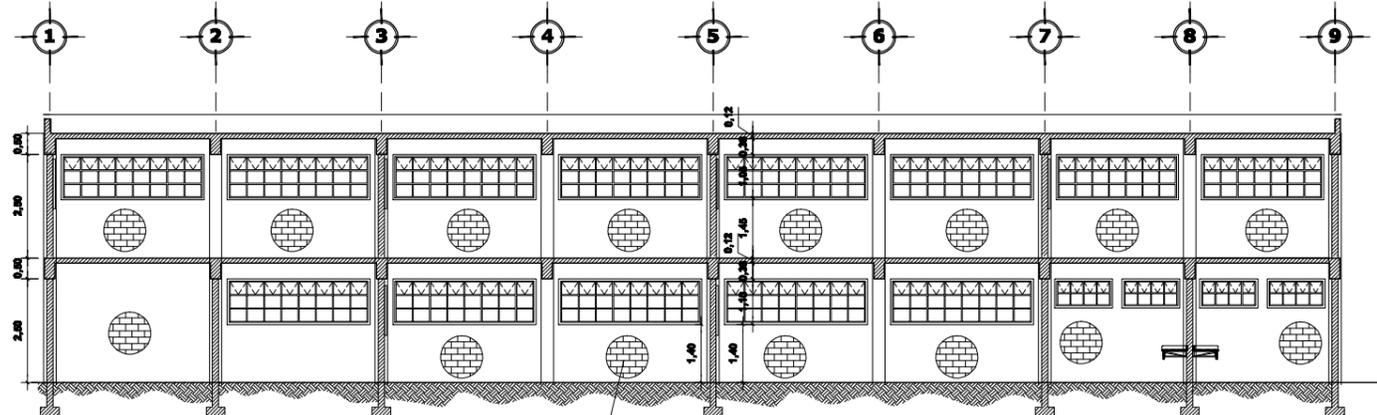
ELEVACIÓN FRONTAL

EBCALA. 1:75



ELEVACIÓN LATERAL

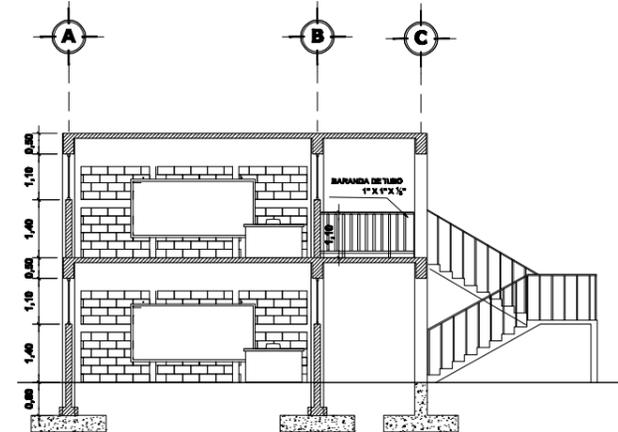
EBCALA. 1:75



PARED DE BLOCK (0.14 X 0.19 X 0.30) VISTO
REBADO CON SOLERA Y COLUMNAS CERRIDAS

SECCIÓN A - A'

EBCALA. 1:75



SECCIÓN B - B'

EBCALA. 1:75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS

MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, QUICHÉ

PROYECTO:
EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES

CONTENIDO:
ELEVACIONES Y SECCIONES

DISEÑO:
JUAN OSCAR
CÁLCULO:
JUAN OSCAR
DIBUJO:
JUAN OSCAR
ESCALA:
INENCLADA
FECHA:
FEBRERO 2012

ESTUDIANTE:
JUAN OSCAR HÍ LAYNEZ

CARNÉ:
2804 - 91883

V.º.º.º.

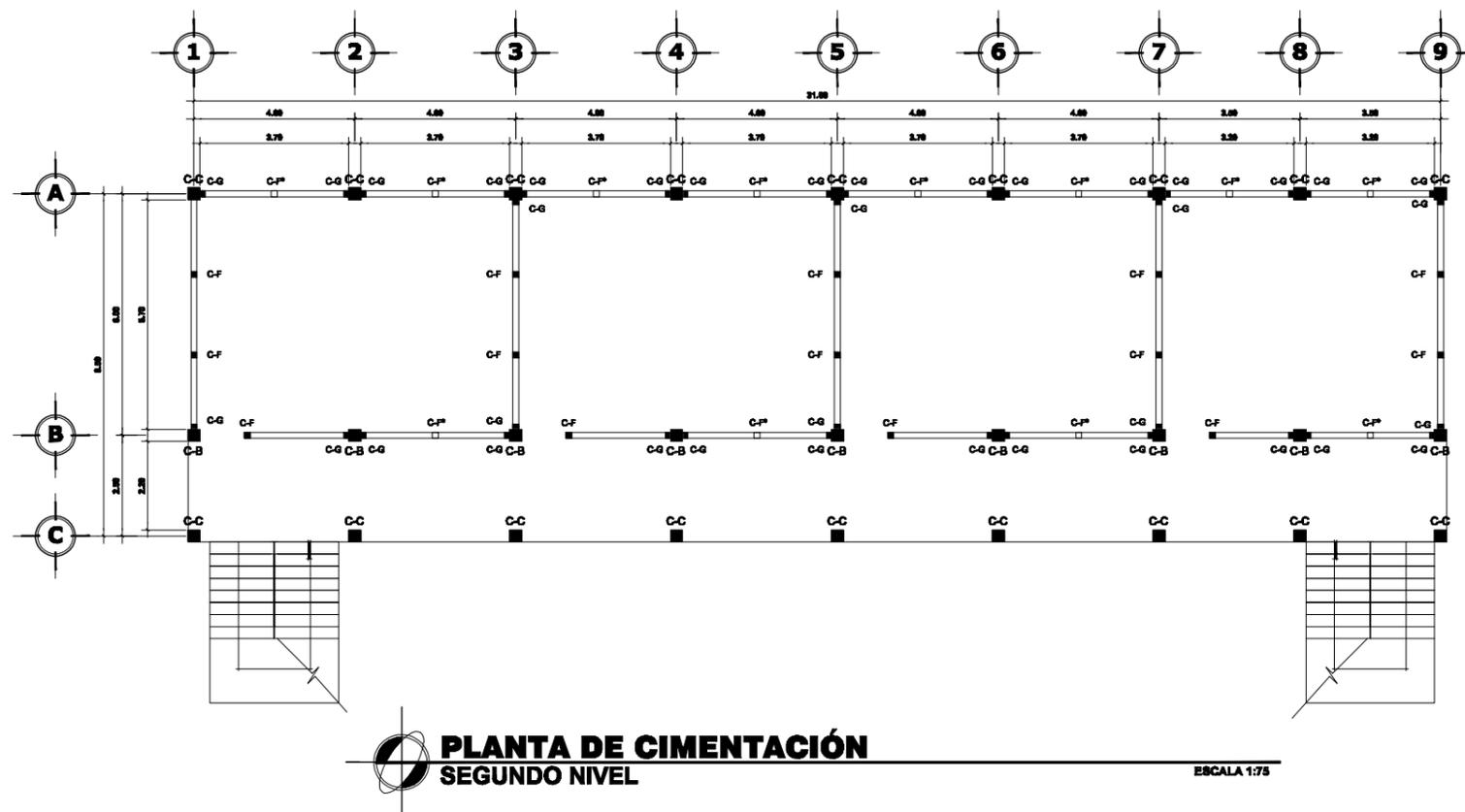
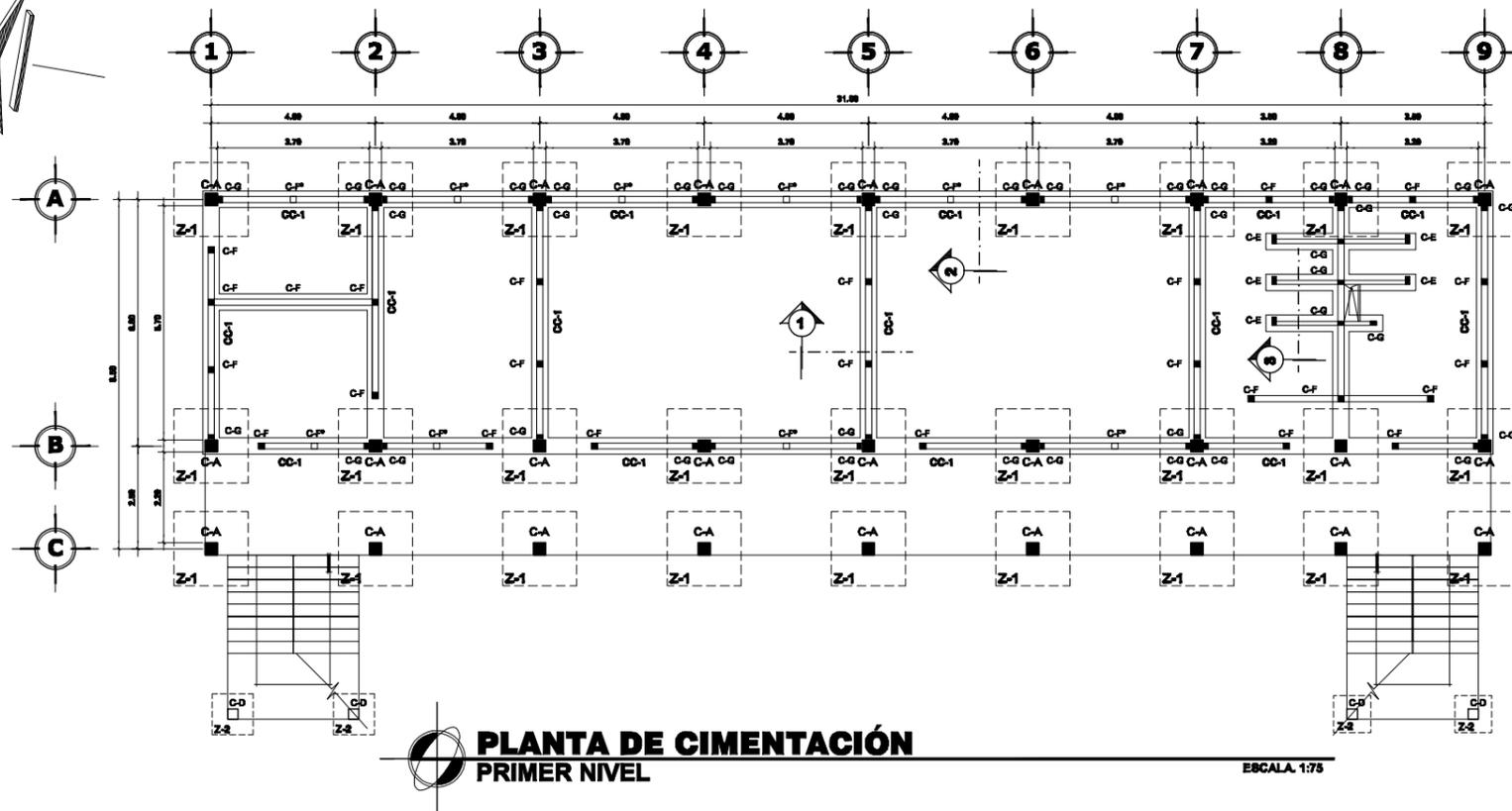
CÓDIGO:

04

12

ING. ANIBAL HERNÁNDEZ
JARRÍN

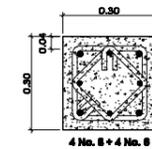
ALCALDE MUNICIPAL



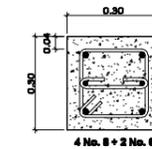
PLANILLA DE CIMIENTOS					
TIPO	DIMENSION (Ancho x Largo)	ESPESOR	DESPLANTE DE CIMENTACION	REFUERZO	
				TRANS.	LONG.
C.C-1	0.40m X 1.	0.20m	0.50 m	ESLABONES No.5 @ 0.20m	3 No.3 CORROS
Z-1	1.50 x 1.50 m	0.40 m	1.20m	No. 6 @ 0.15 m AMBOS SENTIDOS	
Z-2	1.00 x 1.00 m	0.25 m	1.20m	No. 5 @ 0.15 m AMBOS SENTIDOS	

PLANILLA DE COLUMNAS			
TIPO	SECCION	REFUERZO	
		LONGITUDINAL	TRANSVERSAL
C-A	0.30 X 0.30	4 No. 8 + 4 No. 6	Ver detalle
C-B	0.30 X 0.30	4 No. 8 + 2 No. 6	Ver detalle
C-C	0.30 X 0.30	4 No. 8	Ver detalle
C-D	0.25 X 0.25	4 No. 6 + 4 No. 4	Ver detalle
C-E	0.10 X 0.20	2 No. 3	Ver detalle
C-F	0.15 X 0.15	4 No. 3	Ver detalle
C-F*	0.15 X 0.15	4 No. 3	Ver detalle
C-G	0.10 X 0.15	4 No. 3	Ver detalle

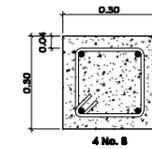
C-F* = COLUMNA QUE TERMINA EN SOLERA INTERMEDIA



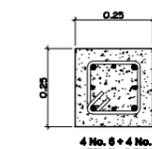
COLUMNA A
DETALLE Esc. 1:10



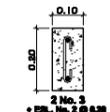
COLUMNA B
DETALLE Esc. 1:10



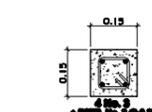
COLUMNA C
DETALLE Esc. 1:10



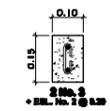
COLUMNA D
DETALLE Esc. 1:10



COLUMNA E
DETALLE Esc. 1:10



COLUMNA F
DETALLE Esc. 1:10



COLUMNA G
DETALLE Esc. 1:10



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS

MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, QUICHÉ

PROYECTO: EDIFICACION ESCOLAR DE DOS NIVELES

CONTENIDO: PLANTA DE CIMENTACION

DISEÑO: JUAN OSCAR
CALCULO: JUAN OSCAR
DELUJO: JUAN OSCAR
ESCALA: INGENCADA
FECHA: FEBRERO 2012

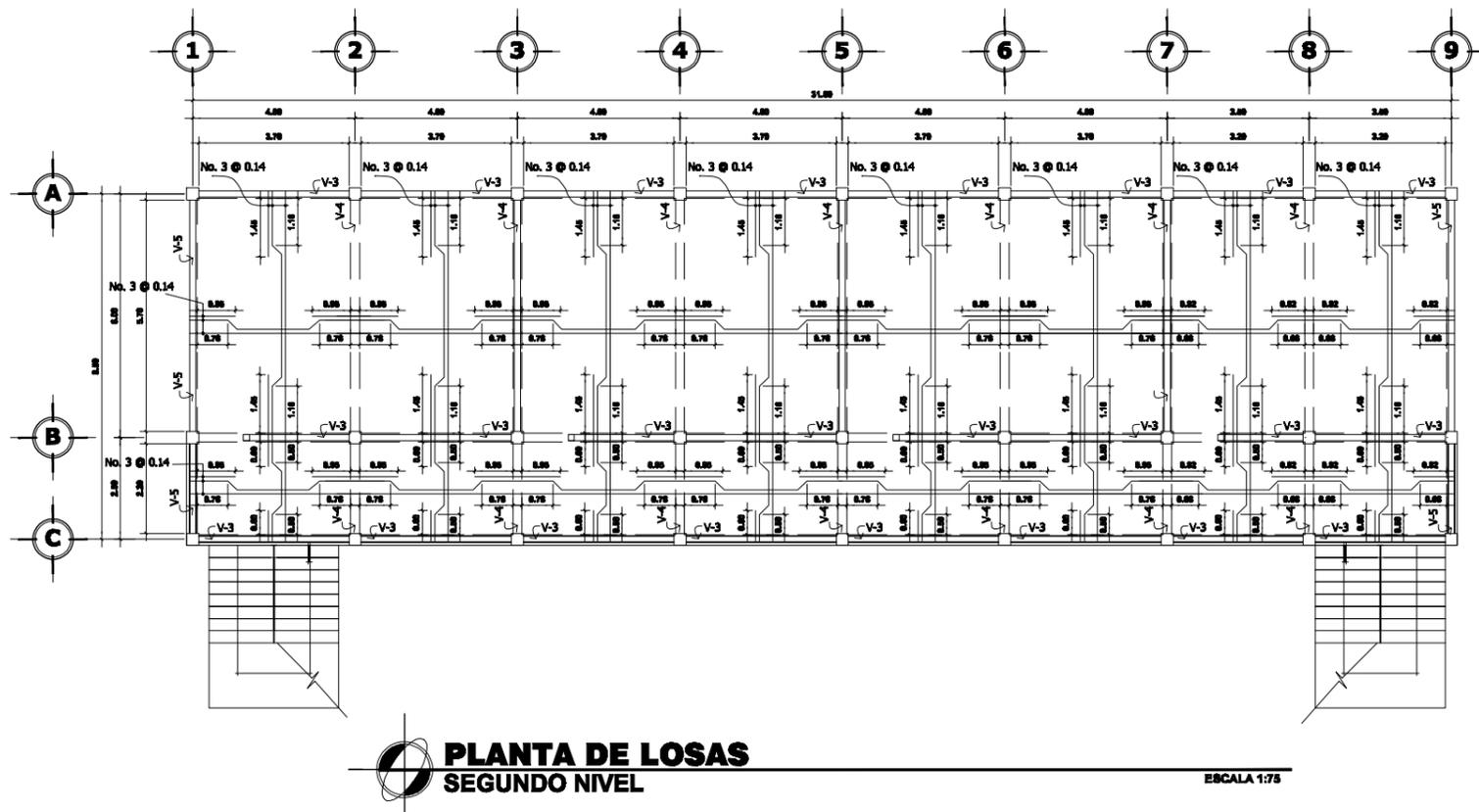
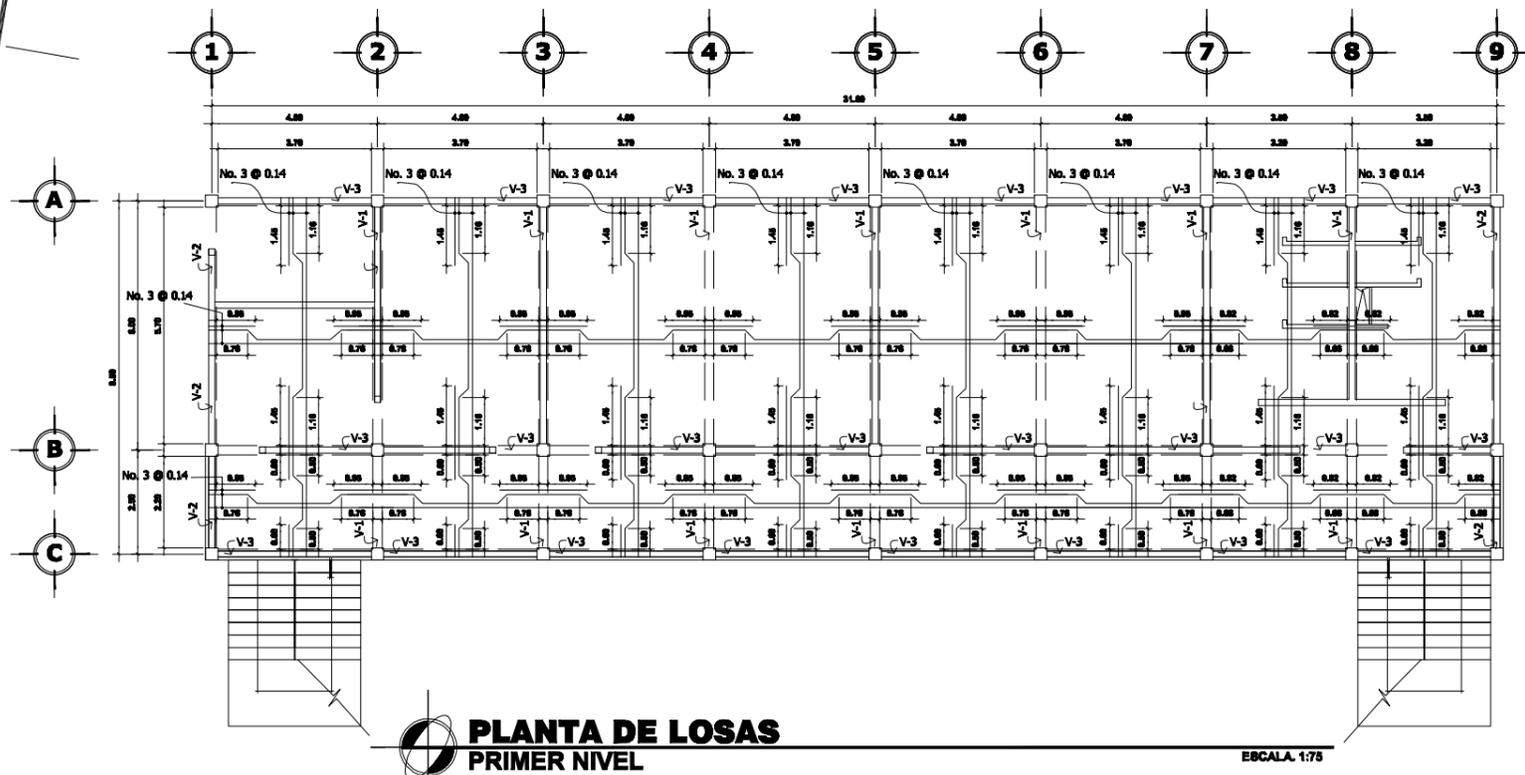
ESTUDIANTE: JUAN OSCAR HÍ LAYNEZ

CARNE: 2884 - 91883

VOL: No. 05

CÓDIGO: 05/12

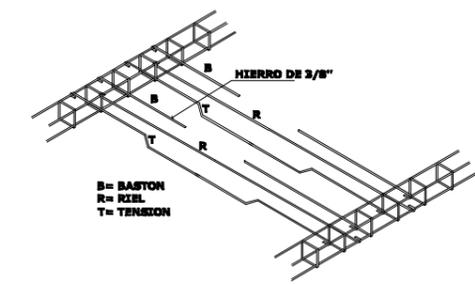
ING. AVELINO HERNÁNDEZ JIMÉNEZ ALCALDE MUNICIPAL



ESPECIFICACIONES

- 1 RECURRIMIENTO MÍNIMO
 COLUMNAS 0.800 m
 VIGAS 0.600 m
 CIMENTOS 0.075 m
 LOSAS 0.025 m
- 2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES
 CONCRETO $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 ACERO DE REFUERZO $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$
 REFUERZO A CORTE $f_{vs} = 2810 \text{ kg/cm}^2$
 RESE. DE BLOCK $f_m = 35 \text{ kg/cm}^2$
- 3 EL AGREGADO FINO SERÁ ARENA DE RÍO LIBRE DE BASURA Y AGENTES CONTAMINANTES
- 4 EL AGREGADO GRUESO A USAR SERÁ:
 VIGAS Y COLUMNAS USAR DE 1/2" Y 3/4"
 MOCHETAS O COSTILLAS USAR DE 1/2"
 CIMENTOS Y ZAPATAS USAR DE 3/4" Y 1"
- 5 EL ACERO DE REFUERZO ES DE GRADO 40
- 6 LA PROPORCIÓN A UTILIZAR PARA EL TERCEADO DEL CONCRETO ES:
 1:2:3 CEMENTO : ARENA : PIEDRIN
- 7 LOS EMPALMES EN EL REFUERZO SERÁN POR TRASLAPLO Y CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES EXPUESTAS EN LAS SECCIÓN 12.16 Y 12.16 ACI 318-05
- 8 LONGITUD DE EMPALMES (m)

BARRA	COLUMNAS	VIGAS Y LOSAS
3	0.40	0.47
4	0.50	0.63
5	0.60	0.76
6	0.70	0.94
7	0.80	
8	0.90	



DETALLE DE ARMADO DE LOSA
 SIN ESCALA



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS

MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, QUICHÉ

PROYECTO:
 EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES

CONTENIDO:
 PLANTA DE LOSAS - DETALLES

DISEÑO: JUAN OSCAR
 CÁLCULO: JUAN OSCAR

DELLADO: JUAN OSCAR

ESCALA: INGENCADA

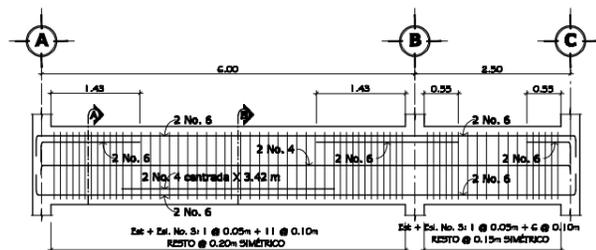
FECHA: FEBRERO 2012

ESTUDIANTE: JUAN OSCAR HÓ LAYNEZ

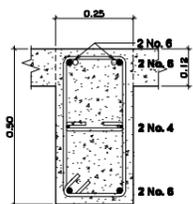
CARNÉ: 2884 - 91883

CÓDIGO: 06/12

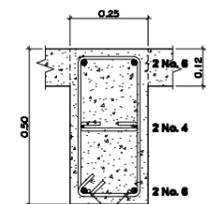
ING. AVELIN HERNÁNDEZ JIMÉNEZ ALCALDE MUNICIPAL



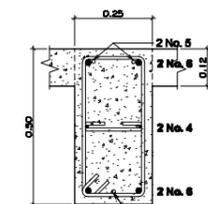
VIGA-001
DETALLE DE VIGA
Escala H = 1:50, V = 1:20



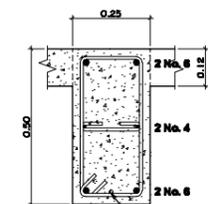
CORTE A
V-001 Esc. 1:10



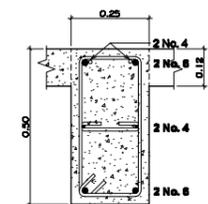
CORTE B
V-001 Esc. 1:10



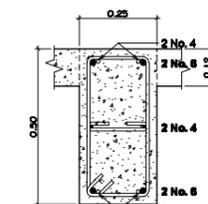
CORTE C
V-002 Esc. 1:10



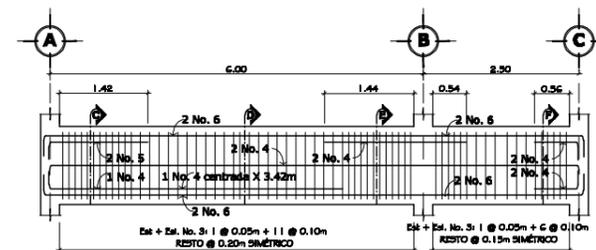
CORTE D
V-002 Esc. 1:10



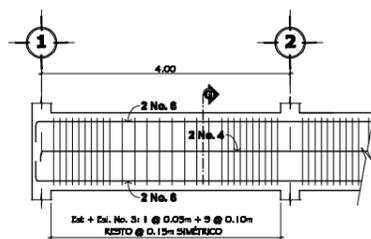
CORTE E
V-002 Esc. 1:10



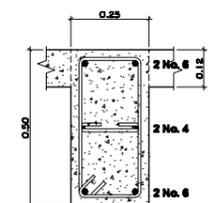
CORTE F
V-002 Esc. 1:10



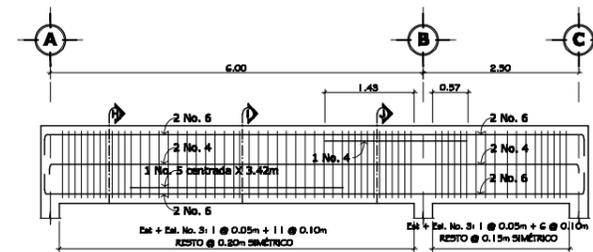
VIGA-002
DETALLE DE VIGA
Escala H = 1:50, V = 1:20



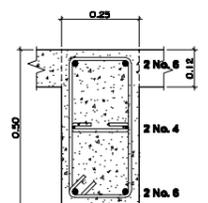
VIGA-003
DETALLE DE VIGA
Escala H = 1:50, V = 1:20



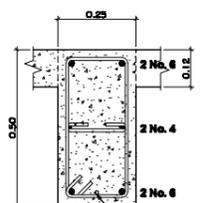
CORTE G
V-003 Esc. 1:10



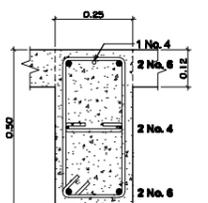
VIGA-004
DETALLE DE VIGA
Escala H = 1:50, V = 1:20



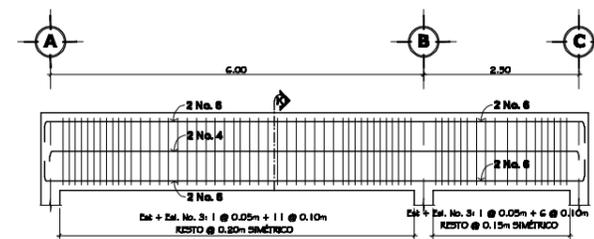
CORTE H
V-004 Esc. 1:10



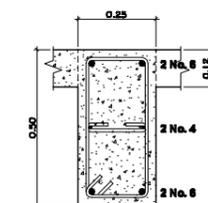
CORTE I
V-004 Esc. 1:10



CORTE J
V-004 Esc. 1:10



VIGA-005
DETALLE DE VIGA
Escala H = 1:50, V = 1:20



CORTE K
V-005 Esc. 1:10

ESPECIFICACIONES

- RECURRIMIENTO MÍNIMO
 - COLUMNAS 0.840 m
 - VIGAS 0.840 m
 - CIMENTOS 0.876 m
 - LOSAS 0.025 m
- PROPIEDADES DE LOS MATERIALES
 - CONCRETO $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$
 - REFUERZO A CORTE $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$
 - REBR. DE BLOCK $f_m = 35 \text{ kg/cm}^2$
- EL AGREGADO FINO SERÁ ARENA DE RÍO LIBRE DE BASURA Y AGENTES CONTAMINANTES
- EL AGREGADO GRUESO A USAR SERÁ:
 - VIGAS Y COLUMNAS USAR DE 1/2" Y 3/4"
 - MOCHETAS O COSTILLAS USAR DE 1/2"
 - CIMENTOS Y ZAPATAS USAR DE 3/4" Y 1"
- EL ACERO DE REFUERZO ES DE GRADO 40
- LA PROPORCIÓN A UTILIZAR PARA EL TERCEADO DEL CONCRETO ES:
 - 1:2:3 CEMENTO : ARENA : PIEDRIN
- LOS EMPALMES EN EL REFUERZO SERÁN POR TRASLAPO Y CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES EXPUESAS EN LAS SECCIÓN 12.10 Y 12.16 ACI 318-05
- LONGITUD DE EMPALMES (m)

BARRA	COLUMNAS	VIGAS Y LOSAS
3	0.40	0.47
4	0.50	0.63
5	0.60	0.75
6	0.70	0.94
7	0.80	
8	0.90	

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVIZADO EPS

MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, QUICHÉ

PROYECTO:
EDIFICACION ESCOLAR DE DOS NIVELES

CONTENIDO:
DETALLES ESTRUCTURALES
VIGAS

DISERNO:
JUAN OSCAR
CÁLCULO:
JUAN OSCAR

ESTUDIANTE:
JUAN OSCAR HÓ LAYNEZ

CARNE:
2884 - 91883

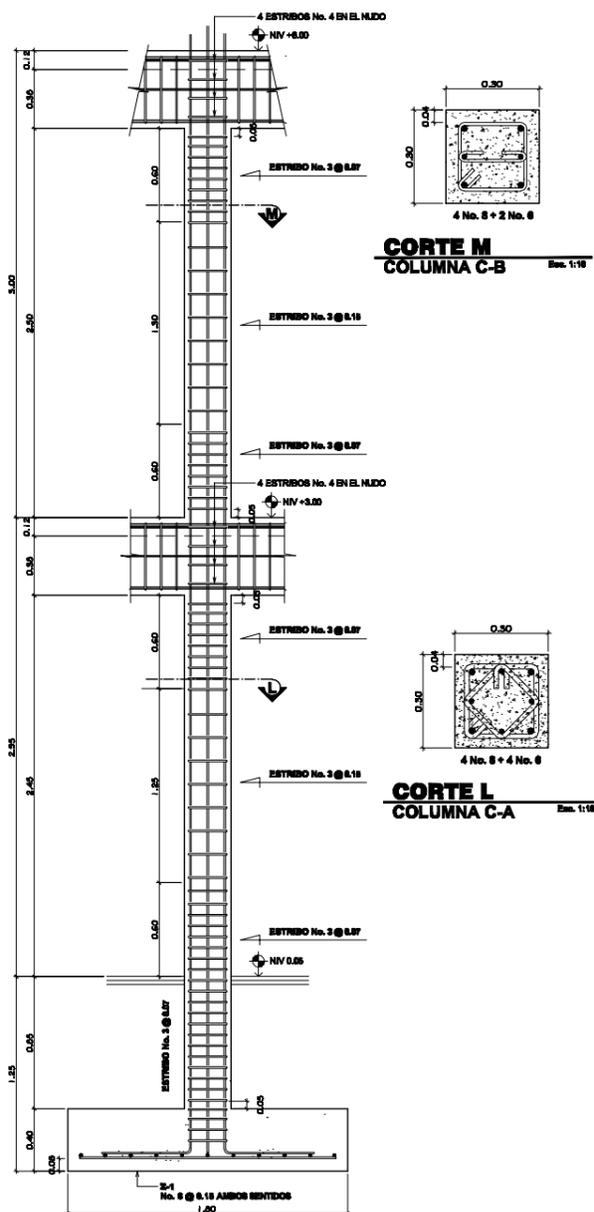
ESCALA:
INCHADA

FECHA:
FEBRERO 2012

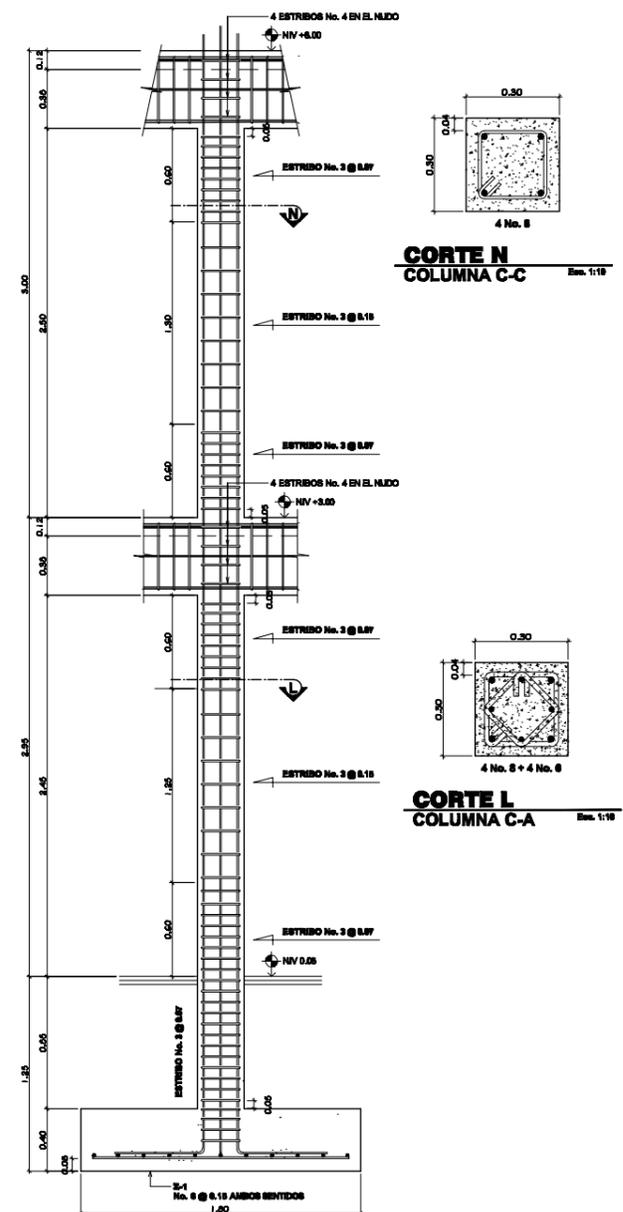
CÓDIGO:
07/12

ING. ANIBAL HERNÁNDEZ
JABARR

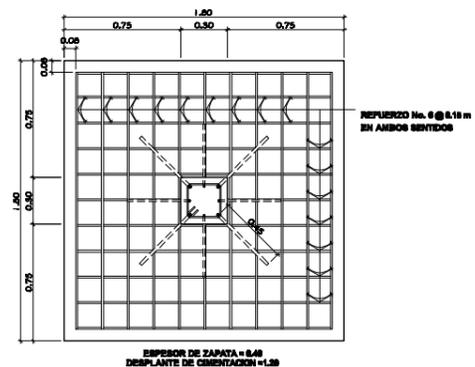
ALCALDE MUNICIPAL



COLUMNA C-A
ELEVACION TIPICA
Escala 1:20



COLUMNA C-C
ELEVACION TIPICA
Escala 1:20



ZAPATA Z-1
Escala 1:20

ESPECIFICACIONES

- 1 RECURRIMIENTO MÍNIMO
COLUMNAS 0.040 m
VIGAS 0.040 m
CIMENTOS 0.075 m
LOSAS 0.025 m
- 2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES
CONCRETO $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
ACERO DE REFUERZO $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$
REFUERZO A CORTE $f_{cs} = 2810 \text{ kg/cm}^2$
REBIS. DE BLOCK $f_m = 36 \text{ kg/cm}^2$
- 3 EL ABREGADO FINO SERÁ ARENA DE RÍO LIBRE DE BASURA Y AGENTES CONTAMINANTES
- 4 EL ABREGADO GRUESO A USAR SERÁ:
VIGAS Y COLUMNAS USAR DE 1/2" Y 3/4"
MOCHETAS O COSTILLAS USAR DE 1/2"
CIENTOS Y ZAPATAS USAR DE 3/4" Y 1"
- 5 EL ACERO DE REFUERZO ES DE GRADO 40
- 6 LA PROPORCIÓN A UTILIZAR PARA EL TERCEADO DEL CONCRETO ES:
1:2:3 CEMENTO : ARENA : PIEDRIN
- 7 LOS EMPALMES EN EL REFUERZO SERÁN POR TRASLAPO Y CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES EXPUESTAS EN LAS SECCIÓN 12.15 Y 12.16 ACI 318-05
- 8 LONGITUD DE EMPALMES (m)

BARRA	COLUMNAS	VIGAS Y LOSAS
3	0.40	0.47
4	0.60	0.63
5	0.60	0.78
6	0.70	0.94
7	0.80	
8	0.90	



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS

MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, QUICHÉ

PROYECTO:
EDIFICACION ESCOLAR DE DOS NIVELES

CONTENIDO:
DETALLES ESTRUCTURALES
COLUMNAS Y ZAPATAS

ESTUDIANTE:
JUAN OSCAR HÍ LAYNEZ

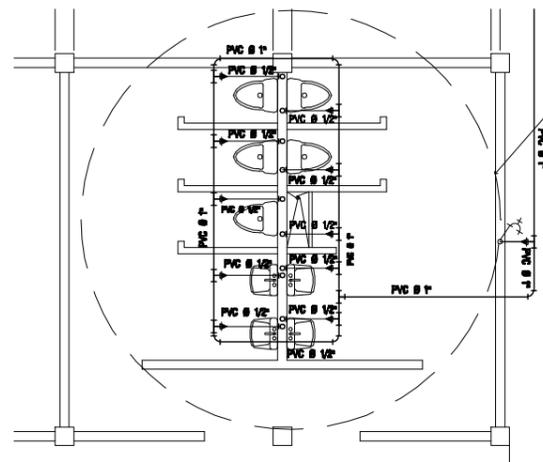
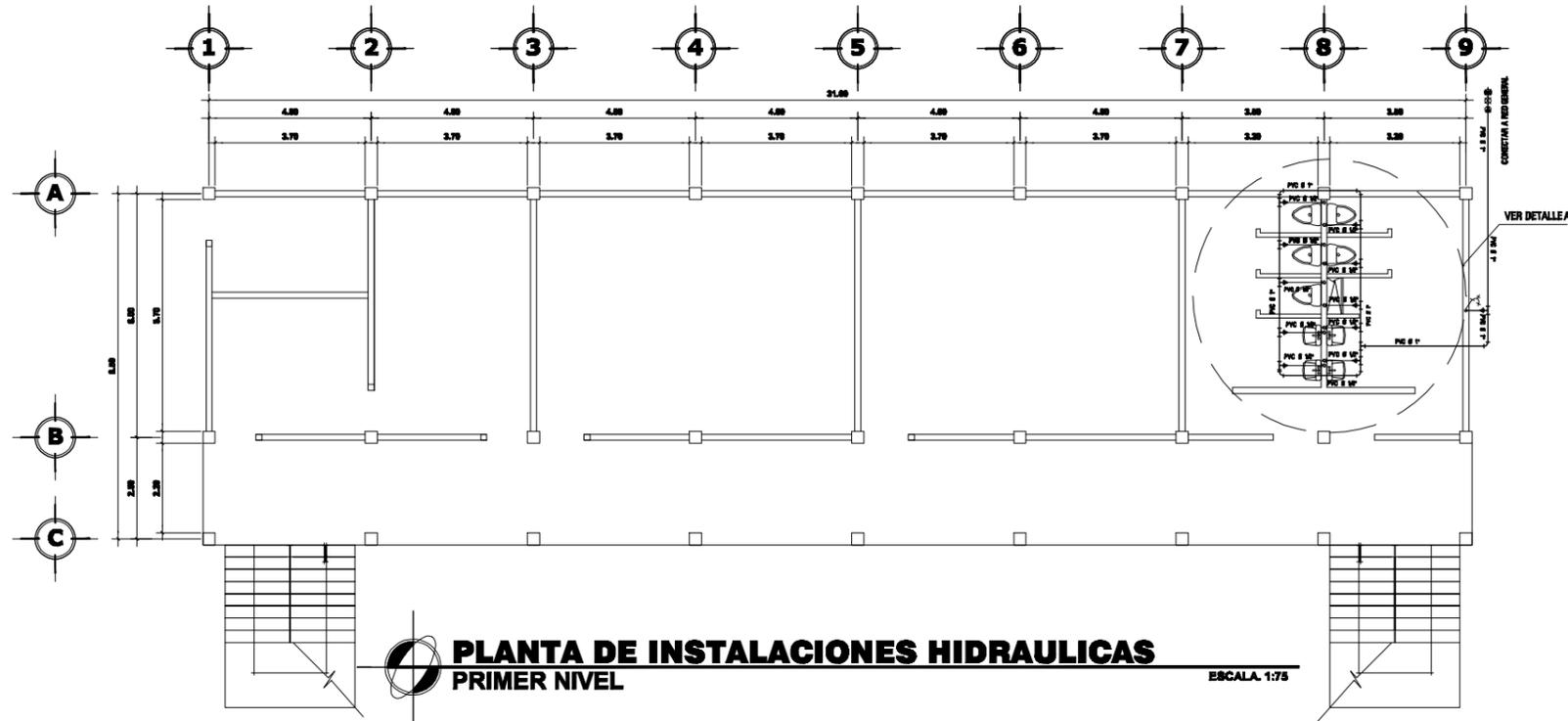
CARRNÉ:
2884 - 91883

FECHA:
FEBRERO 2012

CÓDIGO:
08/12

ING. ANIBAL HERNÁNDEZ
ABRIL

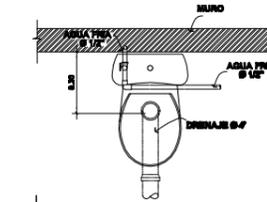
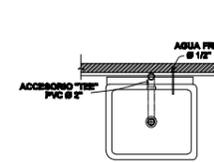
ALCALDE MUNICIPAL



ESPECIFICACIONES

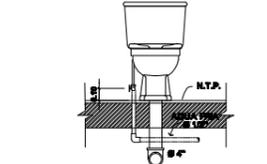
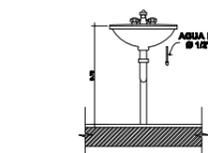
- 1 TODA LA TUBERÍA SERÁ DE PVC Y DEBERÁ SOPORTAR COMO MÍNIMO UNA PRESIÓN INTERNA DE 125 PSI
- 2 EL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA DEL CIRCUITO PRINCIPAL SERÁ DE 1" REDUCIENDOSE A 1/2" EN CADA RAMAL Y DERIVACIÓN HACIA ARTEFACTO
- 3 LA PROFUNDIDAD A LA QUE ESTARÁ ENTERRADA SERÁ DE 0.30 m
- 4 TODOS LOS ARTEFACTOS DE INSTALACIONES HIDRAULICAS SERÁN LIMPIADOS PREVIO A SU INSTALACIÓN
- 5 EN LAS UNIONES ENROSCADAS SE UTILIZARÁ CINTA TEFLÓN

NOMENCLATURA	
	LLAVE DE PASO
	CONTADOR
	LLAVE DE CHEQUE
	TUBERÍA PVC Ø INDICADO
	TEE PVC HORIZONTAL
	CODO PVC VERTICAL A 90°
	CODO PVC HORIZONTAL A 90°
	GRIFO Ø 1/2"
	REDUCIDOR Ø INDICADO



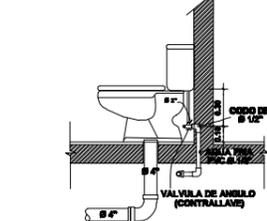
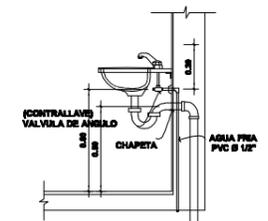
DETALLE DE LAVAMANOS PLANTA

DETALLE DE INODORO PLANTA



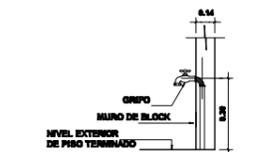
LAVAMANOS ELEVACION FRONTAL

INODORO ELEVACION FRONTAL



LAVAMANOS ELEVACION LATERAL

INODORO ELEVACION LATERAL



COLOCACION DE GRIFO DETALLE

INSTALACIONES HIDRAULICAS
DETALLE
ESCALA: 1:25

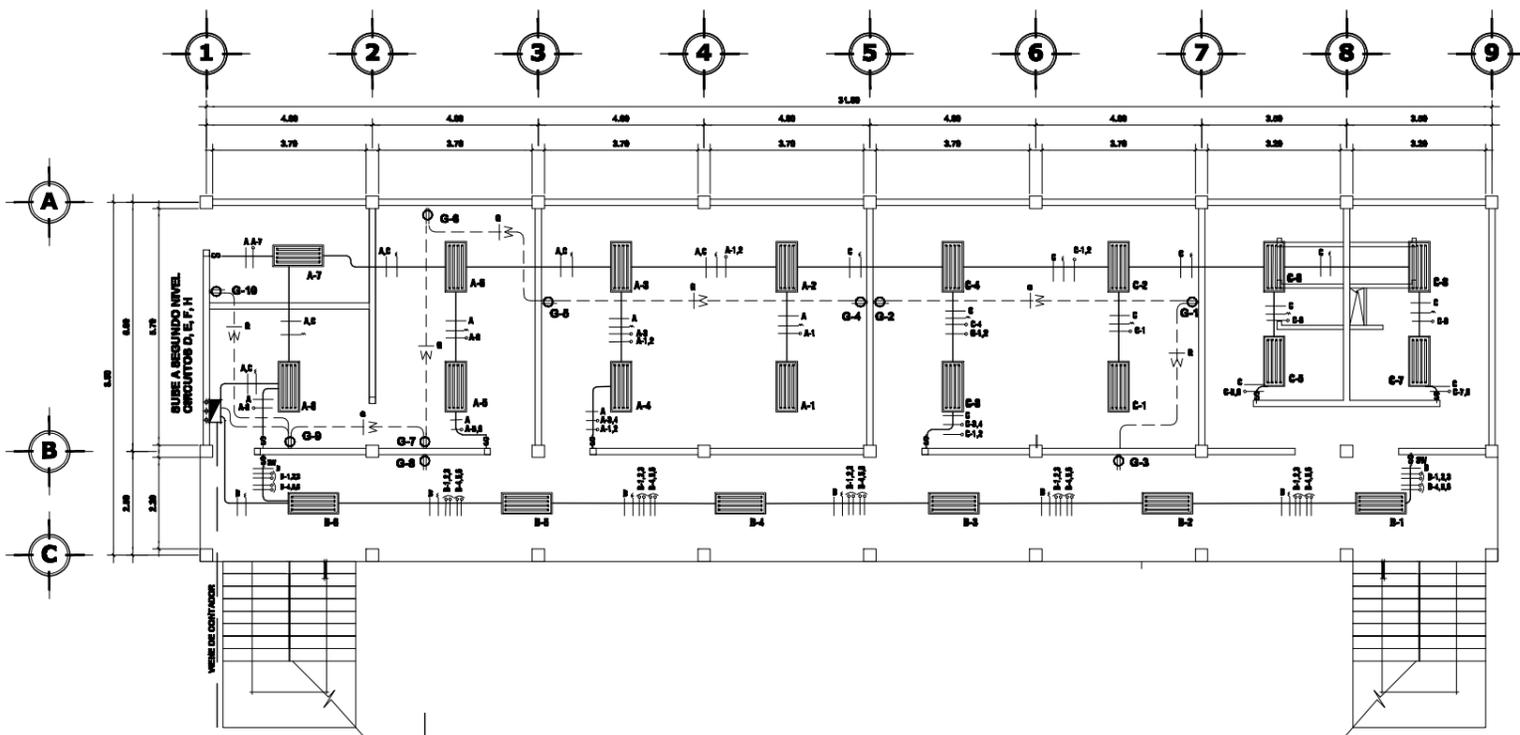
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVIVADO EPS

MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, QUICHÉ

PROYECTO:
EDIFICACION ESCOLAR DE DOS NIVELES

CONTENIDO:
PLANTA DE INSTALACIONES HIDRAULICAS

DISEÑO: JUAN OSCAR CÁLCULO: JUAN OSCAR	ESTUDIANTE: JUAN OSCAR HÓ LAYNEZ	CARNE: 2884 - 91883
DELLAJ: JUAN OSCAR	ESCALA: INENCADA	CÓDIGO: 10/12
FICHA: FEBRERO 2012	ING. ANIBAL HERNÁNDEZ ARROYO	ALCALDE MUNICIPAL



PLANTA DE ILUMINACION Y FUERZA
PRIMER NIVEL

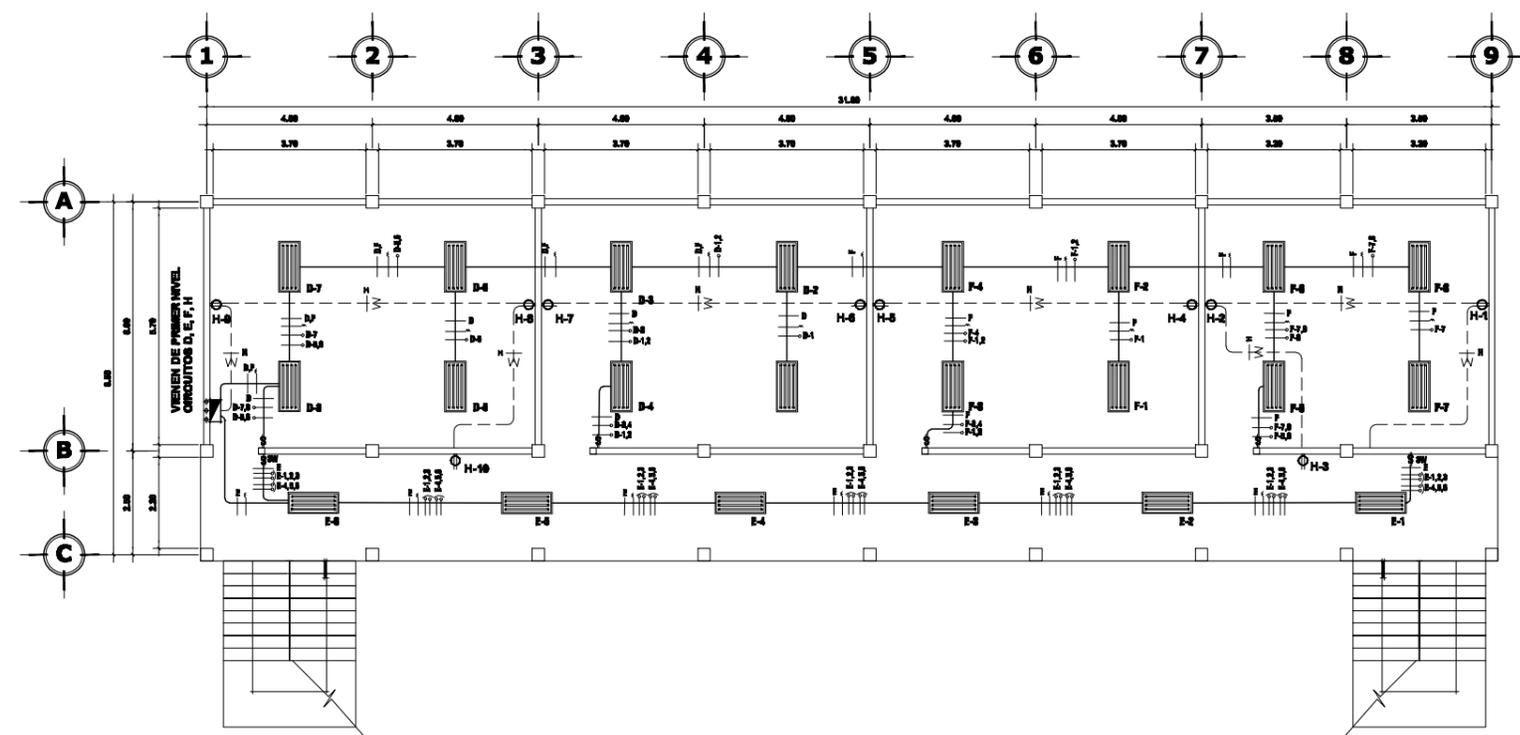
ESCALA: 1:75

NOMENCLATURA

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN DE 8 CIRCUITOS H = 1.70 m SNPT
	LÁMPARA EMPOTRADA DE 4 X 40 W
	INTERRUPTOR SIMPLE H = 1.20 m SNPT
	INTERRUPTOR DOBLE H = 1.20 m SNPT
	INTERRUPTOR DOBLE TREE WEY H = 1.20 m SNPT
	DUCTO ELÉCTRICO EN LOSA DE 3/4"
	DUCTO ELÉCTRICO EN PARED O BAJO PISO 3/4"
	LÍNEA DE RETORNO ALAMBRE No. 12
	LÍNEA NEUTRAL ALAMBRE No. 12
	LÍNEA POSITIVA ALAMBRE No. 12
	TOMACORRIENTE DOBLE DE 110 V H = 0.90 m SNPT
A	CIRCUITO - UNIDAD

ESPECIFICACIONES

- SE INSTALARA UNA TIERRA FISICA EN EL TABLERO PRINCIPAL USANDO PARA ELLO UNA BARRA DE COBRE DE 5/8" x 6" Y TAMBIEN SE ATERRIZARA EN ACOMETIDA
- LOS CONDUCTORES PARA ACOMETIDA SERAN: 2 NO. 2 PARA LINEAS VIVAS Y 1 NO. 4 PARA EL NEUTRO
- SE UTILIZARAN LAMPARAS DE 4 CANDELAS CON LONGITUD DE 1 METROS CADA UNA
- EL TABLERO DEBERÁ TENER CAPACIDAD PARA 8 CIRCUITOS



PLANTA ILUMINACION Y FUERZA
SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1:75

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVIVADO EPS

MUNICIPALIDAD DE SACAPULAS, QUICHÉ

PROYECTO: EDIFICACION ESCOLAR DE DOS NIVELES
CONTENIDO: PLANTA DE ILUMINACION Y FUERZA

DISEÑO: JUAN OSCAR CÁLCULO: JUAN OSCAR DIBUJO: JUAN OSCAR ESCALA: INGENCADA FECHA: FEBRERO 2012	ESTUDIANTE: JUAN OSCAR HÓ LAYNEZ CARNÉ: 2884 - 91883 No. de: _____ CÓDIGO: 12/12
---	---

ING. AVILA ROBERTO
 ALCALDE MUNICIPAL