



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA
LA ZONA 1 Y EDIFICIO DE TRES NIVELES PARA LA AMPLIACIÓN DEL
EDIFICIO MUNICIPAL, SANTA CATARINA PINULA, GUATEMALA**

Marvin Ricardo Junior Barrios Pineda

Asesorado por el Ing. Ángel Roberto Sic García

Guatemala, abril de 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA
LA ZONA 1 Y EDIFICIO DE TRES NIVELES PARA LA AMPLIACIÓN DEL
EDIFICIO MUNICIPAL, SANTA CATARINA PINULA, GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

MARVIN RICARDO JUNIOR BARRIOS PINEDA
ASESORADO POR EL ING. ÁNGEL ROBERTO SIC GARCÍA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ABRIL DE 2014

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

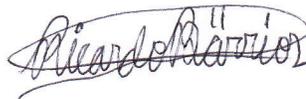
DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Ángel Roberto Sic García
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

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 ZONA 1 Y EDIFICIO DE TRES NIVELES PARA LA AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO MUNICIPAL, SANTA CATARINA PINULA, GUATEMALA

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 18 de septiembre de 2012.



Marvin Ricardo Junior Barrios Pineda



Guatemala, 10 de octubre de 2013
Ref.EPS.DOC.1002.10.13

Ing. Juan Merck Cos
Director Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Merck Cos.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Marvin Ricardo Junior Barrios Pineda** con carné No. **200819306**, 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 ZONA 1 Y EDIFICIO DE TRES NIVELES PARA LA AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO MUNICIPAL, SANTA CATARINA PINULA, GUATEMALA.**

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



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



Guatemala,
4 de noviembre de 2013

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

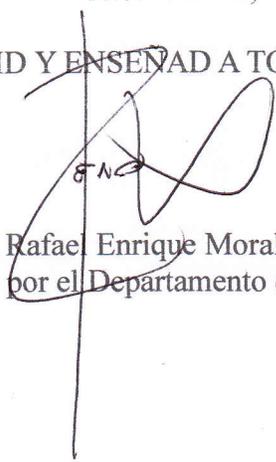
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ZONA 1 Y EDIFICIO DE TRES NIVELES PARA LA AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO MUNICIPAL, SANTA CATARINA PINULA, GUATEMALA, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Marvin Ricardo Junior Barrios Pineda, con Carnet No. 200819306, quien contó con la asesoría del Ing. Ángel Roberto Sic García.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

~~Más de~~ 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala

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



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

Guatemala,
 10 de febrero de 2014

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 ZONA 1 Y EDIFICIO DE TRES NIVELES PARA LA AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO MUNICIPAL, SANTA CATARINA PINULA, GUATEMALA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Marvin Ricardo Junior Barrios Pineda, quien contó con la asesoría del Ing. Ángel Roberto Sic García.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS



Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
 Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO
 DE
 ESTRUCTURAS
 USAC

/bbdeb.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Guatemala, 18 de febrero de 2014
Ref.EPS.D.74.02.14

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 ZONA 1 Y EDIFICIO DE TRES NIVELES PARA LA AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO MUNICIPAL, SANTA CATARINA PINULA, GUATEMALA**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Marvin Ricardo Junior Barrios Pineda**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Ángel Roberto Sic García.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director Unidad de EPS



SJRS/ra



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen de la Asesora Ing. Angel Roberto Sic García y Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Marvin Ricardo Junior Barrios Pineda, titulado **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ZONA 1 Y EDIFICIO DE TRES NIVELES PARA LA AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO MUNICIPAL, SANTA CATARINA PINULA, GUATEMALA** da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, abril 2014

/bbdeb.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua





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 ZONA 1 Y EDIFICIO DE TRES NIVELES PARA LA AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO MUNICIPAL, SANTA CATARINA PINULA, GUATEMALA**, presentado por el estudiante universitario: **Marvin Ricardo Junior Barrios Pineda**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olympo Paiz Regino
Decano



Guatemala, abril de 2014

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por acompañarme en cada instante de mi vida, mi mayor mentor, fuente de sabiduría y conocimiento.
Mis padres	Marvin Barrios y Amalia Pineda de Barrios, con mucho amor y admiración por su implacable esfuerzo y apoyo incondicional para la obtención de este triunfo, sin ellos no lo hubiera logrado.
Mis hermanos	Linsday y Erick Gonzales, con mucho cariño, deseándoles todo lo mejor en todo lo que se propongan.
Mi familia	Por su apoyo incondicional.
Mi novia	Alejandra Morales, por su bello amor y apoyo incondicional que siempre me motivó a ser excelente.
Facultad de Ingeniería	Con gratitud por la formación profesional.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por siempre estar conmigo y ser mi mayor motivación de excelencia en la vida.
Mis padres	Julio Marvin Barrios Molina y Amalia Xiomara Antonieta Pineda Coll, por su amor, esmero y por el apoyo incondicional que me han brindado toda la vida.
Mis hermanos	Por el cariño y apoyo que me han brindado.
Mi novia	Por siempre motivarme a ser mejor en todo lo que hago y apoyarme incondicionalmente.
Ing. Ángel Sic	Por brindarme su valiosa asesoría y apoyo.
Municipalidad de Santa Catarina Pinula	Por la colaboración en la realización del Ejercicio Profesional Supervisado de Ingeniería.
Facultad de Ingeniería	Por ser el medio por el cual tuve mi formación profesional.
Universidad de San Carlos de Guatemala	Por brindarme la oportunidad para llegar a ser un profesional de éxito.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
GLOSARIO	XIX
RESUMEN.....	XXIII
OBJETIVOS.....	XXV
INTRODUCCIÓN	XXVII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Monografía del municipio de Santa Catarina Pinula.....	1
1.1.1. Localización geográfica	1
1.1.2. Recursos naturales.....	1
1.1.3. Clima	2
1.1.4. Hidrografía.....	3
1.1.5. Población.....	3
1.1.6. Educación.....	3
1.1.7. Instituciones sociales.....	4
1.1.7.1. Salud	4
1.1.7.2. Seguridad	4
1.1.7.3. Comunicación.....	4
1.1.7.4. Religiosas	4
1.1.7.5. Educativas	5
1.1.8. Economía.....	5
1.2. Diagnóstico sobre las principales necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio.....	7
1.3. Priorización de las necesidades	7

2.	FASE DE SERVICIOS TÉCNICO PROFESIONAL.....	9
2.1.	Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la cabecera municipal	9
2.1.1.	Descripción del proyecto	9
2.2.	Levantamiento topográfico	9
2.2.1.	Planimetría	10
2.2.2.	Altimetría	10
2.3.	Tipos de fuentes.....	10
2.4.	Caudal de aforo.....	10
2.5.	Calidad del agua	11
2.5.1.	Examen bacteriológico	11
2.5.2.	Examen físicoquímico	11
2.6.	Criterios de diseño	12
2.6.1.	Período de diseño	12
2.6.2.	Dotación	12
2.6.3.	Estimación de la población de diseño	13
2.7.	Determinación de caudales.....	13
2.7.1.	Caudal medio diario	13
2.7.2.	Caudal máximo diario.....	14
2.7.3.	Caudal máximo horario	15
2.8.	Parámetros de diseño	16
2.8.1.	Fórmulas, coeficientes y diámetros de tubería	16
2.8.2.	Clases y trabajo de tubería.....	17
2.8.3.	Velocidades y presiones mínimas y máximas	17
2.8.4.	Bases generales de diseño	19
2.9.	Captación	20
2.10.	Diseño de línea de conducción	20
2.11.	Diseño de tanque de distribución	23
2.12.	Diseño de red de distribución.....	23

2.13.	Obras hidráulicas.....	23
2.14.	Sistema de desinfección.....	23
2.15.	Presupuesto del sistema de agua	24
2.16.	Tarifa propuesta	25
2.17.	Cronograma de ejecución.....	25
2.18.	Estudio de Impacto Ambiental	27
2.19.	Evaluación socioeconómica	29
2.19.1.	Valor Presente Neto (VPN).....	30
2.19.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR).....	32
3.	DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO MUNICIPAL.....	35
3.1.	Descripción del proyecto	35
3.2.	Diseño arquitectónico	35
3.2.1.	Criterios generales.....	36
3.2.2.	Distribución de ambientes.....	36
3.2.3.	Altura de edificación	37
3.2.4.	Sistema estructural	37
3.3.	Terreno disponible	37
3.4.	Levantamiento topográfico	38
3.5.	Estudio de suelos	38
3.6.	Análisis estructural	41
3.6.1.	Pre dimensionamiento estructural	42
3.6.1.1.	Vigas.....	42
3.6.1.2.	Columnas.....	43
3.6.1.3.	Dimensionamiento de losas.....	44
3.6.1.4.	Espesor de losa	46
3.6.2.	Cargas aplicadas a marcos dúctiles	46
3.6.3.	Cargas verticales en marcos dúctiles	47
3.6.4.	Cargas horizontales en marcos dúctiles	53

	3.6.4.1.	Cálculo de corte basal.....	53
3.6.5.		Análisis de marcos dúctiles aplicando método numérico y comprobación a través de software	75
	3.6.5.1.	Análisis de carga muerta.....	77
	3.6.5.2.	Análisis de carga viva.....	88
	3.6.5.3.	Análisis con carga de sismo.....	93
3.6.6.		Envolvente de momentos.....	105
3.6.7.		Diagramas de momentos en marcos dúctiles.....	111
3.7.		Diseño estructural	113
	3.7.1.	Diseño de losas.....	113
	3.7.2.	Diseño de vigas.....	118
	3.7.2.1.	Diseño a flexión.....	118
	3.7.2.2.	Requisitos sísmicos para armado	121
	3.7.3.	Diseño de columnas.....	128
	3.7.3.1.	Requisitos ACI para columnas	128
	3.7.3.2.	Carga axial	130
	3.7.4.	Diseño de nudos	149
	3.7.5.	Diseño de cimientos	152
	3.7.5.1.	Diseño de zapatas tipo 1.....	152
	3.7.5.2.	Diseño de zapatas tipo 2.....	169
	3.7.5.3.	Diseño de zapatas tipo 3.....	177
	3.7.5.4.	Diseño de zapatas tipo 4.....	192
	3.7.6.	Diseño de muros tabique.....	206
	3.7.7.	Diseño de gradas	208
3.8.		Diseño de instalaciones	213
	3.8.1.	Agua potable	213
	3.8.2.	Drenaje sanitario	217
	3.8.3.	Electricidad.....	219
3.9.		Planos constructivos	221

3.10.	Presupuesto	222
3.11.	Cronograma de ejecución.....	224
3.12.	Evaluación de Impacto Ambiental	226
3.13.	Evaluación socioeconómica	228
3.13.1.	Valor Presente Neto (VPN).....	228
3.13.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR).....	229
CONCLUSIONES		231
RECOMENDACIONES.....		233
BIBLIOGRAFÍA.....		235
APÉNDICES		237
ANEXOS		245

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Esquema de línea de conducción por gravedad tramo 1	22
2.	Esquema de ingresos y egresos durante el período de diseño	31
3.	Sección de viga.....	43
4.	Sección de columna.....	43
5.	Planta general de losas.....	45
6.	Calculo de área tributaria	48
7.	Áreas tributarias de marco E y 2	49
8.	Posición centro de masa	65
9.	Dimensiones de columna.....	72
10.	Marco E, con cargas de sismo	74
11.	Marco 2, con cargas de sismo	75
12.	Marco E, análisis con carga muerta	77
13.	Esquema de iteración de Kani con carga muerta.....	84
14.	Marco E, análisis con carga viva.....	88
15.	Esquema de iteración de Kani con carga viva	89
16.	Marco E, análisis con carga de sismo.....	93
17.	Cargas de sismo	94
18.	Esquema de iteración de Kani con carga de sismo	96
19.	Diagrama de momentos en vigas (Ton-m), carga muerta – marco en X.....	99
20.	Diagrama de momentos en columnas (Ton-m), carga muerta – marco en X.....	100

21.	Diagrama de momentos en vigas (Ton-m), carga viva – marco en X	100
22.	Diagrama de momentos en columnas (Ton-m), carga viva – marco en X	101
23.	Diagrama de momentos en vigas (Ton-m), carga de sismo – marco en x.....	101
24.	Diagrama de momentos en columnas (Ton-m), carga de sismo marco en x.....	102
25.	Modelo utilizado en ETABS	104
26.	Diagrama de momentos últimos en vigas (Ton-m) - marco E rígido sentido X.....	111
27.	Diagrama de momentos últimos en columnas (Ton -m) - marco E rígido sentido X.....	112
28.	Diagrama de momentos últimos en vigas (Ton -m) - marco 2 rígido sentido Y.....	112
29.	Diagrama de momentos últimos en columnas (Ton -m) - marco 2 rígido sentido Y.....	113
30.	Sección nervio típico, vigueta	115
31.	Armado de viga I-J.....	123
32.	Armado de viga E-F	124
33.	Armado viga A-B.....	126
34.	Área tributaria para la columna A-F tercer nivel del marco E.....	131
35.	Sector confinado de una columna para proporcionarle ductilidad	145
36.	Armado final columna tercer nivel.....	149
37.	Detalle de armado de nudo.....	152
38.	Área actuante por corte simple	157
39.	Área actuante por corte punzonante.....	158
40.	Distribución de carga	160
41.	Ubicación de la zapata K en el marco 2	161

42.	Detalle de armado de zapata	168
43.	Ubicación de la zapata K en el marco 2	169
44.	Esfuerzos en el terreno	171
45.	Zapata de lindero	172
46.	Detalle de zapata excéntrica	177
47.	Sección y fuerzas sobre zapata combinada, sentido X.....	178
48.	Planta de zapata combinada.....	178
49.	Diagrama de cuerpo libre para cimiento combinado	181
50.	Presión última sobre el cimiento	182
51.	Presión última por metro lineal.....	183
52.	Diagrama de corte y momento en zapata combinada.....	185
53.	Planta de vigas transversales en zapata combinada	188
54.	Corte simple en viga transversal de zapata combinada	189
55.	Detalle de armado zapata combinada.....	191
56.	Sección y fuerzas sobre zapata combinada excéntrica, sentido X... 192	
57.	Diagrama de cuerpo libre para cimiento combinado	194
58.	Presión última sobre el cimiento	196
59.	Presión última por metro lineal.....	197
60.	Diagrama de corte y momento en zapata combinada.....	199
61.	Detalle de armado zapata combinada excéntrica	204
62.	Detalle de cimiento corrido.....	205
63.	Planta elevación módulo de gradas	208
64.	Sección transversal A-A', módulo de gradas.....	212
65.	Sección transversal B-B', módulo de gradas.....	212
66.	Ábaco para el cálculo de tuberías de agua fría	216

TABLAS

I.	Resumen diseño de línea de conducción	22
II.	Presupuesto de la línea de conducción	24

III.	Cronograma de ejecución del proyecto	26
IV.	Factores de capacidad de carga (Vesic)	39
V.	Integración de cargas para vigas de nivel 3.....	50
VI.	Integración de cargas para vigas de 1 y 2 nivel.....	51
VII.	Peso de tercer nivel	53
VIII.	Peso de segundo nivel	54
IX.	Peso de primer nivel	54
X.	Repartición de fuerzas por nivel	59
XI.	Centro de rigidez en eje X, nivel 3	60
XII.	Centro de rigidez en eje Y, nivel 3	61
XIII.	Centro de rigidez en eje X, nivel 2	62
XIV.	Centro de rigidez en eje Y, nivel 2	62
XV.	Centro de rigidez en eje X, nivel 1	63
XVI.	Centro de rigidez en eje Y, nivel 1	64
XVII.	Excentricidad mínima nivel 3	67
XVIII.	Fuerza de marcos literales nivel 3	67
XIX.	Fuerza de marcos numéricos de nivel 3	67
XX.	Excentricidad mínima nivel 2	68
XXI.	Fuerza de marcos literales nivel 2	69
XXII.	Fuerza de marcos numéricos de nivel 2	69
XXIII.	Excentricidad mínima de nivel 1	70
XXIV.	Fuerza de marcos literales nivel 1	70
XXV.	Fuerza de marcos numéricos nivel 1	70
XXVI.	Fuerza para marcos E y 2.....	71
XXVII.	Desplazamiento máximo por nivel marco E.....	73
XXVIII.	Desplazamiento por nivel marco 2.....	73
XXIX.	Inercia y rigidez de elementos	78
XXX.	Factores en nodos	80
XXXI.	Marco E, envolvente final de momentos vigas (Ton-m).....	106

XXXII.	Marco E, envolvente final de momentos columnas (Ton-m)	107
XXXIII.	Marco 2, envolvente final de momentos (Ton-m)	108
XXXIV.	Marco 2, envolvente final de momentos columnas	109
XXXV.	Comprobación del As corrido (momento positivo).....	117
XXXVI.	Comprobación del As corrido (momento negativo)	118
XXXVII.	Áreas de acero momentos negativos marco E (Sentido X-X)	120
XXXVIII.	Áreas de acero momentos positivos marco A (Sentido X-X)	121
XXXIX.	Envolvente y áreas de acero (primer nivel)	122
XL.	Armado en viga (primer nivel)	122
XLI.	Envolvente y áreas de acero (segundo nivel)	123
XLII.	Armado en viga (segundo nivel).....	124
XLIII.	Envolvente y áreas de acero (tercer nivel)	125
XLIV.	Armado en viga (tercer nivel)	125
XLV.	Refuerzo de As columna 2do. nivel.....	143
XLVI.	Refuerzo de As columna 1er. nivel	144
XLVII.	Datos base de zapata tipo 2	176
XLVIII.	Demanda de accesorios para método de Hunter.....	215
XLIX.	Demanda de accesorios salón de usos múltiples	215
L.	Dimensiones de ramales para drenaje.....	219
LI.	Tablero principal de circuitos.....	221
LII.	Presupuesto de la edificación de oficinas municipales	222
LIII.	Cronograma de ejecución del proyecto.....	224

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
H	Altura
A	Área
As	Área de acero
As_{máx}	Área de acero máxima
As_{min}	Área de acero mínima
Az	Área de la zapata
Ap	Área de punzonamiento
Av	Área de varilla
Ag	Área gruesa
At	Área tributaria
q_u	Capacidad soporte del suelo
P	Carga aplicada a la columna
P'o	Carga axial de resistencia de la columna
P't	Carga axial de trabajo
W	Carga distribuida
P'u	Carga de resistencia a la columna
P'ux	Carga de resistencia a la columna a una excentricidad ex
P'uy	Carga de resistencia a la columna a una excentricidad ey
PU	Carga última
CM	Carga muerta
W_{cm}	Carga muerta distribuida

CUtot	Carga última total
CV	Carga viva
W_{cv}	Carga viva distribuida
Q	Caudal
Q_m	Caudal medio
Q_{md}	Caudal máximo diario
cm²	Centímetros cuadrados
Cm	Centro de masa
CR	Centro de rigidez
c	Cohesión
Kx	Coeficiente del diagrama de iteración para el sentido x
Ky	Coeficiente del diagrama de iteración para el sentido y
Ψ_A	Coeficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación de una columna, en su extremo inferior
Ψ_B	Coeficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación de una columna, en su extremo superior
Ψ_P	Coeficiente promedio que mide el grado de empotramiento a la rotación
Ø	Coeficiente de reducción a la resistencia
COCODE	Consejo comunitario de desarrollo
V_{act}	Corte actuante
V_r	Corte máximo resistente
V_u	Corte último
DH	Distancia horizontal
E	Esbeltez en columna
σ	Esfuerzo
fy	Esfuerzo de fluencia del acero

σt	Esfuerzo total
EST	Estación
e	Excentricidad
ed	Excentricidad de diseño
FCU	Factor de carga última
fdm	Factor de día máximo
βd	Factor de flujo plástico del concreto
fhm	Factor horario máximo
Fn	Fuerza por nivel
Fm	Fuerza por marco
I o Ig	Inercia de la sección total del concreto respecto al eje centroidal.
k	Factor de longitud efectiva
Nq, Nc, Ng	Factores de carga adimensionales
Fi	Fuerza sísmica del nivel i
kg	Kilogramo
PSI	Libras por pulgada cuadrada
lt/s	Litros por segundo
lt/hab/día	Litros por habitante día
L	Longitud de elemento
lu	Luz libre
δ	Magnificador de momentos
m	Metro
m²	Metro cuadrado
m³	Metro cúbico
G	Modulo de elasticidad a corte del concreto
E_s	Módulo de elasticidad del acero
E_c	Modulo de elasticidad del concreto
E_m	Módulo de elasticidad del material

M	Momento
M_x	Momento actuando en el sentido X
M_y	Momento actuando en el sentido Y
M_d	Momento de diseño (magnificado)
M_{dx}	Momento de diseño (magnificado) que actúa en el sentido X
M_{dy}	Momento de diseño (magnificado) que actúa en el sentido Y
M't	Momento de trabajo
M₍₋₎	Momento negativo
M₍₊₎	Momento positivo
M_u	Momento ultimo
t	Peralte de zapata
d	Peralte efectivo
H_f	Pérdida por fricción en la tubería
n	Período de diseño en años
γ_c	Peso específico del concreto
P_a	Población actual
P_f	Población futura
p_{bal}	Porcentaje de acero en la falla balanceada
p_{máx}	Porcentaje de acero máximo permitido en un elemento
p_{mín}	Porcentaje de acero mínimo permitido en un elemento
q_{máx}	Presión máxima sobre el suelo
q_{mín}	Presión mínima sobre el suelo
rec	Recubrimiento
f'c	Resistencia última del concreto
k	Rigidez

S	Separación de estribos
Smax	Separación máxima de estribos
r	Tasa de crecimiento de la población
Ton	Tonelada
γ	Valor del diagrama de iteración
Vs	Valor soporte del suelo

GLOSARIO

ACI	Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute).
Aforo	Es la cantidad de fluido en función del tiempo.
Análisis Estructural	Consiste en determinar los efectos máximos producidos por las cargas mayoradas sobre los elementos estructurales.
Carga muerta	Peso muerto soportado por un elemento estructural, incluyendo el propio.
Carga viva	Peso variable dado por el personal, maquinaria móvil, etcétera.
Caudal	Volumen de agua escurrida en la unidad de tiempo.
Cimentación	Subestructura destinada a soportar el peso de la construcción que gravitará sobre ella, la cual transmitirá sobre el terreno las cargas correspondientes de una forma estable y segura.
Columna	Miembro que se usa principalmente para resistir carga axial de compresión y que tiene una altura de por lo menos, tres veces su menor dimensión lateral.

Cota	Altura con respecto a un punto en específico.
Efecto de esbeltez	Es la reducción de resistencia de elementos estructurales, cuya relación longitud-peralte es grande, cuando son sometidos a compresión axial o flexo-compresión, aplicable sobre columnas.
Envolvente de momentos	Representa el efecto de la superposición de las cargas muertas, vivas, sismo y más si existieran.
Esfuerzo	Magnitud de una fuerza por unidad de área.
Estribo	Elemento de una estructura que resiste el esfuerzo cortante.
Estructura	Ordenamiento de un conjunto de elementos encargado de resistir los efectos de las fuerzas externas de un cuerpo físico. También, se le llama a un sistema de elementos que se combinan de una forma ordenada para cumplir una función determinada
Excentricidad	Se produce cuando el centro de rigidez no coincide con el centro de masa, esto es debido a que existe una distribución desigual y asimétrica de masas y rigideces en la estructura.

Fluencia	Sobrepasando el límite elástico, todo aumento de carga produce deformaciones plásticas o permanentes que ya no son proporcionales al aumento de carga sino que adoptan valores crecientes para incrementos de cargas iguales.
Momento	Esfuerzo al que se somete un cuerpo, debido a la aplicación de una fuerza a cierta distancia de su centro de masa.
Rigidez	Es la capacidad de un objeto sólido o elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos.
Topografía	Ciencia que tiene por finalidad determinar la forma y dimensiones de un terreno o lugar de la superficie terrestre para representarlo gráficamente.
UBC	Uniform Building Code (Código uniforme de la edificación).
Zapata	Tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación contiene el diseño de una edificación de tres niveles para la ampliación del edificio municipal y una propuesta de mejoras al sistema de agua potable de la cabecera municipal, ambos en el municipio de Santa Catarina Pínula, Guatemala. Está conformado por tres capítulos:

Capítulo uno: fase de investigación, contiene la monografía de la aldea San Lorenzo el Tejar, así mismo un diagnóstico acerca de las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea y el cantón.

Capítulo dos y tres: fase de servicio técnico profesional, en esta se muestra una investigación de los lugares y se describe la topografía, también, se presentan las normas por las cuales se rigieron los proyectos, tanto del edificio como del sistema de agua potable, el principal objetivo es el diseño del edificio escolar de dos niveles del cantón y la propuesta de mejoras del sistema de agua potable de la aldea. Para el edificio, se describe: el diseño arquitectónico, análisis estructural, diseño estructural y presupuesto. Para el sistema de agua potable, se describen las condiciones del sistema actual, propuestas de mejoras, diseño de las propuestas y el presupuesto.

En la parte final, se presentan los respectivos planos y presupuestos de cada proyecto elaborado en el presente trabajo.

OBJETIVOS

General

Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable para la zona 1 y edificio de tres niveles para la ampliación del edificio municipal, municipio Santa Catarina Pinula, departamento de Guatemala.

Específicos

1. Realizar una investigación de tipo monográfica y un diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Santa Catarina Pinula.
2. Capacitar a los miembros del Consejo Comunitario de Desarrollo (COCODE) del municipio de Santa Catarina Pinula, en la operación y mantenimiento del sistema de agua potable.
3. Contribuir con este trabajo a la mejora de la atención al ciudadano, mediante la construcción de la ampliación del edificio municipal.

INTRODUCCIÓN

El programa del Ejercicio Profesional Supervisado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, busca brindar el apoyo necesario a las comunidades que no cuentan con servicios básicos y de infraestructura, como agua potable, servicios de salud, puentes, escuelas etc.

Tomando en cuenta el diagnóstico realizado en el municipio de Santa Catarina Pinula, departamento de Guatemala, se decidió llevar a cabo el diseño de mejoras al sistema de agua potable y de la edificación escolar en la cabecera municipal de Santa Catarina Pinula.

Asimismo, para lograr el desarrollo e integración de comunidades rurales en Guatemala, es importante contar con la infraestructura adecuada que facilite el acceso a dichas comunidades.

Este trabajo de graduación tiene como objetivo principal, presentar el diseño de una línea de conducción y un edificio municipal para el área rural, también las generalidades de la comunidad atendida.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio de Santa Catarina Pinula

Con base en las necesidades diagnosticadas en el municipio de Santa Catarina Pínula se obtuvieron las proyecciones de desarrollo y se determinaron las necesidades más importantes para la formulación de proyectos que permitan cumplir con los objetivos de crecimiento y desarrollo municipal.

1.1.1. Localización geográfica

El municipio de Santa Catarina Pinula se localiza a 14° 34' 13" latitud norte y 90° 29' 45" longitud oeste, con una altitud de 1 550 mts SNM. Santa Catarina Pinula es un municipio del departamento de Guatemala ubicado a 15 kilómetros de la ciudad capital. Colinda al norte con la ciudad de Guatemala, al este con los municipios de San José Pinula y Fraijanes, al sur con los municipios de Fraijanes y Villa Canales y al oeste con Villa Canales y la ciudad de Guatemala. El área aproximadamente según estimación de IGN es de 51 kilómetros cuadrados.

1.1.2. Recursos naturales

El río Pinula circunda los municipios de Santa Catarina Pinula, Guatemala, Villa Canales y Petapa, nace en la aldea Don Justo. Fluye de sudeste a noreste, pasa al norte de la cabecera municipal de Santa Catarina

Pinula y toma curso hacia el oeste. Al sur de la capital le afluye el riachuelo Panasequeque y pasa al este de la aldea La Libertad, con rumbo norte a sur. Al este de la aldea Los Guajitos recibe el río Guadrón, fluye al oeste de aldea Boca de Monte y al norte de la aldea Santa Inés Petapa, descarga en el río Villa Lobos. Latitud 14° 29' 57", longitud 90° 32' 45", con una distancia de 22 kilómetros.

El municipio posee entre 30 a 40 por ciento de cobertura vegetal como arbustos, y árboles madereros tales como ciprés, roble, guachipilín, pino, encino, amate, cedro, guaje, pinabete, palo blanco, ebano, etc. En plantas frutales se cuenta con mora, perote, higos, frambuesa, tuna, mango nance, injerto, manzana, durazno, jocote, aguacate, jocote amarillo, jocote de corona, naranja, banano, anona, nispero, ciruela, pera, granadilla, mandarina, lima, toronja, manzana rosa papaya. Respecto a plantas ornamentales se cuenta con geranio, rosas, margaritas, azucenas, dalias, gladiolas, asaleas, chinitas, chatías, lirios, jazmines, cartuchos, claveles, crisantemos, flores de candelaria, bugambilias, pascuas, violetas, helechos, velo de novia, cola de pavo real y cola de quetzal.

1.1.3. Clima

Según la clasificación de las zonas de vida de Guatemala basada en el sistema Holdridgde (René de la Cruz, Guatemala de junio de 1976, resumen realizado por el Dr. Luis Ferrarte, Santa Catarina Pinula) pertenece a la zona de vida del bosque húmedo montano bajo subtropical.

Su precipitación anual MN va desde 1 057 al 1 588. Pertenece a la zona cuya elevación sobre el nivel del mar es de 1 500 a 2 400 metros. La temperatura oscila entre 15 °C a 23 °C, tiene un 70 por ciento de evapotranspiración y el

porcentaje de días claros al año es del 50 por ciento. El tipo y la dirección del viento es de NE a SO fuerte de 90 a 10 por ciento.

1.1.4. Hidrografía

El municipio posee hechos hidrográficos como ríos (Acatán, Chicoj, Chiquito, Los Ocotes, El Sauce, La Palma, Las Minas, Pinula), riachuelos (Panasequeque), quebradas (Agua Bonita, Agua Fría, Cuesta Ancha, Cuesta Grande del Manzano, El Anomo, El Cangrejito, El Chorro, El Guayabo, El Mezcal, El Riíto, La Esperanza-Piedra Marcada, y Seca) y laguna (laguna Bermeja, la cual está a punto de desaparecer).

1.1.5. Población

La cabecera municipal posee una población total estimada de 16 994 habitantes y a nivel de municipio una población total de 88 143, teniendo una relación porcentual de 48 y 52 por ciento de hombres y mujeres respectivamente.

Actualmente se tiene registradas 11 305 viviendas con una densidad de 5 habitantes por vivienda. El 3 por ciento de la población es indígena de descendencia maya-kaqchikel.

1.1.6. Educación

Para el sector educativo el municipio posee una escuela nacional y 5 colegios privados y un instituto por cooperativa, en los cuales se imparten los niveles de primaria y básicos; también hay dos colegios de primaria, básicos y diversificado.

El total de escuelas en todas las aldeas del municipio es de 17. Uno de los aspectos importantes en los colegios, en su mayoría los docentes cubrían dos o más grados, en la actualidad cada sección esta siendo cubierta por un docente.

1.1.7. Instituciones sociales

Las instituciones sociales dentro del municipio de Santa Catarina Pínula se dividen en:

1.1.7.1. Salud

Centro de salud en la cabecera municipal y puesto de salud Piedra Parada Cristo Rey.

1.1.7.2. Seguridad

Subestación de policía nacional en cabecera municipal. Garita de policía nacional en Puerta Parada. Un juzgado de paz en Santa Catarina Pínula, Policía Municipal.

1.1.7.3. Comunicación

Correos en la cabecera municipal y Puerta Parada, teléfonos públicos y privados en algunas de sus aldeas y en la cabecera municipal.

1.1.7.4. Religiosas

Monte San Francisco de la Orden Franciscana, Las Clarisas, Nuestra Señora la Luz Casa del Peregrino en Puerta Parada.

1.1.7.5. Educativas

Escuelas oficiales en cada una de las aldeas y algunos caseríos, además en la cabecera municipal. Colegios en Piedra Parada Cristo Rey, Puerta Parada, Pajón, Don Justo, Laguna Bermeja, Piedra Parada el Rosario, cabecera municipal. Academia de mecanografía en: cabecera municipal, Puerta Parada Cristo Rey, Puerta Parada, El Carmen, Don Justo, Pajón.

1.1.8. Economía

Este marco se divide en 3 grandes grupos y estos en subgrupos.

- Sector primario
 - Producción agrícola
 - Producción pecuaria

- Sector Secundario
 - Industria
 - Artesanías
 - Comercio

- Sector Terciario
 - Comunicaciones
 - Salud
 - Seguridad
 - Educación

El sector primario posee una agricultura en la que los principales cultivos son: maíz, frijol, café y hortalizas, aunque en pequeña escala, debido a que

la producción agrícola a disminuido. A medida que avanza la construcción de viviendas en su territorio, esto permite que el sector se convierta en un área residencial aledaña a la metrópoli.

En cuanto a la ganadería, se encuentran solo pequeñas crianzas de bovinos y equinos, en tanto que los porcinos, siempre ha sido muy productiva pues abastece algunos mercados de la capital, cuyos productos (carne, chicharrones y embutidos) gozan merecida fama.

En el sector secundario la industria es uno de los principales factores económicos del municipio, debido a que funcionan importantes empresas industriales de diversos géneros (tejidos, productos alimenticios, textiles, vidrio, etc.), esto constituye una fuente de trabajo para un sector de la población y genera otros beneficios económicos a favor del municipio.

El comercio se ha ido incrementando a través de tiendas, librerías, centros comerciales, supermercados, restaurantes, cafeterías, en Puerta Parada inclusive ya se cuenta con algunas subagencias de bancos.

En el sector terciario se tienen los servicios de comunicación (carretera CA-1, ruta nacional 2, roderas o veredas), servicios de salud, saneamiento ambiental (control de calidad del agua, control de alimentos e inspecciones sanitarias), saneamiento rural (acueductos, pozos, letrinas, fosas sépticas, mejoramiento de viviendas).

1.2. Diagnóstico sobre las principales necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio

Con base en el diagnóstico realizado en el municipio de Santa Catarina Pinula, departamento de Guatemala, se determinaron que las necesidades de servicios básicos e infraestructura son las siguientes:

Infraestructura: en la actualidad el servicio de atención que la Municipalidad proporciona es bueno, pero debido a la gran demanda que existe muchos departamentos por cuestiones de equipo y/o espacio no pueden atenderla. Por tal, razón existe la necesidad de ampliar las instalaciones y así poder brindar un mejor servicio a la comunidad.

Sistema de agua potable: se puede observar que el municipio tiene un incremento poblacional constante y existen muchos sectores en los cuales la dotación asignada ya no supe la necesidad de agua para los habitantes actuales, dejando a muchos sectores con poco acceso al agua e incluso la distribución del agua es accesible solo por pocas horas.

1.3. Priorización de las necesidades

La priorización de las necesidades de servicios básicos e infraestructura para esta comunidad, con base en los criterios expuestos por los pobladores y EPS, siendo las siguientes:

- Sistema de abastecimiento de agua potable
- Ampliación edificio municipal
- Alcantarillado pluvial
- Rastro municipal
- Alcantarillado sanitario

2. FASE DE SERVICIOS TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la cabecera municipal

Este sistema de abastecimiento de agua potable consiste en una línea de conducción por gravedad que abastecerá a la población con el agua necesaria en los sectores donde la misma es escasa.

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad para la cabecera municipal Santa Catarina Pinula, la cual cuenta con una población actual de 2 000 familias. La fuente es un pozo mecánico, concentrado en la aldea Puerta Parada en un punto determinado. Los componentes del proyecto son: 5 092,57 metros red de conducción y obras hidráulicas.

2.2. Levantamiento topográfico

Este constituye un elemento básico para la elaboración del diseño, ya que permite representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra en estudio. El levantamiento realizado fue de primer orden, en donde el equipo utilizado fue el siguiente:

- Teodolito marca WILD T-1
- Estadía

- Cinta métrica de 25 m
- Plomada
- Estacas de madera, pintura, clavos, martillo, etc.

2.2.1. Planimetría

El levantamiento planimétrico, se ejecutó como una poligonal abierta, utilizando para ello el método de conservación de azimut con vuelta de campana.

2.2.2. Altimetría

En esta fase, se obtienen los datos para identificar los diferentes niveles del terreno con la ayuda del equipo de topografía antes mencionado. El método de levantamiento fue el taquimétrico.

2.3. Tipos de fuentes

En este caso, el caudal de la fuente proviene de un pozo con una bomba, cuya potencia proporciona la velocidad necesaria para que el agua salga a nivel de la superficie.

2.4. Caudal de aforo

Es el volumen de agua por unidad de tiempo que produce la fuente; en este caso, el caudal de la fuente proviene de un pozo que luego conecta a un tanque elevado.

2.5. Calidad del agua

El agua es un elemento indispensable para la vida, por lo que, la calidad de esta debe ser sanitariamente segura para el consumo humano. Para determinar la calidad sanitaria del agua es necesario efectuar un examen fisicoquímico sanitario y bacteriológico, los cuales deben acatar las Normas COGUANOR NGO 29 001.

2.5.1. Examen bacteriológico

El objetivo principal del análisis bacteriológico es conocer el grado de contaminación bacteriana y de materia fecal encontradas en la muestra, para lo cual se busca la presencia del grupo coliforme. Los resultados del examen bacteriológico indican que el agua es potable, según Norma COGUANOR NGO 29001.

Por lo tanto, con base en los datos anteriores, no se debe incorporar un sistema de desinfección.

2.5.2. Examen físicoquímico

El análisis físico determina el aspecto, color, turbiedad, olor, sabor, pH, temperatura y conductividad eléctrica, y el análisis químico mide las cantidades de minerales y materia orgánica existentes en el agua que afectan la calidad, como son: amoníaco, nitritos, nitratos, cloro residual, manganeso, cloruros, fluoruros, sulfatos, hierro total, dureza total, sólidos totales, sólidos volátiles, sólidos fijos, sólidos en suspensión, sólidos disueltos y también la alcalinidad (clasificación).

El resultado que se obtuvo del examen físicoquímico sanitario, indica que el agua no es turbia (rechazable), desde el punto de vista de la calidad química el agua cumple con la Norma COGUANOR NGO 29001. Todas las determinaciones se encuentran dentro de los límites máximos aceptables.

2.6. Criterios de diseño

Para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable se consideran los criterios correspondientes para un diseño correcto.

2.6.1. Período de diseño

Este representa el tiempo en que la capacidad del sistema atiende la demanda o es eficiente en un 100 por ciento. Aunque el sistema varía de acuerdo a la capacidad de la administración en aspectos de operación y mantenimiento.

Comprende desde el momento de la construcción e inicio de funcionamiento del sistema hasta el momento que sobrepasa las condiciones de diseño, que en este caso se adoptó un período de diseño de 20 años.

2.6.2. Dotación

Es la cantidad de agua asignada a una persona en litros/habitante/día; para la adopción de una dotación adecuada se debe tomar en cuenta el clima y la ubicación de la población, es decir, si es área urbana o rural y sus distintas actividades comerciales. Para el presente proyecto se tomó una dotación de 150 l/hab/día ya que es la dotación que abastece en el área.

2.6.3. Estimación de la población de diseño

Para la estimación de la población futura existen varios métodos, en este caso se consideró el método de incremento geométrico; el cual consiste en el cálculo de la población con base en la tasa de crecimiento poblacional que se tiene registrada en los censos de la población, debe proyectarse en el tiempo según el período de diseño que se estime.

$$Pf = Pa * (1 + r)^n$$

Donde:

Pf = población futura

Pa = población actual = 10 000 habitantes

r = tasa de crecimiento = 3,13 %

n = período de diseño en años = 20 años

$$Pf = 10\ 000 * (1 + 0.013)^{20} = 18\ 523$$

2.7. Determinación de caudales

Para abastecer a la población se debe estimar el caudal de diseño mediante los criterios de diseño.

2.7.1. Caudal medio diario

Conocido también como caudal medio, es la cantidad de agua que consume una población en un día. Se obtiene del promedio de consumos diarios durante un año, pero cuando no se cuenta con registros de consumo

diario se puede calcular en función de la población futura y de la dotación asignada en un día.

Para el cálculo se utiliza la siguiente fórmula:

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

Donde:

Pf = población futura = 18 523 habitantes

Dot = dotación = 150 lt/hab/día

$$Q_m = \frac{18\ 523 * 150}{86\ 400} = 32,16 \text{ lt/s}$$

2.7.2. Caudal máximo diario

Es conocido como caudal de conducción, es el consumo máximo de agua que puede haber en 24 horas, observado durante un año y regularmente sucede cuando hay actividades en las cuales participa la mayor parte de la población, el cual no incluye gastos causados por incendios. Cuando no se cuenta con información de consumo diario, este se puede calcular con un porcentaje denominado factor de día máximo (fdm). Este factor en área rural está comprendido dentro los valores siguientes: 1,2 para poblaciones futuras mayores de 1 000 habitantes, y de 1,2 a 1,5 para poblaciones futuras menores de 1 000 habitantes. Tomando en cuenta el clima, el nivel socioeconómico y la cantidad de habitantes, se determina que el factor de día máximo es de 1,2.

$$Q_{md} = Q_m * fdm$$

Donde:

Q_m = caudal medio diario

f_{dm} = factor de día máximo

$$Q_{md} = 32,16 * 1,2 = 38.58 \text{ lt/s}$$

2.7.3. Caudal máximo horario

Conocido también como caudal de distribución, es el consumo máximo en una hora del día, el cual se obtiene de la observación del consumo durante un período equivalente a un año. Si no se tienen registros, se puede obtener multiplicando el caudal medio diario por el factor de hora máxima. El factor de hora máxima (f_{hm}) está comprendido en el área rural entre los valores siguientes: 2,0 para poblaciones futuras mayores de 1 000 habitantes, y de 2,0 a 3,0 para poblaciones futuras menores de 1 000 habitantes.

Tomando en cuenta el clima, el nivel socioeconómico y la cantidad de habitantes, se determina que el factor de hora máxima es de 2,0.

$$Q_{mh} = Q_m * f_{hm}$$

Donde:

Q_m = caudal medio diario

f_{hm} = factor de hora máxima

$$Q_{md} = 32,16 * 2 = 64,31 \text{ lt/s}$$

2.8. Parámetros de diseño

Se establecieron los requisitos mínimos de diseño para el sistema de abastecimiento de agua potable.

2.8.1. Fórmulas, coeficientes y diámetros de tubería

Para determinar las pérdidas de carga en la tubería, se recurre a la fórmula de Hazen Williams, la cual está expresada por:

$$H_f = \frac{(1\,743,811) * (L) * (Q)^{1,85}}{(C)^{1,85} * (\varnothing)^{4,87}}$$

Donde:

H_f = pérdida de carga en metros

C = coeficiente de fricción interno (para HG C=100, y para PVC C=150)

∅ = diámetro interno en pulgadas

L = longitud de diseño en metros

Q = caudal en litros por segundo

Conociendo la altura máxima disponible por perder se toma esta como H_f, la cual permitirá encontrar el diámetro teórico necesario para la conducción del agua. Despejando el diámetro de la fórmula anterior se tiene:

$$\varnothing = \left[\frac{(1\,743,811) * (L) * (Q)^{1,85}}{H_f * (C)^{1,85}} \right]^{1/4,87}$$

Obteniendo el diámetro teórico, se procede a seleccionar el diámetro comercial superior y se calcula el H_f final.

2.8.2. Clases y trabajo de tubería

En el proyecto se utilizará, en su mayoría, tubería de cloruro de polivinilo PVC, bajo las denominaciones SDR, de las cuales se usarán las siguientes:

SDR 13,5 presión de trabajo de 315 psi (222 m.c.a.)

SDR 17, presión de trabajo de 250 psi (176 m.c.a.)

SDR 26, presión de trabajo de 160 psi (113 m.c.a.)

En algunos tramos, por el tipo de suelo y la topografía del terreno, se usará tubería de hierro galvanizado tipo liviano.

2.8.3. Velocidades y presiones mínimas y máximas

El diseño hidráulico se realizó con base en la pérdida de presión del agua que corre a través de la tubería. Para comprender el mecanismo que se emplea, se incluye los principales conceptos utilizados:

- Presión estática en tuberías

Se produce cuando todo el líquido en la tubería y en el recipiente que la alimenta está en reposo. Es igual al peso específico del agua, multiplicado por la altura a que se encuentra la superficie libre del agua, en el recipiente.

La máxima presión estática que deben soportar las tuberías es del 90 por ciento de la presión de trabajo, teóricamente pueden soportar más, pero por efectos de seguridad se establece este límite.

La menor presión dinámica que puede haber en la red de distribución es de 10 m.c.a, que es la necesaria para que el agua pueda subir con cierta presión a las llaves de chorro. La topografía es irregular y se hace difícil mantener este valor, por lo que se podría considerar en casos extremos una presión dinámica mínima de 6 m.c.a, partiendo del criterio que en una población rural es difícil que se construyan edificios de altura considerable.

- Presión dinámica en la tubería

Cuando hay movimiento de agua, la presión estática modifica el valor de la misma, disminuyéndose por la resistencia o fricción de la paredes de la tubería, lo que era altura de carga estática ahora se convierte en altura de presión más pequeña, debido al consumo de presión que se le llama pérdida de carga. La energía consumida o pérdida de carga varía con respecto a la velocidad del agua y en proporción inversa al diámetro de la tubería.

La presión en un punto A es la diferencia entre la cota piezométrica del punto A y la cota del terreno en ese punto.

- Velocidades

En todo diseño hidráulico es necesario revisar la velocidad del líquido, para verificar si esta se encuentra entre los límites recomendados.

Para diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable, según las Normas de UNEPAR, se consideran los siguientes límites:

Para conducciones: mínima = 0,40 m/s y máxima = 3,00 m/s

Para distribución: mínima = 0,60 m/s y máxima = 3,00 m/s

2.8.4. Bases generales de diseño

Esfuerzo máximo del concreto	$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$
Peso específico del concreto	$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$
Peso específico del concreto ciclópeo	$\gamma_{cp} = 2500 \text{ kg/m}^3$
Peso específico mínimo piedra bola	$\gamma_{pb} = 1390 \text{ kg/m}^3$
Tubería PVC	clase = 160 psi
Capacidad soporte del suelo	$V_s = 10 \text{ Ton/m}^2$
Población actual	$P_a = 10\,000 \text{ hab.}$
Población futura	$P_f = 18\,523 \text{ hab.}$
Dotación	$D = 150 \text{ lt/hab/día}$
Consumo medio diario	$Q_m = 32,16 \text{ lt/s}$
Consumo máximo diario	$Q_{md} = 38,58 \text{ lt/s}$
Consumo máximo horario	$Q_{mh} = 64,31 \text{ lt/s}$

2.9. Captación

Es toda estructura que se construye con el fin de recolectar el agua de una fuente. En este caso la captación ya está construida, la cual consiste en una captación típica. Para el desarrollo del presente proyecto se estará aprovechando el pozo mecánico existente.

2.10. Diseño de línea de conducción

Es el conjunto de tuberías trabajando a presión forzada, que viene desde la captación al tanque de distribución. Para el presente diseño se trabajará el sistema por gravedad.

En el diseño de la línea de conducción se deben de considerar los principios de hidráulica como la carga disponible, piezométrica, pérdidas y otras herramientas. A continuación se presenta la ecuación de Hazen-Williams:

$$H_f = \frac{(1\,743,811) * (L) * (Q)^{1,85}}{(C)^{1,85} * (\varnothing)^{4,87}}$$

- Ejemplo de diseño
 - Tramo 1 (conducción)

Datos:

Cota inicial del tramo E-1:	1 021,87 m
Cota final del tramo E-24:	979,15 m
Longitud:	1 660,00 *(1,05) = 1 743,00 m
Caudal medio diario:	38,58 lt/s

Coeficiente c PVC: 150

Cálculo diámetro teórico:

$$\phi = \left[\frac{(1\,743,811) * (1\,660) * 1,05 * (38,58)^{1,85}}{42,72 * (150)^{1,85}} \right]^{1/4,87} = 5,92 \text{ pulg.}$$

Se eligen los diámetros 5" y 6".

Calcular pérdidas para diámetros encontrados.

$$H_{5''} = \frac{(1\,743,811) * (1\,660) * 1,05 * (38,58)^{1,85}}{(150)^{1,85} * (5,14)^{4,87}} = 85,03 \text{ m}$$

$$H_{6''} = \frac{(1\,743,811) * (1\,660) * 1,05 * (38,58)^{1,85}}{(150)^{1,85} * (6,12)^{4,87}} = 36,35 \text{ m}$$

Calcular las longitudes de tubería que se usarán para cada diámetro.

$$L_2 = \frac{L * (H - H_1)}{H_2 - H_1} = \frac{(1\,660 * 1,05) * (42,72 - 36,35)}{85,03 - 36,35} = 228,08 \text{ m}$$

$$L_1 = L - L_2 = (1\,660 * 1,05) - 228,08 = 1514,92 \text{ m}$$

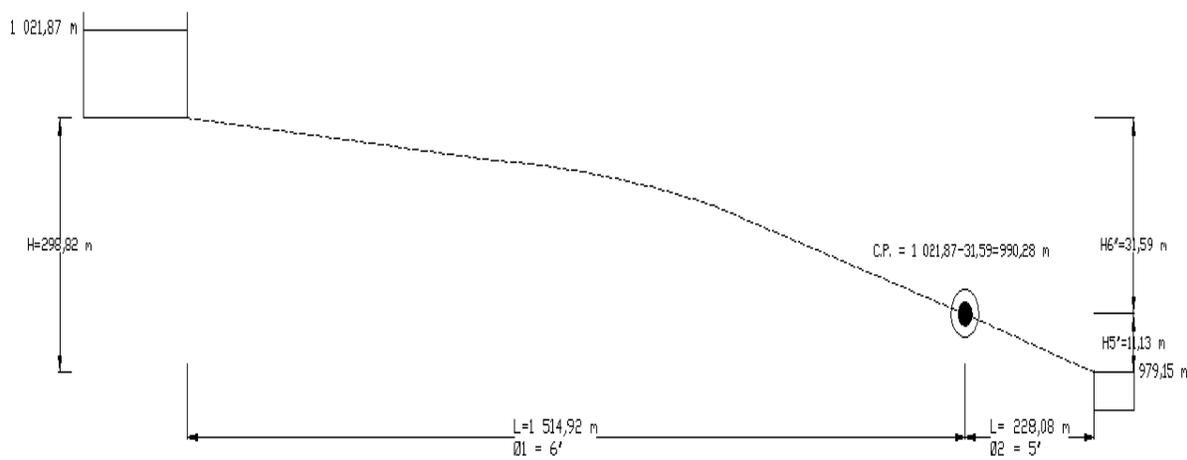
Determinar las pérdidas reales de la línea.

$$H_{6''} = \frac{(1\,743,811) * (1\,514,92) * 1,05 * (38,58)^{1,85}}{(150)^{1,85} * (5,14)^{4,87}} = 31,60 \text{ m}$$

$$H_{5''} = \frac{(1\,743,811) * (228,08) * 1,05 * (38,58)^{1,85}}{(150)^{1,85} * (6,12)^{4,87}} = 11,13 \text{ m}$$

Donde $31,60 + 11,13 = 42,72\text{m}$ que es la altura total.

Figura 1. **Esquema de línea de conducción por gravedad tramo 1**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Se realizó el mismo procedimiento de cálculo para los tramos restantes, los resultados fueron los siguientes:

Tabla I. **Resumen diseño de línea de conducción**

Tramo		D.H.	Cota		Dif. altura	Caudal de diseño (Q)	Diámetro Teórico	Hf real		COT. PIEZ. INI.	COT. PIEZ. FIN.
Est.	P.O.		Inicial	Final				Ø Mayor	Ø Menor		
E-0	C.R. 1	1 660,00	1 021,87	979,15	42,72	38,59	5,92	31,59	11,13	1 021,87	979,15
C.R. 1	C.R. 2	1 640,00	979,15	866,75	112,4	38,59	4,84	87,80	24,60	979,15	866,75
C.R. 1	E-98	1 792,57	866,75	723,05	143,70	38,59	4,68	85,36	58,34	866,75	723,05

Fuente: elaboración propia.

2.11. Diseño de tanque de distribución

El tanque de distribución tiene como fin principal cubrir las variaciones horarias de consumo, almacenando agua durante las horas de bajo consumo y proporcionando los gastos requeridos a lo largo del día.

La línea de conducción se conectará al tanque distribución existente municipal, por lo cual no es necesario el diseño del mismo.

2.12. Diseño de red de distribución

Son las líneas y ramales de abastecimiento que alimentan de agua a cada uno de los usuarios. Las líneas de distribución son, en su mayoría, tuberías de PVC.

Esta pertenece a la región central de la cabecera municipal de Santa Catarina Pínula la cual ya es existente, la línea de conducción será un complemento que abastecerá la misma.

2.13. Obras hidráulicas

Dentro de las obras hidráulicas que se construyen en los proyectos de agua potable, se pueden mencionar: válvula de limpieza, válvula de aire, caja rompe presión.

2.14. Sistema de desinfección

Con base en los resultados obtenidos en el estudio físicoquímico y bacteriológico, no es necesario realizar un sistema de desinfección de la fuente

del agua ya que cumple con los límites permisibles y la línea de conducción, se conecta directamente al tanque de almacenamiento municipal donde el agua es tratada para luego ser distribuida.

2.15. Presupuesto del sistema de agua

Para elaborar el presupuesto se realizó una cuantificación y cotización de materiales según planos finales. Los precios de mano de obra y materiales, fueron basados en precios o salarios de trabajo y cotizaciones respectivamente, esta última realizada en el municipio de Santa Catarina Pinula y la mano de obra según los salarios que la Municipalidad asigna para estos casos.

Tabla II. Presupuesto de la línea de conducción

No.	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES	5,092.57	m		Q230,804.53
1.1	Demolición carpeta de rodadura	3,055.54	m ²	Q33.23	Q101,535.20
1.2	Trazo y Nivelación	5,092.57	m	Q25.38	Q129,269.33
2	EXCAVACIÓN	3,055.54	m³		Q280,018.33
2.1	Excavación	3,055.54	m ³	Q91.64	Q280,018.33
3	INSTALACIÓN DE TUBERIA	5,092.57	m		Q410,679.16
3.1	Tubería PVC de 6" de Diámetro, 160PSI	1,520.04	m ³	Q91.60	Q139,236.81
3.2	Tubería PVC de 5" de Diámetro, 160PSI	3120.57	m ²	Q75.70	Q236,225.32
3.3	Tubería PVC de 4" de Diámetro, 160PSI	453.43	m ²	Q77.67	Q35,217.03
4	CAJAS Y VALVULAS	5	UNIDAD		Q16,292.01
4.1	Cajas y válvulas de aire	3.00	UNIDAD	Q2,767.82	Q8,303.46
4.2	Cajas y válvulas de limpieza	2.00	UNIDAD	Q3,994.28	Q7,988.55
5	CAJA ROMPE PRESIÓN	2.00	UNIDAD		Q17,456.49
5.1	Construcción caja rompe presión	2.00	UNIDAD	Q8,728.24	Q17,456.49
6	RELLENO Y COMPACTACIÓN	3,055.54	m²		Q503,400.20
6.1	Colocación de base de selecto de 0.10m para tubería	458.33	m ³	Q368.45	Q168,871.82

Continuación de la tabla II.

6.2	Relleno y compactación con material selecto	916.66	m ³	Q303.22	Q277,952.48
6.3	Relleno y compactación con material extraído	1,374.99	m ³	Q41.15	Q56,575.90
7	REPARACIÓN DE PAVIMENTO	3,055.54	m²		Q1,134,218.39
7.1	Reparación de carpeta asfáltica	3,055.54	m ²	Q371.20	Q1,134,218.39
COSTO TOTAL DEL PROYECTO		Q2,592,869.11			
COSTO UNITARIO DEL PROYECTO (metro)		Q509.15 /metro			
COSTO DE INVERSIÓN POR HABITANTE		Q103.71 /habitante			

Fuente: elaboración propia.

2.16. Tarifa propuesta

Debido a que el proyecto es complemento del sistema de agua potable municipal no se deberá realizar cálculo alguno de una tarifa, ya que el caudal a suministrar va directamente al tanque municipal.

2.17. Cronograma de ejecución

El cronograma de actividades es una guía de los pasos que se deben realizar según la precedencia o importancia del proceso constructivo de toda edificación para minimizar los costos y maximizar la mano de obra, cuya base es la organización y coordinación de los recursos necesarios para la consecución de cualquier proyecto, por estas razones se presenta dicho cronograma en la tabla III.

Tabla III. Cronograma de ejecución del proyecto

No.	DESCRIPCIÓN	cant.	unidad	% inv	% acu.	mes 1				mes 2				mes 3				mes 4				mes 5				mes 6				mes 8	Avance Financiero			
						1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4					
1 TRABAJOS PRELIMINARES																																		
1.1	Demolición construcción existente	semana	2,283.02	m	3.92%	3.92%	■ ■ ■ ■																					Q101,535.20						
		Q.					Q101,535.20																											
2.1	Trazo y Nivelación	semana	544.44	m	4.99%	8.90%	■ ■ ■ ■																					Q129,269.33						
		Q.					Q129,269.33																											
2 EXCAVACIÓN																																		
2.1	Excavación	semana	544.44	m2	10.80%	19.70%	■ ■ ■ ■																					Q280,018.33						
		Q.					Q280,018.33																											
3 INSTALACIÓN DE TUBERÍA																																		
3.1	Colocación de base de selecto de 0.10m para tubería	semana	544.44	m3	6.51%	26.21%	■ ■ ■ ■																					Q168,871.82						
		Q.					Q168,871.82																											
3.1	Tubería PVC de 6" de Diámetro, 160PSI	semana	2,377.77	m3	5.37%	31.58%	■ ■ ■ ■				■ ■ ■ ■																	Q139,236.81						
		Q.					Q139,236.81																											
3.2	Tubería PVC de 5" de Diámetro, 160PSI	semana	133.64	m3	9.11%	40.69%	■ ■ ■ ■				■ ■ ■ ■																	Q236,225.32						
		Q.					Q236,225.32																											
3.3	Tubería PVC de 4" de Diámetro, 160PSI	semana	2,225.18	m	1.36%	42.05%	■ ■ ■ ■				■ ■ ■ ■																	Q35,217.03						
		Q.					Q35,217.03																											
4 CAJAS Y VALVULAS																																		
4.1	Cajas y valvulas de aire	semana	126.00	u	0.32%	42.37%	■ ■ ■ ■								■ ■ ■ ■													Q8,303.46						
		Q.					8,303.46																											
4.2	Cajas y valvulas de limpieza	semana	1,161.55	m3	0.31%	42.68%	■ ■ ■ ■								■ ■ ■ ■													Q7,988.55						
		Q.					7,988.55																											
5 CAJA ROMPE PRESIÓN																																		
5.1	Construcción caja rompe presión	semana	544.44	m2	0.67%	43.35%	■ ■ ■ ■								■ ■ ■ ■													Q17,456.49						
		Q.					Q17,456.49																											
6 RELLENO Y COMPACTACIÓN																																		
6.1	Relleno y compactación con material selecto	semana	1.00	Global	10.72%	54.07%	■ ■ ■ ■								■ ■ ■ ■													Q277,952.48						
		Q.					Q277,952.48																											
6.2	Relleno y compactación con material extraído	semana	205.82	m	2.18%	56.26%	■ ■ ■ ■								■ ■ ■ ■													Q56,575.90						
		Q.					Q56,575.90																											
7 REPARACIÓN DE PAVIMENTO																																		
7.1	Reparación de carpeta asfáltica	semana	1.00	Global	43.74%	100.00%	■ ■ ■ ■								■ ■ ■ ■				■ ■ ■ ■				■ ■ ■ ■					Q1,134,218.39						
		Q.					Q378,072.80 Q756,145.60																											

Continuación de la tabla III.

Avance Financiero	Q.					230,804.53	448,890.15	410,679.16	311,700.98	434,648.70	756,145.60	
				100.00%								
Avance Financiero Acumulado	Q.					230,804.53	679,694.68	1,090,373.84	1,402,074.82	1,836,723.52	2,592,869.11	2,592,869.11

Fuente: elaboración propia.

2.18. Estudio de Impacto Ambiental

Es el procedimiento técnico administrativo que sirve para identificar, prevenir e interpretar los impactos ambientales que producirá un proyecto en el entorno en caso de ser ejecutado, todo ello con el fin de que la administración competente pueda aceptarlo, rechazarlo o modificarlo.

- Impactos ambientales de la construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable

Los proyectos de agua potable incluyen lo siguiente: la construcción, expansión o rehabilitación de líneas de conducción, pozos y estructuras receptoras, tuberías principales de transmisión y estaciones de bombeo, obras de tratamiento y sistemas de distribución; las provisiones para la operación y mantenimiento de cualquiera de las instalaciones arriba mencionadas; el establecimiento o fortalecimiento de las funciones de colocación de medidores, facturación y colección de pagos; y el fortalecimiento administrativo global de la empresa de agua potable.

Determinados suelos de bosque, al ser desprovistos de la cubierta natural, sufren lateralización o se hacen propensos a la rápida erosión, volviéndose esencialmente improductivos. También reduce la productividad la eliminación

del humus durante la nivelación. La pérdida del suelo por erosión tiene el mismo efecto, pudiendo además degradar los recursos hidráulicos.

Los problemas del manejo de los recursos hidráulicos, que pueden surgir en una evaluación ambiental, tienen que ver con decisiones sobre el uso del agua o la tierra, que afectan la cantidad o calidad del agua superficial o subterránea.

A la vez, tales cambios inciden en la gama de usos que puede soportar el recurso hidráulico en particular o alteran las funciones de un sistema natural que depende del agua.

Cuando el flujo general del agua superficial es reducido significativamente por la captación, desviación, o uso consuntivo, los usuarios y sistemas naturales aguas abajo experimentan impactos. Dos causas comunes de la reducción del flujo son el crecimiento en la cuenca por encima de lo que pueden soportar los recursos hidráulicos existentes, y el compromiso excesivo de los recursos hidráulicos, debido a no tomar en consideración todos los usos y usuarios en la planificación del proyecto.

- Medidas de mitigación

Establecer un plan de trabajo para cada actividad del proyecto determinando, entre otras cosas, las horas de trabajo, los sistemas de señalización tanto informativo como preventivo, los sistemas de control de emisiones y las medidas de prevención de riesgos.

Diseñar un sistema de información, capacitación y concientización, en el cual se de una información clara y directa a la comunidades, técnicos y obreros

que ejecutan estas obras, sobre la temática vinculada al manejo del medio ambiente.

Evitar la quema del material vegetal procedente del descapote, sino aprovecharlo para enriquecer la tierra en compuestos orgánicos que serán de utilidad en la regeneración de la cobertura vegetal y la reforestación. Esto contribuirá a una mejor calidad atmosférica y mejor componente edáfico.

Diseñar obras civiles de control y protección para minimizar los impactos en cuanto a los componentes hídricos y edáficos, garantizando además la disminución en los riesgos. En este aspecto se recomendarán los tratamientos de muros, taludes y cortes nuevos, así como medidas de protección de cursos de agua.

Elaborar programas, tales como planes de desarrollo y ordenamiento ambiental, para el uso racional de los recursos con respecto al desarrollo urbano, agrícola y pecuario del área.

2.19. Evaluación socioeconómica

En general, los proyectos de sistemas de abastecimiento de agua potable tienen un gran componente social, el cual da al proyecto un enfoque para el análisis de su evaluación en este sentido; deben entonces considerarse los efectos indirectos y de valorización social, de beneficio y costo que conlleva su instalación y manejo. Sin embargo, una evaluación económica del proyecto ofrece indicadores de viabilidad para su realización.

La evaluación de proyectos por medio de métodos matemáticos y financieros es de utilidad para conocer la rentabilidad que generarán. Para ello

se utilizarán los métodos de Valor Presente Neto y la Tasa Interna de Retorno, que se describen a continuación:

2.19.1. Valor Presente Neto (VPN)

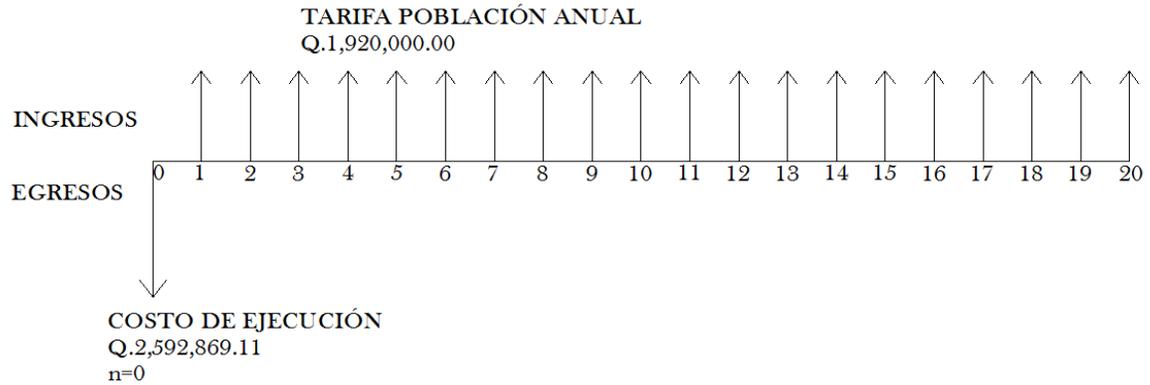
Se utiliza para comparar alternativas de inversión. Consiste en transformar la inversión inicial, los ingresos y egresos anuales, así como valores de rescate futuros de un proyecto a un valor presente, a manera de determinar si este es rentable al término del período de funcionamiento. Para el presente proyecto se determinó el VPN con una tasa de interés igual a la tasa de rendimiento mínima atractiva, que en el mercado actual es del 11 por ciento. El procedimiento a realizar será:

Costo de ejecución Q2 592 869,11; Debido a la característica del proyecto, esta inversión no es recuperable y deberá ser proporcionada por alguna institución, sea o no gubernamental. Para el análisis de VPN, este rubro no se considerará debido a que se analiza si el proyecto es auto sostenible.

Tarifa poblacional anual (IA)

$$IA = \frac{Q. 80,00}{\text{vivienda}} * 2\,000 \text{ viviendas} * 12 \text{ meses} = Q. 1\,920\,000.00$$

Figura 2. Esquema de ingresos y egresos durante el período de diseño



Tarifa poblacional

$$VP = CA * \left[\frac{(i + 1)^n - 1}{i * (1 + i)^n} \right] = 1\,920\,000 * \left[\frac{(0.10 + 1)^{20} - 1}{0.10 * (1 + 0.10)^{20}} \right] = Q. 16\,346\,042,34$$

El Valor Presente Neto estará dado por la sumatoria de ingresos menos los egresos que se realizaron durante el período de funcionamiento del sistema. No se tomó en cuenta los egresos anuales actuales que se tiene en el sistema actual de agua potable ya que se desconoce este monto, así que para el momento de la implementación del proyecto se debe considerar este valor y ver la factibilidad el proyecto.

$$VPN = \text{ingresos} - \text{egresos}$$

$$VPN = Q. 16,346,042.34 - Q. 2,592,869.1116$$

$$VPN = Q. 13,753,173.23$$

Con la tarifa que se paga actualmente, el proyecto podrá cubrir todos los costos de operación y mantenimiento que se necesitan durante el período de funcionamiento. Además, se dispondrá de una cantidad de dinero adicional para otros proyectos pequeños de carácter social para la cabecera municipal de Santa Catarina Pinula.

2.19.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

La Tasa Interna de Retorno trata de considerar un número en particular que resuma los meritos de un proyecto. Dicho número no depende de la tasa de interés que rige el mercado de capitales. Por eso es que se llama Tasa Interna de Rentabilidad; el número es interno o inherente al proyecto y no depende de nada excepto de los flujos de caja del proyecto.

Una inversión es aceptable si su Tasa Interna de Retorno excede al rendimiento requerido. De lo contrario, la inversión no es provechosa.

Cuando se desconoce el valor de la tasa de descuento, se establece que el Valor Presente Neto es igual a cero, ya que cuando ocurre es indiferente aceptar o no la inversión. La Tasa Interna de Retorno de una inversión es la tasa de rendimiento requerida que produce como resultado un Valor Presente Neto de cero, cuando se le utiliza como tasa de descuento.

Debido a que el presente proyecto es de carácter social, es imposible obtener una Tasa Interna de Retorno atractiva; por lo que el análisis socioeconómico que se realiza a nivel municipal para este tipo de inversión es de costo/beneficio, este se determina de la siguiente manera:

$$\text{Costo} = \text{VPN} - \text{inversión inicial}$$

$$\text{Costo} = \text{Q. } 13\,753\,173,23 - \text{Q. } 2\,592\,869,11 = \text{Q. } 11\,160\,304,12$$

$$\text{Beneficio} = \text{No. de habitantes beneficiados (a futuro)}$$

$$\text{Costo/beneficio} = 11\,160\,304,12 / 18\,523 = \text{Q. } 602,51/\text{hab.}$$

Las instituciones de inversión social toman las decisiones con base en el valor anteriormente obtenido, y las disposiciones económicas que posean.

De lo anterior, se concluye que el proyecto podrá ser considerado favorablemente por cualquiera de las instituciones que trabajan actualmente con la Municipalidad.

3. DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO MUNICIPAL

3.1. Descripción del proyecto

Como su nombre lo indica, este proyecto consiste en el diseño del edificio de oficinas municipales donde se tendrán a disposición instalaciones amplias, modernas, seguras que permitirán ofrecer un mejor servicio y atención a la población.

Dicho edificio constará de tres niveles, con un área de 491,50 m² cada uno. Alojará con varias dependencias como el Tribunal Supremo Electoral, Correos, Policía Municipal de Tránsito, banco, oficinas, comedores, una cocina, área de casamientos, aulas, bodegas y salones de capacitaciones.

El tipo de estructura consiste en marcos dúctiles compuestos por vigas, columnas y losas planas prefabricadas, muros de block (tabiques) para los muros externos y muros de tabla yeso para la separación de los ambientes.

3.2. Diseño arquitectónico

El edificio consta de tres niveles, el primero destinado para dependencias como el Tribunal Supremo Electoral, Correos, Policía Municipal de Tránsito, banco, área de casamientos, oficinas y un comedor. En el segundo nivel habrán: salones de capacitaciones, oficinas, bodegas y una biblioteca. El tercer nivel se dejará previsto para futuras ampliaciones y/o oficinas municipales.

3.2.1. Criterios generales

Para la disposición y distribución de áreas, aspectos arquitectónicos y de funcionamiento, se tomó en cuenta el criterio de diseño típico de edificios municipales del municipio de Santa Catarina Pinula, y el criterio del cuerpo de profesionales municipales.

Se consideró como base los requisitos que debe cumplir el centro educativo para atender a las personas que se espera recibir, y se debe diseñar con respecto a su funcionalidad, incluyendo todas las áreas a utilizar.

3.2.2. Distribución de ambientes

La distribución de ambientes de la guardería se hizo de forma que resuelvan las necesidades primarias solicitadas por los servicios comunitarios, con visitas a centros similares y criterio propio. La distribución de ambientes quedó de la siguiente forma:

Planta primer nivel (área de dependencias):

- Tribunal Supremo Electoral
- Correos
- Policía Municipal de Tránsito
- Banco
- Área de casamientos
- Oficinas
- Comedor
- Cocina
- Área de cunas

- Planta segundo nivel (área de dependencias):
 - Salones de capacitaciones
 - Oficinas
 - Bodegas
 - Biblioteca

- Planta tercer nivel (área de futuras oficinas)

3.2.3. Altura de edificación

La altura de piso a cielo en todos los ambientes es de 3,00 metros para proporcionar una temperatura adecuada en los distintos ambientes.

3.2.4. Sistema estructural

Elegir un sistema estructural conlleva muchas consideraciones, las cuales determinan dos objetivos principales: se debe cumplir con los requisitos de funcionalidad de la edificación, la estructura debe soportar las cargas en condiciones seguras. Además, obedece a circunstancias prácticas y económicas. Existen sistemas que se desempeñan mejor que otros en las eventualidades sísmicas, por lo que se busca un equilibrio que favorezca todos los aspectos mencionados.

3.3. Terreno disponible

Para la construcción se dispone de un terreno ubicado a un costado del edificio municipal de Santa Catarina Pinula y del departamento de la Policía Municipal de Tránsito. El área del terreno es de 494,60 m².

3.4. Levantamiento topográfico

No se realizó levantamiento topográfico debido a que previamente a la construcción se debe demoler un salón existente que se encuentra en el área a construir. El área del terreno consta de 494,60 m², la cual se midió respecto del polígono registrado en el departamento de catastro de la Municipalidad y se corroboró con la planimetría existente del terreno, luego de la demolición el terreno deberá quedar completamente nivelado.

3.5. Estudio de suelos

Para el estudio de suelos se tomó una muestra en el lugar del proyecto no alterada, a una profundidad de 2,00 metros. Luego se le realizaron los ensayos correspondientes en el Laboratorio del Centro de Investigaciones de Ingeniería. Estos fueron el ensayo de compresión triaxial no consolidado, no drenado, y los resultados fueron los siguientes:

El cálculo del valor soporte se realizó con la ecuación de Meterhof, a través de los datos proporcionados por el ensayo a compresión triaxial. Para el ensayo se obtuvo una muestra de 1 pie cúbico, no consolidado, no drenado. El suelo tiene una descripción limo arenoso color café.

Cálculo del valor soporte:

Datos:

Ángulo de fricción interna = 20,48°

Cohesión = 4,72 Ton/m²

Base de la zapata = 2,80 m

Desplante de cimentación = 2,00 m

Peso específico del suelo(γ_s) = 1,87 Ton/m³

Capacidad portante neta última, utilizando ecuación de Meyerhof

$$q_u = c * N_c * F_{cs} * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qs} * F_{qd} * F_{qi} + 1/2\gamma * N_\gamma * F_{\gamma s} * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

Factores de capacidad de carga:

Tabla IV. **Factores de Capacidad de Carga (Vesic)**

ϕ	Nc	Nq	Ny
21°/FS	15,82	7,07	6,2
22/FS	16,88	7,82	7,13

Fuente: DAS, Braja. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. p.168.

$N_c = 5,10$ (valor interpolado)

$N_q = 2,24$ (valor interpolado)

$N_\gamma = 1,92$ (valor interpolado)

Factores de forma de la carga:

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} * \frac{N_q}{N_c} = 1 + \frac{2,80}{2,80} * \frac{6,61}{33,20}$$

$$F_{cs} = 1,31$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} * \tan\phi$$

$$F_{qs} = 1,17$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 * \frac{B}{L}$$

$$F_{\gamma s} = 0,60$$

Factores de profundidad:

$$F_{cd} = 1 + 0,4 * \frac{D_f}{B} = 1 + 0,4 * \frac{2,00}{2,80}$$

$$F_{cd} = 1,33$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 * \frac{D_f}{B} = 1 + 2 \tan(9,59) (1 - \sin(9,59))^2 * \frac{2,00}{2,80}$$

$$F_{qd} = 1,20$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Factores de inclinación de la carga: debido a que la carga no tiene inclinación, los factores son igual a 1.

Valor soporte del suelo

$$q_u = c * N_c * F_{cs} * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qs} * F_{qd} * F_{qi} + 1/2 \gamma * N_\gamma * F_{\gamma s} * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

$$q_u = 1,69 * 5,10 * 1,31 * 1,33 * 1 + 1 * 2,24 * 1,17 * 1,20 * 1 + \frac{1}{2} * 1,87 * 1,92 * 2,57 * 0,60 * 1 * 1$$

$$q_u = 52,17 \text{ Ton/m}^2$$

Aplicando factor de seguridad de 3 se obtiene:

$$q_u = \frac{52,17}{3} = 24,34 \text{ Ton/m}^2$$

Valor soporte de diseño 24,34 Ton/m²

3.6. Análisis estructural

Es el proceso mediante el cual se determinan las respuestas de la estructura ante las acciones exteriores que puedan afectarla; en otras palabras, el estudio de las estructuras considera, principalmente, los efectos producidos por las fuerzas que actúan sobre un determinado sistema estructural y determina las condiciones que deben satisfacer las diferentes partes de este sistema, de manera que puedan soportar dichas fuerzas.

Las partes que componen el sistema estructural deben ser de un material que impida la rotura o el deterioro de estas. Además, el tipo de material a utilizar no deberá ser llevado más allá de su resistencia límite cuando actúen las diferentes fuerzas sobre el sistema.

A partir de lo anterior se concluye que el equilibrio en el que se encuentre el sistema estructural debe ser estable, dando lugar a un estudio que involucra tanto procedimientos matemáticos, como métodos derivados de ensayos de laboratorio.

Para este proyecto se utilizó el método de Kani y se hizo una comprobación con el programa de software ETABS Educacional®, para la realización del análisis estructural.

3.6.1. Predimensionamiento estructural

Este consiste en dar medidas preliminares a los elementos que componen la estructura y que serán utilizados para soportar las cargas aplicadas a este. Se procede a estimar las secciones de los elementos que soportarán las cargas de servicio tomando como base lo establecido en el código ACI- 318-08. Para esto se utilizan métodos analíticos que se describen a continuación.

3.6.1.1. Vigas

El código ACI 318-08 en la sección 21.5.1.3 requiere que la dimensión mínima para elementos controlados por flexión no debe de ser menor que a) 25cm y b) $0.3 \cdot h$ se consideran las longitudes de los vanos que tiene el edificio y con el criterio de 8 por ciento de la longitud por metro lineal se calcula el de las vigas.

15 vigas de 6.28 m peralte $H = 6.28 \cdot 8 \% = 50.24$ cm

54 vigas de 6.2 m peralte $H = 6.2 \cdot 8 \% = 49.60$ cm

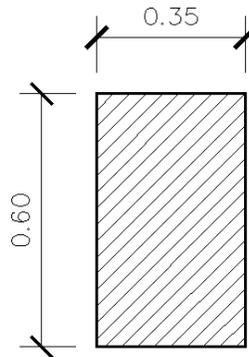
15 vigas de 5 m peralte $H = 5 \cdot 8 \% = 40$ cm

30 vigas de 4.75 m peralte $H = 4.75 \cdot 8 \% = 38$ cm

15vigas de 2.9 m peralte $H = 2.9 \cdot 8 \% = 23.2$ cm

En este caso se observa que hay más vigas de 6.28 m, obteniendo así un peralte de $H = 60$ cm. y una base igual a $B = H/2 = 60/2 = 30 \approx 35$ cm finalmente la sección de las vigas quedan con las siguiente dimensiones:

Figura 3. **Sección de viga**

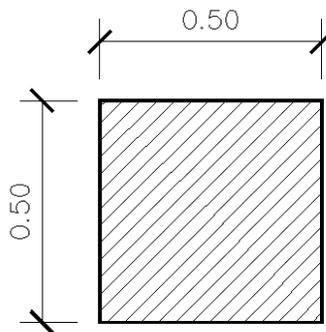


Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

3.6.1.2. **Columnas**

El código ACI 318-08 en la sección 21.6.1.1 requiere que la dimensión mínima que se debe tomar para una columna es 30cm, en la sección 21.6.1.2 requiere que la relación base altura no debe de ser menor de 0,4 .Basándose en con lo anterior se proponen columnas cuadradas con las siguientes dimensiones:

Figura 4. **Sección de columna**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

3.6.1.3. Dimensionamiento de losas

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

Se calcula el espesor de la losa que tenga las dimensiones más grandes, en este caso es de 6,28X6,20 m, como se puede apreciar en la figura 5. Primero se debe saber si trabaja en un sentido o en dos sentidos con la siguiente expresión:

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

si $m < 0,5$ trabaja en un sentido

si $m \geq 0,5$ trabaja en dos sentidos

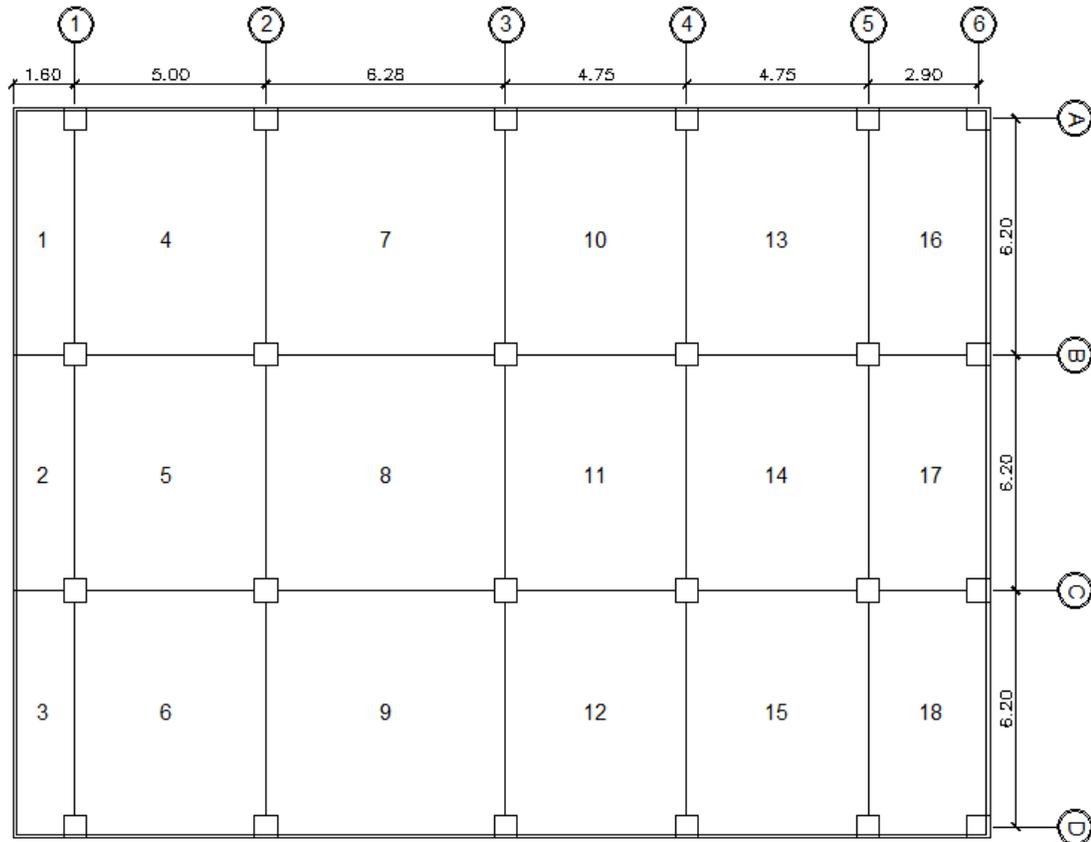
Donde:

m = relación lado a lado

A = lado menor de la losa

B = lado mayor de la losa

Figura 5. **Planta general de losas**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

La figura 5, presenta la planta general de losas correspondiente al techo de la estructura. Para el entrepiso, se utilizará la misma distribución de losas. Por lo que se procede a calcular el tipo de losa:

$$m = \frac{6,20}{6,28} = 0,98$$

Entonces la losa trabaja en dos sentidos.

3.6.1.4. Espesor de losa

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

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

Donde:

t = espesor de la losa

P = perímetro de losa

$$t = \frac{2(6,28 + 6,2)}{180} = 0,14$$

Se utilizará un espesor de 0,15 m.

3.6.2. Cargas aplicadas a marcos dúctiles

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

Existen dos tipos de cargas en una estructura, de acuerdo con la dirección de la aplicación se divide en: cargas verticales y cargas horizontales.

3.6.3. Cargas verticales en marcos dúctiles

También llamadas cargas por gravedad, se dividen en carga viva y carga muerta. Las cargas vivas son cargas ocupacionales, tales como el peso de personas, equipo, maquinaria, mobiliario, etc. La carga muerta, es aquella que permanece constante, inamovible y permanente dentro de una estructura, generalmente están constituidas por el peso propio de los elementos que integran la estructura.

Los valores que se usan en este caso, para las cargas verticales son:

Carga muerta (CM)

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

Peso de acabados = 60 kg/m^2

Peso de muros = 150 kg/m^2

Carga viva (CV)

Entrepiso = 500 kg/m^2

En techo = 250 kg/m^2

Nótese que solo se hará el análisis de cargas verticales para los marcos E y 2 ya que solo esos serán analizados.

Integración de cargas nivel 3

Carga muerta

$W_{losa} = 0,15 * 2\,400 = 360\text{ kg/m}^2$

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

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

$W_{sobre\ carga} = 40\text{ kg/m}^2$

$W_{cm} = W_{losa} + W_{sobre\ carga} + W_{muros} + W_{acabados} = 650\text{ kg/m}^2$

$W_{vigas} = 0,60 * 0,35 * 2\,400 = 360\text{ kg/m}$

Carga viva:

$W_{cv} = 250\text{ kg/m}^2$

Integración de cargas nivel 2, 1

Carga muerta

$$W_{losa} = 0,15 * 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$$

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

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

$$W_{sobre\ carga} = 80 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{cm} = W_{losa} + W_{sobre\ carga} + W_{muros} + W_{acabados} = 690 \text{ kg/m}^2$$

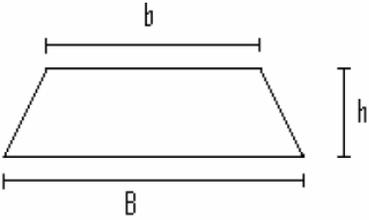
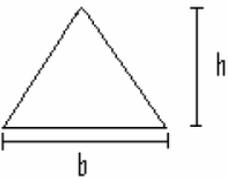
$$W_{vigas} = 0,50 * 0,30 * 2400 = 360 \text{ kg/m}$$

Carga viva:

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

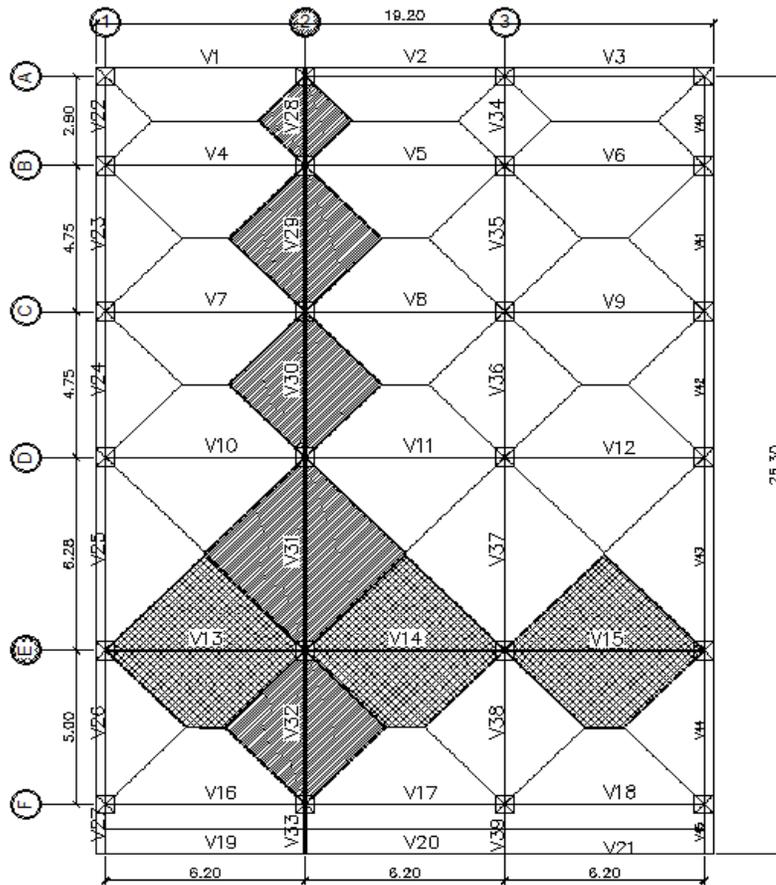
Las áreas tributarias del marco E son trapecios y las áreas tributarias del marco 2 son triángulos, como se ve en la figura 6, para determinar las áreas se utilizaron las siguientes expresiones:

Figura 6. **Calculo de área tributaria**

TRAPECIO		TRIANGULO	
	B=base mayor		b=base
	b=base menor		h=altura
	h=altura		A = área
	A=área		
$A = \frac{(B+b) \cdot h}{2}$		$A = \frac{b \cdot h}{2}$	

Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Figura 7. Áreas tributarias de marco E y 2



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Obteniendo las cargas superficialmente distribuidas y las áreas, se puede proceder a determinar las cargas lineales para cada viga. Para convertir una carga superficial distribuida a una carga lineal tenemos que utilizar la siguiente expresión:

$$W_{cmv} = \frac{W_{cm} * A}{L}$$

Donde:

W_{cmv} = carga muerta superficialmente distribuida en viga [kg/m^2]

A = área tributaria [m^2]

L = longitud [m]

Tabla V. Integración de cargas para vigas de nivel 3

Elemento	Area m^2	Wviga kg/m	Wcm kg/ m^2	Wcv kg/ m^2	longitud	Wcm kg/m	Wcm kg/m total	Wcv kg/m
V1	6.9	504.00	650.00	250	6.20	723.39	1227.39	278.23
V2	6.9	504.00	650.00	250	6.20	723.39	1227.39	278.23
V3	6.9	504.00	650.00	250	6.20	723.39	1227.39	278.23
V4	15.98	504.00	650.00	250	6.20	1675.32	2179.32	644.35
V5	15.98	504.00	650.00	250	6.20	1675.32	2179.32	644.35
V6	15.98	504.00	650.00	250	6.20	1675.32	2179.32	644.35
V7	18.16	504.00	650.00	250	6.20	1903.87	2407.87	732.26
V8	18.16	504.00	650.00	250	6.20	1903.87	2407.87	732.26
V9	18.16	504.00	650.00	250	6.20	1903.87	2407.87	732.26
V10	18.68	504.00	650.00	250	6.20	1958.39	2462.39	753.23
V11	18.68	504.00	650.00	250	6.20	1958.39	2462.39	753.23
V12	18.68	504.00	650.00	250	6.20	1958.39	2462.39	753.23
V13	18.85	504.00	650.00	250	6.20	1976.21	2480.21	760.08
V14	18.85	504.00	650.00	250	6.20	1976.21	2480.21	760.08
V15	18.85	504.00	650.00	250	6.20	1976.21	2480.21	760.08
V16	14.29	504.00	650.00	250	6.20	1498.15	2002.15	576.21
V17	14.29	504.00	650.00	250	6.20	1498.15	2002.15	576.21
V18	14.29	504.00	650.00	250	6.20	1498.15	2002.15	576.21
V19	5.04	504.00	650.00	250	6.20	528.39	1032.39	203.23
V20	5.04	504.00	650.00	250	6.20	528.39	1032.39	203.23
V21	5.04	504.00	650.00	250	6.20	528.39	1032.39	203.23
V22	2.1	504.00	650.00	250	2.90	470.69	974.69	181.03
V23	5.64	504.00	650.00	250	4.75	771.79	1275.79	296.84
V24	5.64	504.00	650.00	250	4.75	771.79	1275.79	296.84
V25	9.86	504.00	650.00	250	6.28	1020.54	1524.54	392.52
V26	11.29	504.00	650.00	250	5.00	1467.70	1971.70	564.50
V27	5.04	504.00	650.00	250	1.60	2047.50	2551.50	787.50

Continuación de la tabla V.

V28	2.1	504.00	650.00	250	2.90	470.69	974.69	181.03
V29	5.64	504.00	650.00	250	4.75	771.79	1275.79	296.84
V30	5.64	504.00	650.00	250	4.75	771.79	1275.79	296.84
V31	9.86	504.00	650.00	250	6.28	1020.54	1524.54	392.52
V32	11.29	504.00	650.00	250	5.00	1467.70	1971.70	564.50
V33	5.04	504.00	650.00	250	1.60	2047.50	2551.50	787.50
V34	2.1	504.00	650.00	250	2.90	470.69	974.69	181.03
V35	5.64	504.00	650.00	250	4.75	771.79	1275.79	296.84
V36	5.64	504.00	650.00	250	4.75	771.79	1275.79	296.84
V37	9.86	504.00	650.00	250	6.28	1020.54	1524.54	392.52
V38	11.29	504.00	650.00	250	5.00	1467.70	1971.70	564.50
V39	5.04	504.00	650.00	250	1.60	2047.50	2551.50	787.50
V40	2.1	504.00	650.00	250	2.90	470.69	974.69	181.03
V41	5.64	504.00	650.00	250	4.75	771.79	1275.79	296.84
V42	5.64	504.00	650.00	250	4.75	771.79	1275.79	296.84
V43	9.86	504.00	650.00	250	6.28	1020.54	1524.54	392.52
V44	11.29	504.00	650.00	250	5.00	1467.70	1971.70	564.50
V45	5.04	504.00	650.00	250	1.60	2047.50	2551.50	787.50

Fuente: elaboración propia.

Tabla VI. **Integración de cargas para vigas de 1 y 2 nivel**

Elemento	Área m ²	Wviga kg/m	Wcm kg/m ²	Wcv kg/m ²	longitud	Wcm kg/m	Wcm total	Wcv kg/m
V1	6.9	504.00	690.00	500	6.20	767.90	1271.90	556.45
V2	6.9	504.00	690.00	500	6.20	767.90	1271.90	556.45
V3	6.9	504.00	690.00	500	6.20	767.90	1271.90	556.45
V4	15.98	504.00	690.00	500	6.20	1778.42	2282.42	1288.71
V5	15.98	504.00	690.00	500	6.20	1778.42	2282.42	1288.71
V6	15.98	504.00	690.00	500	6.20	1778.42	2282.42	1288.71
V7	18.16	504.00	690.00	500	6.20	2021.03	2525.03	1464.52
V8	18.16	504.00	690.00	500	6.20	2021.03	2525.03	1464.52
V9	18.16	504.00	690.00	500	6.20	2021.03	2525.03	1464.52
V10	18.68	504.00	690.00	500	6.20	2078.90	2582.90	1506.45
V11	18.68	504.00	690.00	500	6.20	2078.90	2582.90	1506.45
V12	18.68	504.00	690.00	500	6.20	2078.90	2582.90	1506.45

Continuación de la tabla VI.

V13	18.85	504.00	690.00	500	6.20	2097.82	2601.82	1520.16
V14	18.85	504.00	690.00	500	6.20	2097.82	2601.82	1520.16
V15	18.85	504.00	690.00	500	6.20	2097.82	2601.82	1520.16
V16	14.29	504.00	690.00	500	6.20	1590.34	2094.34	1152.42
V17	14.29	504.00	690.00	500	6.20	1590.34	2094.34	1152.42
V18	14.29	504.00	690.00	500	6.20	1590.34	2094.34	1152.42
V19	5.04	504.00	690.00	500	6.20	560.90	1064.90	406.45
V20	5.04	504.00	690.00	500	6.20	560.90	1064.90	406.45
V21	5.04	504.00	690.00	500	6.20	560.90	1064.90	406.45
V22	2.1	504.00	690.00	500	2.90	499.66	1003.66	362.07
V23	5.64	504.00	690.00	500	4.75	819.28	1323.28	593.68
V24	5.64	504.00	690.00	500	4.75	819.28	1323.28	593.68
V25	9.86	504.00	690.00	500	6.28	1083.34	1587.34	785.03
V26	11.29	504.00	690.00	500	5.00	1558.02	2062.02	1129.00
V27	5.04	504.00	690.00	500	1.60	2173.50	2677.50	1575.00
V28	2.1	504.00	690.00	500	2.90	499.66	1003.66	362.07
V29	5.64	504.00	690.00	500	4.75	819.28	1323.28	593.68
V30	5.64	504.00	690.00	500	4.75	819.28	1323.28	593.68
V31	9.86	504.00	690.00	500	6.28	1083.34	1587.34	785.03
V32	11.29	504.00	690.00	500	5.00	1558.02	2062.02	1129.00
V33	5.04	504.00	690.00	500	1.60	2173.50	2677.50	1575.00
V34	2.1	504.00	690.00	500	2.90	499.66	1003.66	362.07
V35	5.64	504.00	690.00	500	4.75	819.28	1323.28	593.68
V36	5.64	504.00	690.00	500	4.75	819.28	1323.28	593.68
V37	9.86	504.00	690.00	500	6.28	1083.34	1587.34	785.03
V38	11.29	504.00	690.00	500	5.00	1558.02	2062.02	1129.00
V39	5.04	504.00	690.00	500	1.60	2173.50	2677.50	1575.00
V40	2.1	504.00	690.00	500	2.9	499.66	1003.66	362.07
V41	5.64	504.00	690.00	500	4.75	819.28	1323.28	593.68
V42	5.64	504.00	690.00	500	4.75	819.28	1323.28	593.68
V43	9.86	504.00	690.00	500	6.28	1083.34	1587.34	785.03
V44	11.29	504.00	690.00	500	5.00	1558.02	2062.02	1129.00
V45	5.04	504.00	690.00	500	1.60	2173.50	2677.50	1575.00

Fuente: elaboración propia.

3.6.4. Cargas horizontales en marcos dúctiles

Son aquellas que actúan perpendicularmente a la línea de acción de la gravedad. Estas son producidas por sismo, viento o impacto, siendo puramente dinámicas, mientras que las cargas verticales son estáticas. Regularmente solo se considera en el análisis estructural una de las cargas mencionadas, ya que los fenómenos naturales que las provocan no se presentan simultáneamente.

Guatemala se caracteriza por ser una zona sísmica, por tal razón se diseñan los edificios tomando en cuenta este fenómeno. Para este caso se utiliza el método UBC 1997 para encontrar las fuerzas producidas por el sismo.

3.6.4.1. Cálculo de corte basal

Determinación de peso por nivel

Tabla VII. **Peso de tercer nivel**

NIVEL 3									
Elemento	Sección(m)		Espesor(m)	Área(m ²)	Longitud(m)	Altura(m)	Cantidad	PU(kg/m ³)	W1=Peso(kg)
Muro					90	2,7		150	36 450,00
Columnas	0,50	0,50				1,5	22	2 400	19 800,00
Viga	0,60	0,35			203		1	2 400	102 312,00
Losa			0,15	444,6				2 400	160 056,00
25% CV				492				125	61 500,00
Total									380 118,00

Fuente: elaboración propia.

Tabla VIII. **Peso de segundo nivel**

NIVEL 2									
Elemento	Sección(m)		Espesor(m)	Área(m ²)	Longitud(m)	Altura(m)	Cantidad	PU(kg/m ³)	W1=Peso(kg)
Muro					140	2,7		150	56 700,00
Columnas	0,5	0,5				3	22	2 400	39 600,00
Viga	0,6	0,35			203		1	2 400	102 312,00
Losa			0,15	444,6				2 400	160 056,00
25% CV				492				125	61 500,00
Total									420 168,00

Fuente: elaboración propia.

Tabla IX. **Peso de primer nivel**

NIVEL 1									
Elemento	Sección(m)		Espesor(m)	Área(m ²)	Longitud(m)	Altura(m)	Cantidad	PU(kg/m ³)	W1=Peso(kg)
Muro					150	2,7		150	60 750,00
Columnas	0,5	0,5				6,5	24	2 400	93 600,00
Viga	0,6	0,35			236,8		1	2 400	119 347,20
Losa			0,15	492				2 400	177 120,00
25% CV				492				125	61 500,00
Total									512 317,20

Fuente: elaboración propia.

Entonces el peso total de la estructura es:

$$W_{\text{Total}} = W_{\text{Nivel1}} + W_{\text{Nivel2}} + W_{\text{Nivel3}}$$

$$W_{\text{Total}} = 512,317.20 + 420,168.00 + 380,118.00 = 1,312,603.20 \text{ Kg}$$

El código UBC 1997, en la sección 1630.2.1, requiere que el esfuerzo de corte basal total de diseño en una dirección determinada debe determinarse con base en la siguiente fórmula:

Caso 1

$$V = \frac{C_v W}{RT}$$

El esfuerzo de corte basal total de diseño no debe exceder lo siguiente:

Caso 2

$$V = \frac{2.5C_d W}{R}$$

El esfuerzo de corte basal total de diseño no debe ser menor de lo siguiente:

Caso 3

$$V = 0.11C_d W$$

Además para la zona sísmica 4, el esfuerzo de corte basal total también debe no ser menor de lo siguiente:

Caso 4

$$V = \frac{0.8Z_N v_l W}{R}$$

Donde:

C_v = coeficiente sísmico, como se establece en la tabla 16-R del UBC, usar $0.64N_v$

I = factor de importancia que proporciona la tabla 16-K del UBC, usar 1.

R = coeficiente numérico representativo de la sobre resistencia inherente y capacidad de ductilidad global de los sistemas resistentes a fuerzas laterales como se establecen en las tablas 16-N o 16- P, para esto caso usar 8.5.

T = período de vibración elástico fundamental, en segundos, de la estructura en la dirección bajo consideración.

C_a = coeficiente sísmico, como se establece en la tabla 16-Q del UBC, usar $0.44N_a$.

Z = factor de zona sísmica que proporciona la tabla 16-I del UBC, usar un factor de 0.4.

N_v = factor de cercanía a la fuente, utilizado en la determinación de C_v en la zona sísmica 4 relativo a la proximidad de la edificación o estructura a fallas conocidas con magnitudes y tasa de deslizamiento como se establece en las tablas 16-T y 16-U del UBC, tomar un factor 1.

N_a = factor de cercanía a la fuente de origen utilizado al determinar C_a en la zona sísmica 4 relativo a la proximidad de la edificación o estructura a fallas conocidas con magnitudes y relaciones de deslizamiento como se establecen en las tablas 16-S y 16-U, tomar un factor igual a 1.

W = carga muerta sísmica total de la estructura.

V = esfuerzo de corte basal

El período de la estructura lo encontramos con la siguiente fórmula:

$$T = Ct(Hn)^{(3/4)}$$

Donde:

T = período en segundos

Ct = coeficiente numérico para cálculo de periodo, para pórticos de hormigón armado usar 0,0731

Hn = altura en metros del edificio

$$T=0,0731(11m)^{(3/4)}= 0,44 \text{ segundos}$$

Cálculo de corte basal todos los casos

Caso 1

$$V = \frac{0,64 * 1}{8,5 * 0,44} * 1\ 312\ 603,20 = 223\ 837,38 \text{ kg}$$

Caso 2

$$V = \frac{2,5 * 0,44 * 1 * 1,4}{8,5} * 1\ 312\ 603,20 = 237\ 812,82 \text{ kg}$$

Caso 3

$$V = 0,11 * 0,44 * 1 * 1,4 * 1\ 312\ 603,20 = 88\ 941,99 \text{ kg}$$

Caso 4

$$V = \frac{0,8 * 0,4 * 1 * 1,4}{8,5} * 1\ 312\ 603,20 = 69\ 181,91 \text{ kg}$$

Recordar que el caso 1 no debe de exceder el caso 2 y no debe ser menor que el caso 3, además no debe de ser menor que el caso 4. Finalmente nuestro esfuerzo basal es 223 837,38 kg.

- Repartición de fuerzas por niveles

La repartición de fuerzas en los niveles se hace con la siguiente expresión:

$$F_x = \frac{(F_t - V)W_x H_x}{\sum W_i H_i}$$

Donde:

F_t = fuerza concentrada en la cúspide

F_x = fuerza por nivel

V = corte basal

W_x = peso por nivel

H_x = altura de nivel

El código UBC en la sección 1630.5 establece que F_t debe calcularse con la fórmula siguiente:

$$F_t = 0,07TV$$

Ft no debe exceder el 25 % del esfuerzo basal total y se puede despreciar cuando el período de vibración elástico es menor de 0,7 segundos.

La repartición de fuerza por nivel para el eje X y Y son las mismas ya que los dos tienen la misma magnitud de corte basal.

Tabla X. **Repartición de fuerzas por nivel**

Nivel	Wx(kg)	Hx(m)	Wx*Hx(kg-m)	Fx(kg)
3	380 118,00	11	4 181 298	89 764,77
2	420 168,00	8	3 361 344	72 161,87
1	512 317,20	5	2 561 586	54 992,53
	1 312 603,20		10 104 228	216 919,19

Fuente: elaboración propia.

- Determinación de centro de rigidez

Nivel 3

El nivel cuatro se supondrá en voladizo por lo tanto se utilizará la siguiente expresión para determinar la rigidez de las columnas.

Rigidez para columna cuadrada:

$$K_c = \frac{1}{\frac{F * H^3}{3 * E_c * I} + \frac{1,2 * F * H}{A * G}}$$

Donde:

K_c = rigidez

F = fuerza de nivel

H = altura de la columna

I = inercia de la sección

G = módulo de cortante donde $G=0.4 \cdot E_c$

E_c = módulo de elasticidad de concreto. Donde $E_c=15100 \cdot \sqrt{f'_c}$

A = área de la sección

K_m = columnas cuadradas $\cdot K_c$

$$K = \frac{1}{\frac{89\,764,77 \cdot 300^3}{3 \cdot 1\,585\,500 \cdot 520\,833,33} + \frac{1,2 \cdot 89\,764,77 \cdot 300}{2\,500 \cdot 634\,200}}$$

$$K = 1,0013 \text{ cm}^{-1}$$

Tabla XI. **Centro de rigidez en eje X, nivel 3**

MARCO	COLUMNA	$k_c(\text{cm}^{-1})$	$k_m(\text{cm}^{-1})$	L(m)	$K_m \cdot L$
	CUADRADA				
A	4	1,0013	4,0052	0	0,0000
B	4	1,0013	4,0052	2,9	11,6150
C	4	1,0013	4,0052	7,65	30,6396
D	4	1,0013	4,0052	12,4	49,6642
E	4	1,0013	4,0052	18,68	74,8167
F	4	1,0013	4,0052	23,68	94,8426
			24,0311		261,5781

Fuente: elaboración propia.

$$C_{rx} = \frac{\sum(K_m \cdot L)}{K_m} = \frac{261,5781}{24,0311} = 10,88 \text{ m}$$

Tabla XII. Centro de rigidez en eje Y, nivel 3

MARCO	COLUMNA	kc(cm ⁴)	km(cm ⁴)	L(m)	Km*L
	CUADRADA				
1	6	1,0013	6,0078	0	0,0000
2	6	1,0013	6,0078	6,2	37,2481
3	6	1,0013	6,0078	12,4	74,4963
4	6	1,0013	6,0078	18,6	111,7444
			24,0311		223,4889

Fuente: elaboración propia.

$$C_{ry} = \frac{\sum(Km * L)}{K_m} = \frac{223,4889}{24,0311} = 9,30 \text{ m}$$

Nivel 2

El nivel dos se supondrá como doble empotrado, por lo tanto se utilizará la siguiente expresión para determinar la rigidez de las columnas.

Rigidez para columna cuadrada:

$$K = \frac{1}{\frac{F * H^3}{12 * E_c * I} + \frac{1,2 * F * H}{A * G}}$$

$$K = \frac{1}{\frac{72 161,87 * 300^3}{12 * 1 585 500 * 520 833,33} + \frac{1,2 * 72 161,87 * 300}{2 500 * 634 200}}$$

$$K = 4,6083 \text{ cm}^{-1}$$

Tabla XIII. Centro de rigidez en eje X, nivel 2

MARCO	COLUMNA	kc(cm ⁻¹)	km(cm ⁻¹)	L(m)	Km*L
	CUADRADA				
A	4	4,6083	18,4331	0	0,0000
B	4	4,6083	18,4331	2,9	53,4560
C	4	4,6083	18,4331	7,65	141,0134
D	4	4,6083	18,4331	12,4	228,5707
E	4	4,6083	18,4331	18,68	344,3307
F	4	4,6083	18,4331	23,68	436,4963
			110,5987		1 203,8671

Fuente: elaboración propia.

$$C_{rx} = \frac{\sum(Km * L)}{Km} = \frac{1\ 203,8671}{110,5987} = 10,88\ m$$

Tabla XIV. Centro de rigidez en eje Y, nivel 2

MARCO	COLUMNA	kc(cm ⁻¹)	km(cm ⁻¹)	L(m)	Km*L
	CUADRADA				
1	6	4,6083	27,6497	0	0,0000
2	6	4,6083	27,6497	6,2	171,4280
3	6	4,6083	27,6497	12,4	342,8560
4	6	4,6083	27,6497	18,6	514,2841
			110,5987		1028,5681

Fuente: elaboración propia.

$$C_{ry} = \frac{\sum(Km * L)}{Km} = \frac{1028,5681}{110,5987} = 9,30\ m$$

Nivel 1

El nivel uno se supondrá como doble empotrado, por lo tanto se utilizará la siguiente expresión para determinar la rigidez de las columnas.

Rigidez para columnas cuadradas:

$$K = \frac{1}{\frac{F * H^3}{12 * E_c * I} + \frac{1,2 * F * H}{A * G}}$$

$$K = \frac{1}{\frac{54\,992,54 * 300^3}{3 * 1\,585\,500 * 520\,833,33} + \frac{1,2 * 54\,992,54 * 500}{2500 * 634\,200}}$$

$$K = 1,3972 \text{ cm}^{-1}$$

Tabla XV. Centro de rigidez en eje X, nivel 1

MARCO	COLUMNA	kc(cm ⁻¹)	km(cm ⁻¹)	L(m)	Km*L
	CUADRADA				
A	4	1,3743	5,4971	0	0,0000
B	4	1,3743	5,4971	2,9	15,9414
C	4	1,3743	5,4971	7,65	42,0524
D	4	1,3743	5,4971	12,4	68,1634
E	4	1,3743	5,4971	18,68	102,6849
F	4	1,3743	5,4971	23,68	130,1702
			32,9823		359,0124

Fuente: elaboración propia.

$$C_{rx} = \frac{\sum(Km * L)}{K_m} = \frac{359,0124}{32,9823} = 10,88 \text{ m}$$

Tabla XVI. Centro de rigidez en eje Y, nivel 1

MARCO	COLUMNA	kc(cm ⁻¹)	km(cm ⁻¹)	L(m)	Km*L
	CUADRADA				
1	6	1,3743	8,2456	0	0.0000
2	6	1,3743	8,2456	6,2	51,1226
3	6	1,3743	8,2456	12,4	102,2451
4	6	1,3743	8,2456	18,6	153,3677
			32,9823		306,7354

Fuente: elaboración propia.

$$C_{ry} = \frac{\sum(Km * L)}{Km} = \frac{306,7354}{32,9823} = 9,30 \text{ m}$$

- Determinación de centro de masa

Como se puede apreciar en la figura 7, para los niveles 3, 2 y 1 la planta es la misma y además es simétrica, por lo tanto se obtienen las coordenadas de centro de masa con las siguientes expresiones:

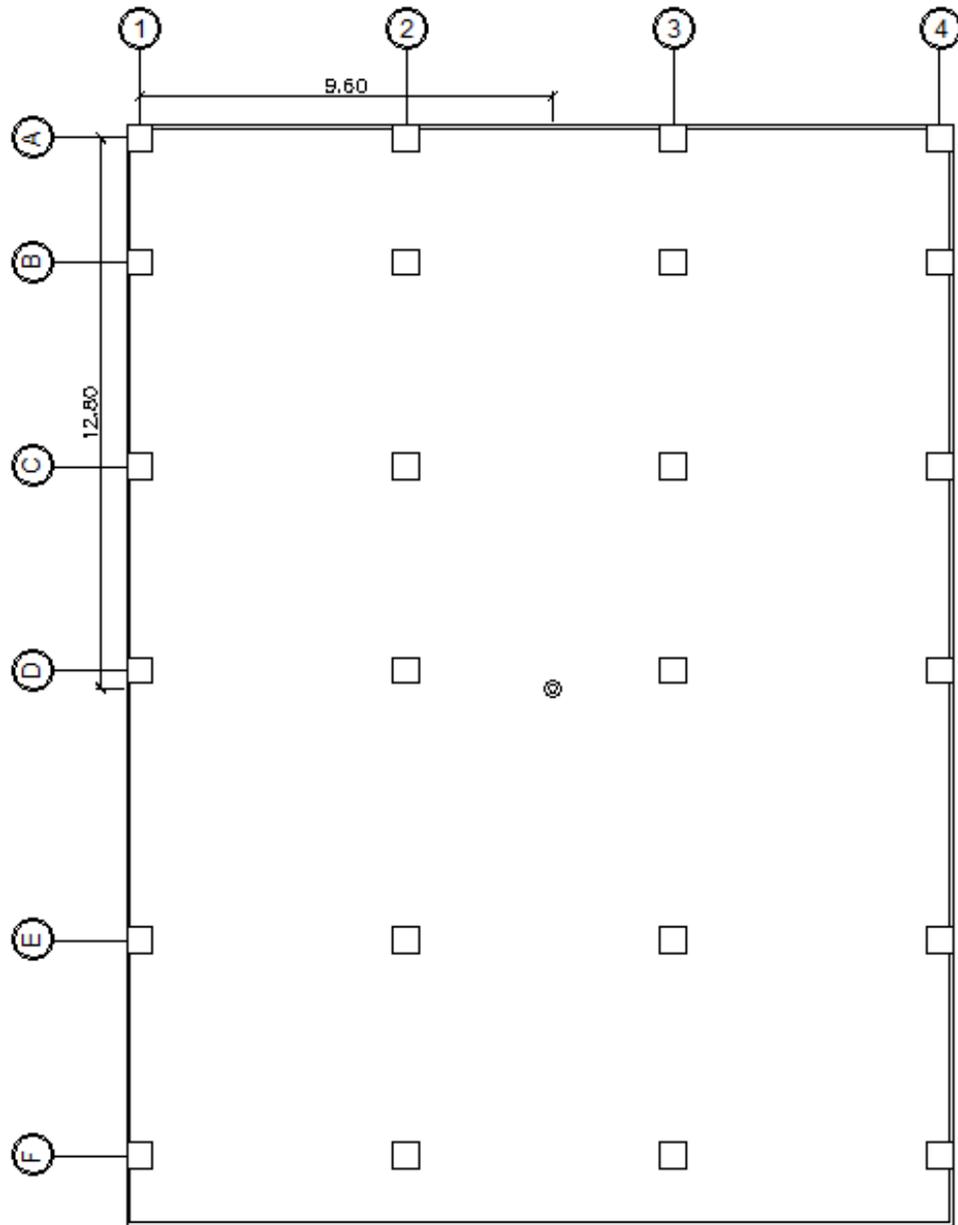
$$C_{mx} = \frac{L}{2} \qquad C_{my} = \frac{A}{2}$$

Donde:

C_{mx} y C_{my} = coordenadas de centro de masa en X y Y

$$C_{mx} = \frac{19,2}{2} = 9,6 \qquad C_{my} = \frac{25,6}{2} = 12,8$$

Figura 8. Posición centro de masa



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

- Torsión

Como se determinó anteriormente, el centro de masa y centro de rigidez no coinciden, esto es debido a la simetría que existe, por lo tanto se tiene una excentricidad igual a cero, esto no genera torsión. En este caso hay que considerar excentricidad mínima igual a 5 por ciento con respecto a cada eje.

Excentricidad directa

$$e1_{x,y} = |Cm_{x,y} - Cr_{x,y}|$$

Excentricidad de diseño

$$e1_{x,y} = |Cm_{x,y} - Cr_{x,y}| + 0,05*b$$

$$e2_{x,y} = |Cm_{x,y} - Cr_{x,y}| - 0,05*b$$

Donde:

$e1$ Y $e2$ = excentricidad

$Cm_{x,y}$ = centro de masa en X y Y

$Cr_{x,y}$ = centro de rigidez en X y Y

b = es la dimensión de la planta correspondiente en la dirección perpendicular a la del movimiento sísmico.

Distribución de corte traslacional y sismo

Nivel 3

Tabla XVII. **Excentricidad mínima nivel 3**

excentricidad		
ex	1,29	excentricidad directa
ey	3,50	
ex1	2,57	excentricidad de diseño 1
ey1	4,46	
ex2	0,00	excentricidad de diseño 2
ey2	2,54	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVIII. **Fuerza de marcos literales nivel 3**

F	89764,7773	e	4,46					
MARCO	Km	di	km*di	km*di²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	4,0052	-9,30	-37,25	346,41	-46,72	14 960,80	-8 569,28	6 391,51
B	4,0052	-6,40	-25,63	164,05	-67,89	14 960,80	-5 897,14	9 063,65
C	4,0052	-1,65	-6,61	10,90	-263,33	14 960,80	-1 520,36	13 440,44
D	4,0052	3,09	12,38	38,24	140,61	14 960,80	2 847,21	17 808,01
E	4,0052	9,38	37,57	352,39	46,32	14 960,80	8 643,00	23 603,80
F	4,0052	14,38	57,59	828,21	30,21	14 960,80	13 250,14	28 210,94
	24,0311			1740,21				

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIX. **Fuerza de marcos numéricos de nivel 3**

F	89 764,77	e	2,57					
MARCO	Km	di	km*di	km*di²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	6,0078	-10,89	-65,39	711,82	-18,58	22 441,19	-12 391,83	10 049,36
2	6,0078	-4,69	-28,15	131,87	-43,17	22 441,19	-5 333,55	17 107,64
3	6,0078	1,52	9,10	13,79	133,50	22 441,19	1 724,72	24 165,92
4	6,0078	7,72	46,35	357,59	26,22	22 441,19	8 783,00	31 224,20
	24,0311			1 215,06				

Fuente: elaboración propia.

Si el valor de $F_m < F_i'$, se debe tomar F_i' como la fuerza del marco. Si el valor de $F_m > F_i'$, F_m será el valor del marco analizado. Esto es si existe una excentricidad directa distinta de 0.

Las ecuaciones utilizadas para calcular las fuerzas por marcos literales y numéricos fueron:

$$E_i = \frac{\sum(k_m * d_i^2)}{K_m * d_i} \qquad F_i' = \frac{K_m * F}{\sum K_m}$$

$$F_i'' = \frac{e * F}{E_i} \qquad F_m = F_i' + F_i''$$

Donde:

F = fuerza por nivel

K_m = rigidez del marco o nivel que se esta analizando

$\sum K_m$ = rigidez total del nivel

E = excentricidad

E_i =relación entre rigideces y brazo de cada marco

F_i' = fuerza o corte traslacional

F_i'' = fuerza o corte inducido por sismo

Nivel 2

Tabla XX. **Excentricidad mínima nivel 2**

excentricidad		
ex	1,29	excentricidad directa
ey	3,50	
ex1	2,57	excentricidad de diseño 1
ey1	4,46	
ex2	0,00	excentricidad de diseño 2
ey2	2,54	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXI. **Fuerza de marcos literales nivel 2**

F	72 161,87	e	4,46					
MARCO	Km	di	km*di	km*di²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	4,0052	-9,30	-37,25	346,41	-46,72	12 026,98	-6 888,85	5 138,13
B	4,0052	-6,40	-25,63	164,05	-67,89	12 026,98	-4 740,71	7 286,27
C	4,0052	-1,65	-6,61	10,90	-263,33	12 026,98	-1 222,21	10 804,76
D	4,0052	3,09	12,38	38,24	140,61	12 026,98	2 288,87	14 315,85
E	4,0052	9,38	37,57	352,39	46,32	12 026,98	6 948,10	18 975,08
F	4,0052	14,38	57,59	828,21	30,21	120 26,98	10 651,78	22 678,76
	24,0311			1 740,21				

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXII. **Fuerza de marcos numéricos de nivel 2**

F	72 161,87	e	2,57					
MARCO	Km	di	km*di	km*di²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	6,0078	-10,89	-65,39	711,82	-18,58	18 040,47	-9 961,79	8 078,68
2	6,0078	-4,69	-28,15	131,87	-43,17	18 040,47	-4 287,64	13 752,83
3	6,0078	1,52	9,10	13,79	133,50	18 040,47	1 386,51	19 426,97
4	6,0078	7,72	46,35	357,59	26,22	18 040,47	7 060,65	25 101,12
	24,0311			1215,06				

Fuente: elaboración propia.

Si el valor de $F_m < F_i'$, se debe tomar F_i' como la fuerza del marco. Si el valor de $F_m > F_i'$, F_m será el valor del marco analizado. Esto es si existe una excentricidad directa distinta de 0, y además F_m será la sumatoria de los valores absolutos de $F_i' + F_i''$.

Nivel 1

Tabla XXIII. **Excentricidad mínima de nivel 1**

excentricidad		
ex	1,29	excentricidad directa
ey	3,50	
ex1	2,57	excentricidad de diseño 1
ey1	4,46	
ex2	0,00	excentricidad de diseño 2
ey2	2,54	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIV. **Fuerza de marcos literales nivel 1**

F	54 992.53	e	4,46					
MARCO	Km	di	km*di	km*di²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	4,0052	-9,30	-37,25	346,41	-46,72	9 165,42	-5 249,80	3 915,63
B	4,0052	-6,40	-25,63	164,05	-67,89	9 165,42	-3 612,76	5 552,66
C	4,0052	-1,65	-6,61	10,90	-263,33	9 165,42	-931,42	8 234,01
D	4,0052	3,09	12,38	38,24	140,61	9 165,42	1 744,29	10 909,71
E	4,0052	9,38	37,57	352,39	46,32	9 165,42	5 294,96	14 460,38
F	4,0052	14,38	57,59	828,21	30,21	9 165,42	8 117,43	17 282,85
	24,0311			1 740,21				

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXV. **Fuerza de marcos numéricos nivel 1**

F	54 992.53	e	2,57					
MARCO	Km	di	km*di	km*di²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	6,0078	-10,89	-65,39	711,82	-18,58	13 748.13	-7 591.60	6 156,53
2	6,0078	-4,69	-28,15	131,87	-43,17	13 748.13	-3 267.49	10 480,64
3	6,0078	1,52	9,10	13,79	133,50	13 748.13	1 056.62	14 804,75
4	6,0078	7,72	46,35	357,59	26,22	13 748.13	5 380.73	19 128,86
	24,0311			1 215,06				

Fuente: elaboración propia

Si el valor de $F_m < F_i'$, se debe tomar F_i' como la fuerza del marco. Si el valor de $F_m > F_i'$, F_m será el valor del marco analizado. Esto es si existe una excentricidad directa distinta de 0, y además F_m será la sumatoria de los valores absolutos de $F_i' + F_i''$.

A continuación se presentan las fuerzas por nivel para los dos marcos que serán analizados.

Tabla XXVI. **Fuerza para marcos E y 2**

NIVEL	MARCO E	MARCO 2
	FM(kg)	FM(kg)
3	23 603,80	22 441,19
2	18 975,08	18 040,47
1	14 460,38	13 748,13

Fuente: elaboración propia.

Se calculó la deriva para cada nivel

$$\Delta s = \left(\frac{\left(\frac{H}{d}\right)^3 + 3 * N * \frac{H}{d}}{t * E_c} \right) * F_m$$

Donde:

Δs = deriva por flexión y corte

H = altura del piso o columna medida a ejes

d = peralte efectivo

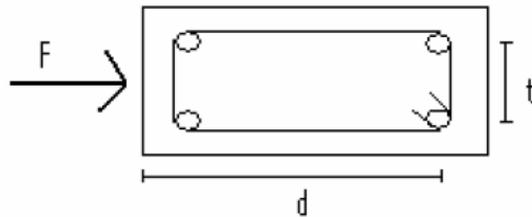
t = base de columna

E_c = módulo de elasticidad de concreto

N = número de columnas en el nivel

Fm= fuerza en el nivel

Figura 9. **Dimensiones de columna**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

El código UBC de 1997 en la sección 1630.10.1 requiere que los desplazamientos relativos de los pisos deben calcularse utilizando el desplazamiento de respuesta inelástica máxima y el mismo debe calcularse como sigue:

$$\Delta_m = 0,7R\Delta_s$$

Donde:

R = coeficiente numérico representativo de la sobre resistencia inherente y capacidad de ductilidad global de los sistemas resistentes a fuerzas laterales como se establece en las tablas 16-N o 16-P del UBC, en este caso utilizar 8.5.

Δ_s = deriva provocado por flexión y corte.

El código UBC de 1997 en la sección 1630.10.2 requiere que el desplazamiento relativo del piso calculado utilizando Δ_m no debe exceder 0,025 veces la altura del piso para estructuras que tengan un período fundamental menor de 0,7 segundos. Para estructuras que tengan un período

fundamental de 0,7 segundos o mayor, el desplazamiento relativo calculado del piso no debe exceder de 0,020 veces la altura del piso.

Para el cálculo de la deriva provocada por flexión y corte, recuerde que las secciones de las columnas de 50 * 40 centímetros por lo que se debe calcular d y t correctamente.

Tabla XXVII. Desplazamiento máximo por nivel marco E

NIVEL	d (cm)	t (cm)	H (cm)	Ec (kg/cm ²)	F (kg)	N	Δs (cm)	Δm (cm)	0.025H (cm)
3	46.00	42.00	300	252671.33	23603.7953	4	0.79104291	4.70670533	7.5
2	46.00	42.00	300	252671.33	18975.0828	4	0.63591912	3.78371877	7.5
1	46.00	42.00	500	252671.33	14460.3785	4	1.92762359	11.4693604	12.5

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVIII. Desplazamiento por nivel marco 2

NIVEL	d (cm)	t (cm)	H (cm)	Ec (kg/cm ²)	F (kg)	N	Δs (cm)	Δm (cm)	0.025H (cm)
3.00	46.00	42.00	300.00	252671.33	22441.19	6.00	0.83	4.97	7.50
2.00	46.00	42.00	300.00	252671.33	18040.47	6.00	0.67	3.99	7.50
1.00	46.00	42.00	500.00	252671.33	13748.13	6.00	1.92	11.41	12.50

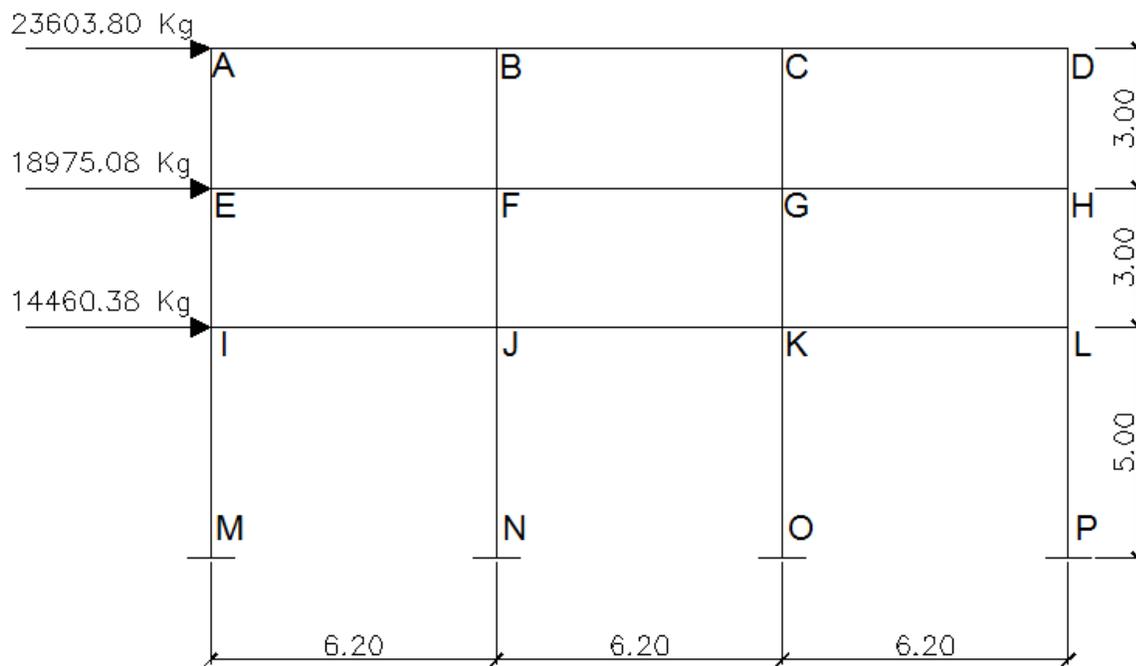
Fuente: elaboración propia.

Como se puede apreciar en las tablas anteriores para cada marco la deriva máxima es menor que 0,025 veces la altura del piso por lo que las secciones de las columnas están bien. Con la deriva se puede decidir si las secciones de columna son las correctas o si es necesario cambios, se aumentan las secciones se tendrá una deriva menor y las columnas serán robustas, probablemente para el cálculo se tomaran como cortas, pero si al contrario se disminuyen las secciones se tendrán columnas esbeltas y la deriva

será mayor, estas variaciones pueden darse siempre que no se exceda la deriva máxima, en este caso se da por aceptado la secciones de las columnas.

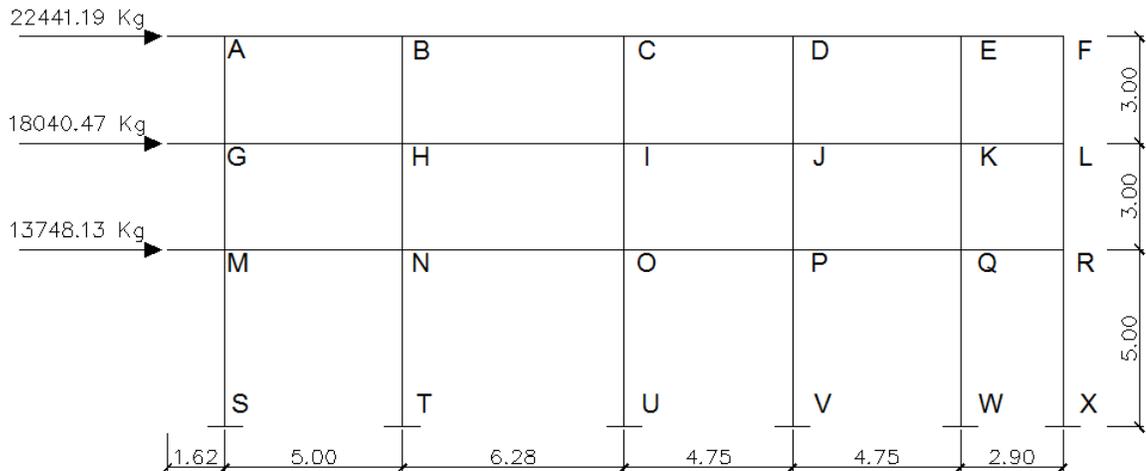
De manera gráfica, los resultados quedan distribuidos de la siguiente manera:

Figura 10. **Marco E, con cargas de sismo**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Figura 11. Marco 2, con cargas de sismo



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

3.6.5. Análisis de marcos dúctiles aplicando método numérico y comprobación a través de software

Luego de la integración total de las cargas, tanto las de entrepiso como las de techo, se procede al análisis estructural, donde el objetivo técnico se refiere a la determinación de fuerzas y desplazamientos que sufre la estructura. Para el efecto se aplicará el método de Kani y se contrastará a través del software ETABS Educacional®.

El análisis es uno de los pasos básicos del desarrollo de proyectos de ingeniería, en gran porcentaje, depende de este, la economía de la estructura. Después de obtener la magnitud de las cargas que afectarán la estructura es necesario analizar su comportamiento.

Para ello se recurre a un método exacto y correctivo, como lo es Kani, puesto que automáticamente elimina los errores de cálculo que se cometen en el proceso iterativo.

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

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

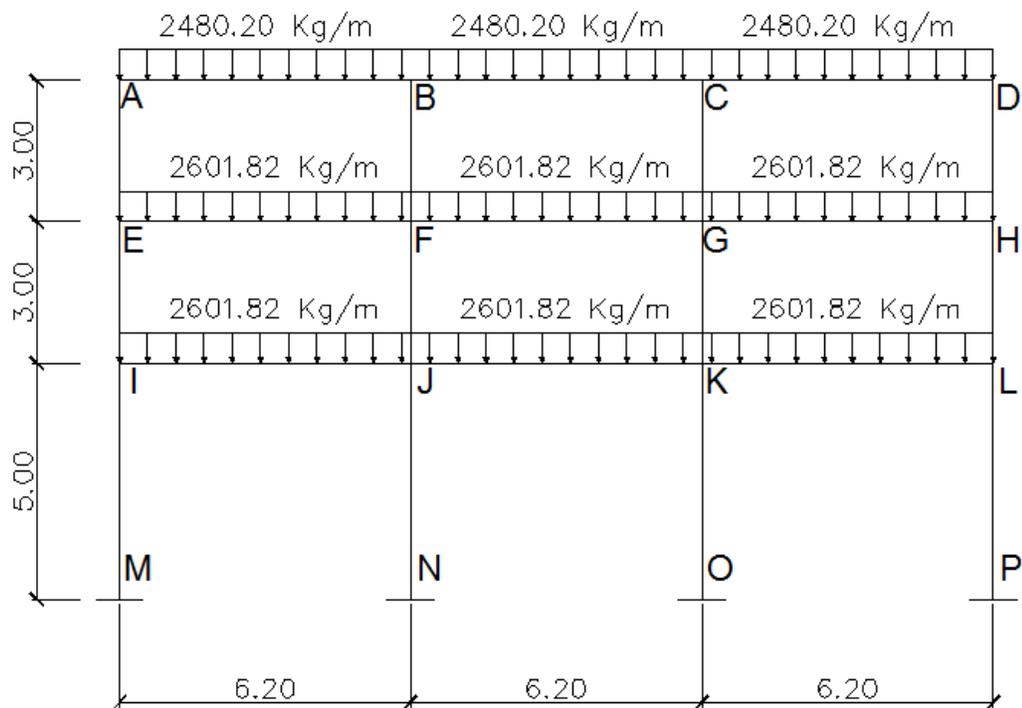
El método de Kani es clásico en el análisis estructural, y como todos los métodos tiene particulares ventajas para el análisis de determinadas estructuras, ventajas que el analista debe aprovechar para realizar un trabajo eficiente.

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

3.6.5.1. Análisis de carga muerta

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

Figura 12. Marco E, análisis con carga muerta



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Se calcula la rigidez de cada elemento de la estructura:

$$K = I/L$$

Donde:

K = rigidez

I = inercia

L = longitud del elemento

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

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

Donde:

b = base

h = altura

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

Tabla XXIX. **Inercia y rigidez de elementos**

Elementos	Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)	Inercia (m4)	Inercia Relativa	Rigidez	Cargas (Ton/m)
Vigas tercer nivel						k=I/L	
A-B	0,35	0,6	6,2	0,0063	1,2096	0,00101613	2,480
B-C	0,35	0,6	6,2	0,0063	1,2096	0,00101613	2,480
C-D	0,35	0,6	6,2	0,0063	1,2096	0,00101613	2,480
Vigas Segundo Nivel							
E-F	0,35	0,6	6,2	0,0063	1,2096	0,00101613	2,602
F-G	0,35	0,6	6,2	0,0063	1,2096	0,00101613	2,602
G-H	0,35	0,6	6,2	0,0063	1,2096	0,00101613	2,602
Vigas Primer Nivel							
I-J	0,35	0,6	6,2	0,0063	1,2096	0,00101613	2,602

Continuación de la tabla XXVIII.

J-K	0,35	0,6	6,2	0,0063	1,2096	0,00101613	2,602
K-L	0,35	0,6	6,2	0,0063	1,2096	0,00101613	2,602
Columnas tercer nivel							
A-E	0,5	0,5	3	0,00520833	1	0,00173611	0
B-F	0,5	0,5	3	0,00520833	1	0,00173611	0
C-G	0,5	0,5	3	0,00520833	1	0,00173611	0
D-H	0,5	0,5	3	0,00520833	1	0,00173611	0
Columnas segundo nivel							
E-I	0,5	0,5	3	0,00520833	1	0,00173611	0
F-J	0,5	0,5	3	0,00520833	1	0,00173611	0
G-K	0,5	0,5	3	0,00520833	1	0,00173611	0
H-L	0,5	0,5	3	0,00520833	1	0,00173611	0
Columnas primer nivel							
I-M	0,5	0,5	5	0,00520833	1	0,00104167	0
J-N	0,5	0,5	5	0,00520833	1	0,00104167	0
K-O	0,5	0,5	5	0,00520833	1	0,00104167	0
L-P	0,5	0,5	5	0,00520833	1	0,00104167	0

Fuente: elaboración propia.

Se calcularon los factores de giro o coeficientes de reparto para cada nodo, utilizando la rigidez de cada elemento que llega a él, con base en la fórmula:

$$\mu = -\frac{1}{2} * \frac{K}{\sum K}$$

Donde:

μ = factor de giro

K = rigidez del elemento

$\sum K$ = sumatoria de rigideces en el nudo

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

$$\mu_{AB} = -\frac{1}{2} * \frac{0,001016}{0,001016 + 0,001736} = -0,185$$

$$\mu_{AE} = -\frac{1}{2} * \frac{0,001736}{0,001016 + 0,001736} = -0,315$$

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

Tabla XXX. **Factores en nodos**

Tramo	F. DE G. (μ)
Nodo A	
A-B	-0,185
A-E	-0,315
SUMATORIA	-0,500
Nodo B	
B-A	-0,135
B-C	-0,135
B-F	-0,230
SUMATORIA	-0,500
Nodo C	
C-B	-0,135
C-D	-0,135
C-G	-0,230
SUMATORIA	-0,500
Nodo D	
D-C	-0,185
D-H	-0,315
SUMATORIA	-0,500

Continuación de la tabla XXX.

Nodo E	
E-A	-0,193
E-F	-0,113
E-I	-0,193
SUMATORIA	-0,500
Nodo F	
F-E	-0,092
F-B	-0,158
F-G	-0,092
F-J	-0,158
SUMATORIA	-0,500
Nodo G	
G-F	-0,092
G-C	-0,158
G-H	-0,092
G-K	-0,158
SUMATORIA	-0,500
Nodo H	
H-G	-0,113
H-D	-0,193
H-L	-0,193
SUMATORIA	-0,500
Nodo I	
I-E	-0,229
I-J	-0,134
I-M	-0,137
SUMATORIA	-0,500
Nodo J	
J-I	-0,106
J-F	-0,180
J-K	-0,106
J-N	-0,108
SUMATORIA	-0,500

Continuación de la tabla XXX.

Nodo K	
K-J	-0,106
K-G	-0,180
K-L	-0,106
K-O	-0,108
SUMATORIA	-0,500
Nodo L	
L-K	-0,134
L-H	-0,229
L-P	-0,137
SUMATORIA	-0,500

Fuente: elaboración propia.

Para el cálculo de los momentos fijos se recurrió a la fórmula siguiente:

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

Donde:

MF = momento fijo

W = carga

L = longitud de la viga

De tal manera que:

$$MF_{AB} = -MF_{BA} = -\frac{2,480 * (6,2)^2}{12} = -7,95 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$MF_{BC} = -MF_{CB} = -\frac{2,480 * (6,2)^2}{12} = -7,95 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$MF_{CD} = -MF_{DC} = -\frac{2,480 * (6,2)^2}{12} = -7,95 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$MF_{EF} = -MF_{FE} = -\frac{2,602 * (6,2)^2}{12} = -8,33 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$MF_{FG} = -MF_{GF} = -\frac{2,602 * (6,2)^2}{12} = -8,33 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$MF_{GH} = -MF_{HG} = -\frac{2,602 * (6,2)^2}{12} = -8,33 \text{ Ton} - \text{m}$$

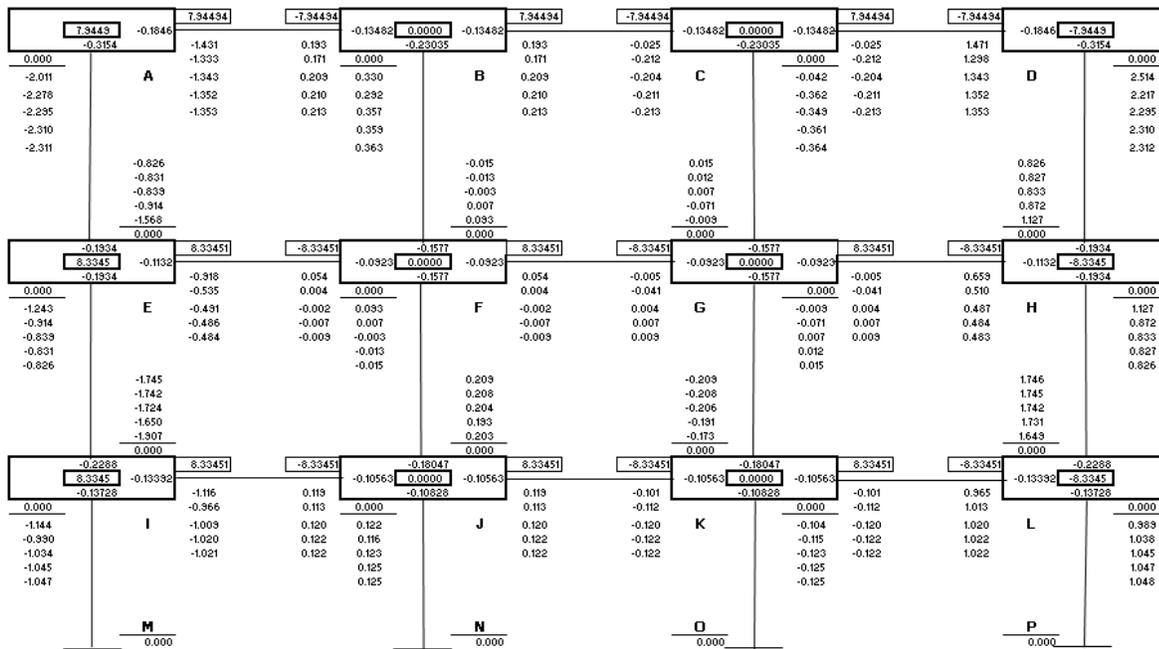
$$MF_{IJ} = -MF_{JI} = -\frac{2,602 * (6,2)^2}{12} = -8,33 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$MF_{JL} = -MF_{LJ} = -\frac{2,602 * (6,2)^2}{12} = -8,33 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$MF_{LK} = -MF_{KL} = -\frac{2,602 * (6,2)^2}{12} = -8,33 \text{ Ton} - \text{m}$$

Con estos datos se procede a la primera iteración, la cual se tomará de la siguiente manera: I - E - A - B - F - G - C - D - H - L - K - J

Figura 13. Esquema de iteración de Kani con carga muerta



Fuente: elaboración propia.

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

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

Donde:

M_{AB} = momento final

MF_{AB} = momento fijo

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

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

Para el Nodo I

$$M_{IJ} = 8,33 + 2(-1,021) + 0,122 = 6,41 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{IM} = 8,33 + 2(-1,047) + 0 = 6,24 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{IE} = 8,33 + 2(-1,745) - 0,826 = 4,02 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo E

$$M_{EI} = 4,94 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{EF} = 7,36 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{EA} = 4,37 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo A

$$M_{AE} = 2,50 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{AB} = 5,45 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo B

$$M_{BA} = -0,93 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{BF} = 0,71 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{BC} = 0,21 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo F

$$M_{FB} = 0,33 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{FE} = -0,50 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{FJ} = 0,18 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{FG} = 0,01 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo G

$$M_{GF} = 0,01 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{GK} = 1,81 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{GH} = 0,50 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{GC} = -0,33 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo C

$$M_{CB} = -0,21 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{CG} = -0,41 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{CD} = 0,93 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo D

$$M_{DC} = -5,45 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{DH} = -2,50 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo H

$$M_{HD} = -4,37 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{HG} = -7,36 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{HL} = -4,94 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo L

$$M_{LH} = -4,02 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{LK} = -6,41 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{LP} = -6,24 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo K

$$M_{KL} = 0,78 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{KG} = -0,40 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{KJ} = -0,12 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{KO} = -0,25 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo J

$$M_{JF} = 0,40 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{JK} = 0,12 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{JN} = 0,25 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{JI} = -0,78 \text{ Ton} - \text{m}$$

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

$$M^+_{AB} = \frac{WL^2}{8} - \frac{(M^-_{AB} - M^-_{BA})}{2}$$

Donde:

M^+_{AB} = momento positivo en el tramo AB

W = carga distribuida

L = longitud del tramo

M^-_{AB} = momento negativo de A hacia B

M^-_{BA} = momento negativo de B hacia A

Momentos positivos:

$$M^+_{AB} = \frac{2,480 * 6,2^2}{8} - \frac{(5,45 - (-0,93))}{2} = 9,66 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M^+_{BC} = 11,92 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M^+_{CD} = 14,18 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M^+_{EF} = 9,07 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M^+_{FG} = 12,50 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M^+_{GH} = 15,93 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M^+_{IJ} = 9,68 \text{ Ton} - \text{m}$$

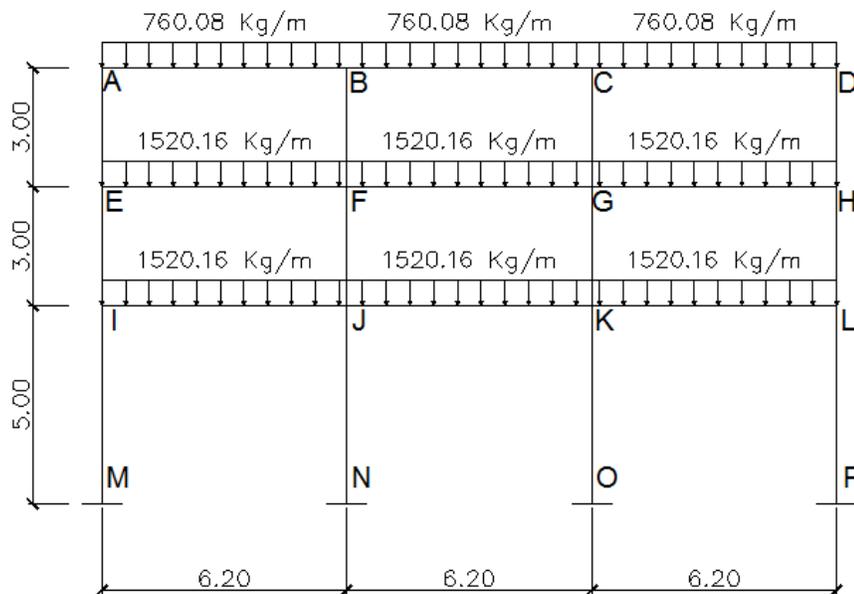
$$M^+_{JK} = 12,50 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M^+_{KL} = 13,44 \text{ Ton} - \text{m}$$

3.6.5.2. Análisis de carga viva

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

Figura 14. Marco E, análisis con carga viva



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

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

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

De tal manera que:



$$MF_{AB} = -MF_{BA} = -\frac{0,760 * (6,2)^2}{12} = -2,43 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$MF_{BC} = -MF_{CB} = -\frac{0,760 * (6,2)^2}{12} = -2,43 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$MF_{CD} = -MF_{DC} = -\frac{0,760 * (6,2)^2}{12} = -2,43 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$MF_{EF} = -MF_{FE} = -\frac{1,520 * (6,2)^2}{12} = -4,87 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$MF_{FG} = -MF_{GF} = -\frac{1,520 * (6,2)^2}{12} = -4,87 \text{ Ton} - \text{m}$$

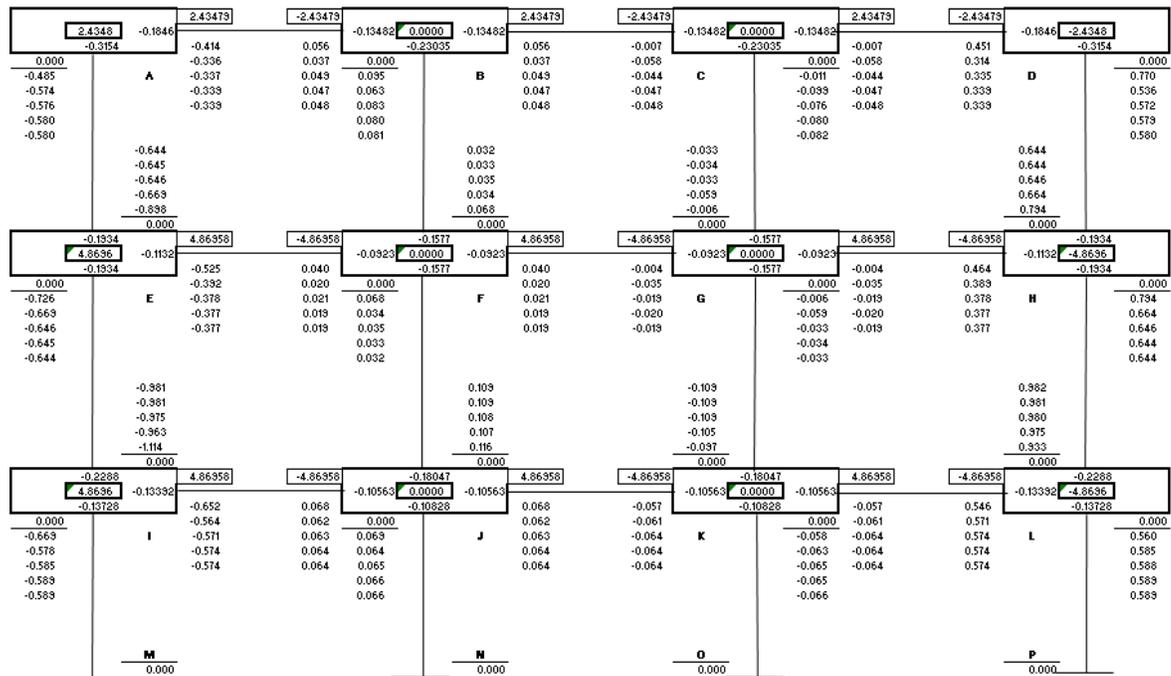
$$MF_{GH} = -MF_{HG} = -\frac{1,520 * (6,2)^2}{12} = -4,87 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$MF_{IJ} = -MF_{JI} = -\frac{1,520 * (6,2)^2}{12} = -4,87 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$MF_{JL} = -MF_{LJ} = -\frac{1,520 * (6,2)^2}{12} = -4,87 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$MF_{LK} = -MF_{KL} = -\frac{1,520 * (6,2)^2}{12} = -4,87 \text{ Ton} - \text{m}$$

Figura 15. Esquema de iteración de Kani con carga viva



Fuente: elaboración propia.

Momentos finales:

Para el Nudo I

$$M_{IJ} = 4,869 + 2(-0,574) + 0,064 = 3,78 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{IM} = 4,869 + 2(-0,589) + 0 = 3,69 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{IE} = 4,869 + 2(-0,981) - 0,644 = 2,26 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo E

$$M_{EI} = 2,60 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{EF} = 4,14 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{EA} = 3,00 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo A

$$M_{AE} = 0,63 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{AB} = 1,80 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo B

$$M_{BA} = -0,24 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{BF} = 0,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{BC} = 0,05 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo F

$$M_{FB} = 0,15 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{FE} = -0,34 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{FJ} = 0,17 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{FG} = 0,019 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo G

$$M_{GF} = -0,019 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{GK} = 1,86 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{GH} = 0,34 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{GC} = -0,146 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo C

$$M_{CB} = -0,05 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{CG} = -0,13 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{CD} = 0,24 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo D

$$M_{DC} = -1,80 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{DH} = -0,63 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo H

$$M_{HD} = -3,00 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{HG} = -4,14 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{HL} = -2,60 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo L

$$M_{LH} = -2,26 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{LK} = -3,78 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{LP} = -3,69 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo K

$$M_{KL} = 0,45 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{KG} = -0,25 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{KJ} = -0,06 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{KO} = -0,13 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo J

$$M_{JF} = 0,25 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{JK} = 0,06 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{JN} = 0,13 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{JI} = -0,45 \text{ Ton} - \text{m}$$

Momentos positivos:

$$M^+_{AB} = 2,87 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M^+_{BC} = 3,65 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M^+_{CD} = 4,43 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M^+_{EF} = 5,41 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M^+_{FG} = 7,30 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M^+_{GH} = 9,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M^+_{IJ} = 5,64 \text{ Ton} - \text{m}$$

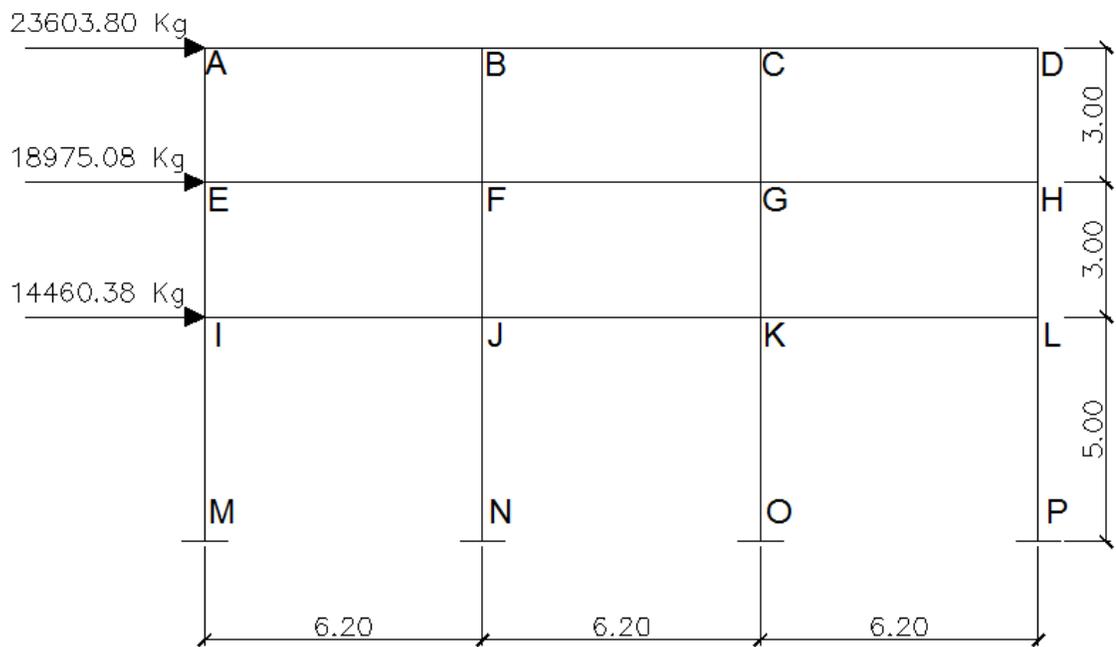
$$M^+_{JK} = 7,30 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M^+_{KL} = 7,86 \text{ Ton} - \text{m}$$

3.6.5.3. Análisis con carga de sismo

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

Figura 16. Marco E, análisis con carga de sismo

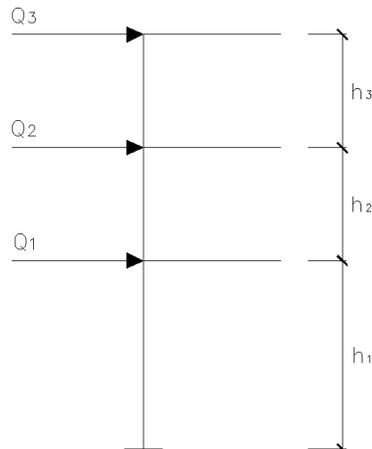


Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

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

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

Figura 17. Cargas de sismo



Fuente: elaboración propia propia, con programa de AutoCad.

$$M_3 = \frac{Q_3 * h_3}{3}$$

$$M_2 = \frac{(Q_3 + Q_2) * h_2}{3}$$

$$M_1 = \frac{(Q_3 + Q_2 + Q_1) * h_1}{3}$$

Donde:

M_3, M_2, M_1 = momentos de piso

Q_3, Q_2, Q_1 = cargas de sismo

h_3, h_2, h_1 = alturas por nivel

$$M_3 = \frac{23,16 * 3}{3} = 23,16 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_2 = \frac{(23,16 + 18,65) * 3}{3} = 41,80 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_1 = \frac{(23,16 + 18,65 + 14,12) * 5}{3} = 93,38 \text{ Ton} - \text{m}$$

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

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

Donde:

γ = factor de corrimiento

K_{Columna} = rigidez de la columna

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

Factor de corrimiento para el primer nivel:

$$\gamma_{IM} = -\frac{3}{2} * \frac{0,001041}{0,001041 + 0,001041 + 0,001041 + 0,001041} = -0,375$$

Factor de corrimiento para el segundo nivel:

$$\gamma_{EI} = -\frac{3}{2} * \frac{0,001041}{0,001041 + 0,001041 + 0,001041 + 0,001041} = -0,375$$

Factor de corrimiento para el tercer nivel:

$$\gamma_{AE} = -\frac{3}{2} * \frac{0,001041}{0,001041 + 0,001041 + 0,001041 + 0,001041} = -0,375$$

Momentos finales:

Para el Nodo I

$$M_{IJ} = 51,73 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{IM} = -2,03 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{IE} = -21,23 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nodo E

$$M_{EI} = -17,56 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{EF} = 20,63 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{EA} = -3,07 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nodo A

$$M_{AE} = -9,31 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{AB} = 9,31 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nodo B

$$M_{BA} = 8,08 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{BF} = -14,94 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{BC} = 6,86 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nodo F

$$M_{FB} = -8,08 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{FE} = 19,78 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{FJ} = -30,62 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{FG} = 18,92 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nodo G

$$M_{GF} = 18,92 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{GK} = -30,62 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{GH} = 19,78 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{GC} = -8,08 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nodo C

$$M_{CB} = 6,86 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{CG} = -14,95 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{CD} = 8,08 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nodo D

$$M_{DC} = 9,31 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{DH} = -9,31 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nodo H

$$M_{HD} = -3,07 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{HG} = 20,63 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{HL} = -17,56 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nodo L

$$M_{LH} = 17,71 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{LK} = 27,42 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{LP} = -7,42 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nodo K

$$M_{KL} = 3,04 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{KG} = -18,70 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{KJ} = 39,85 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{KO} = -33,40 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para el Nudo J

$$M_{JF} = -18,70 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{JK} = 39,85 \text{ Ton} - \text{m}$$

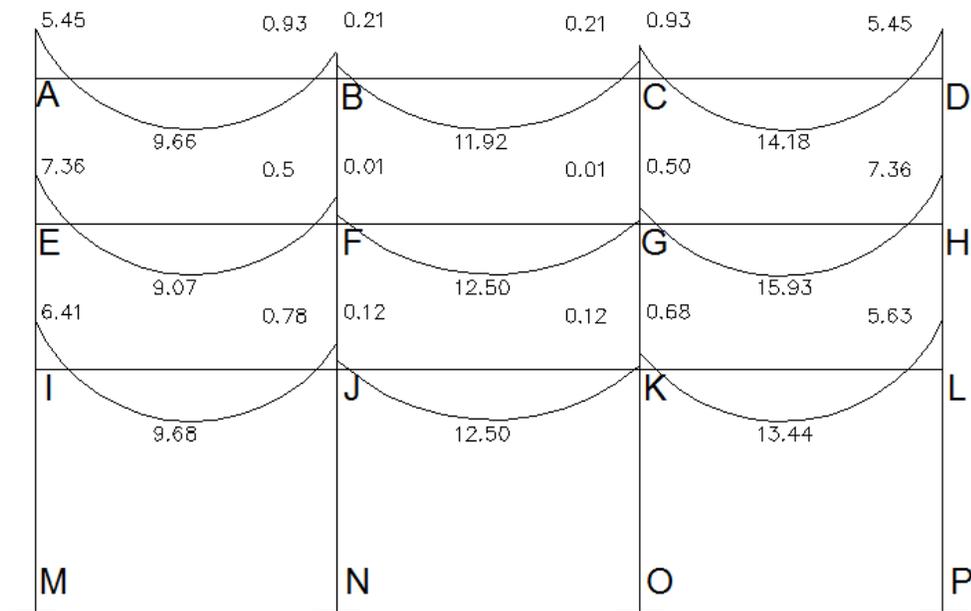
$$M_{JN} = -33,40 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{JI} = 45,79 \text{ Ton} - \text{m}$$

- Resultados de los análisis de Kani - marco E

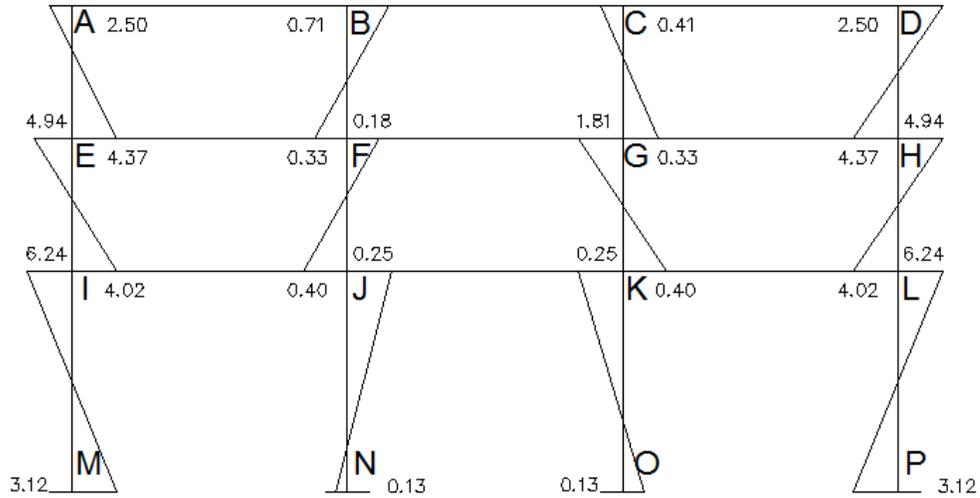
Los resultados del análisis estructural por separado de carga muerta, viva y sismo, del marco A, se observan en las figuras siguientes:

Figura 19. **Diagrama de momentos en vigas (Ton-m),
carga muerta – marco en X**



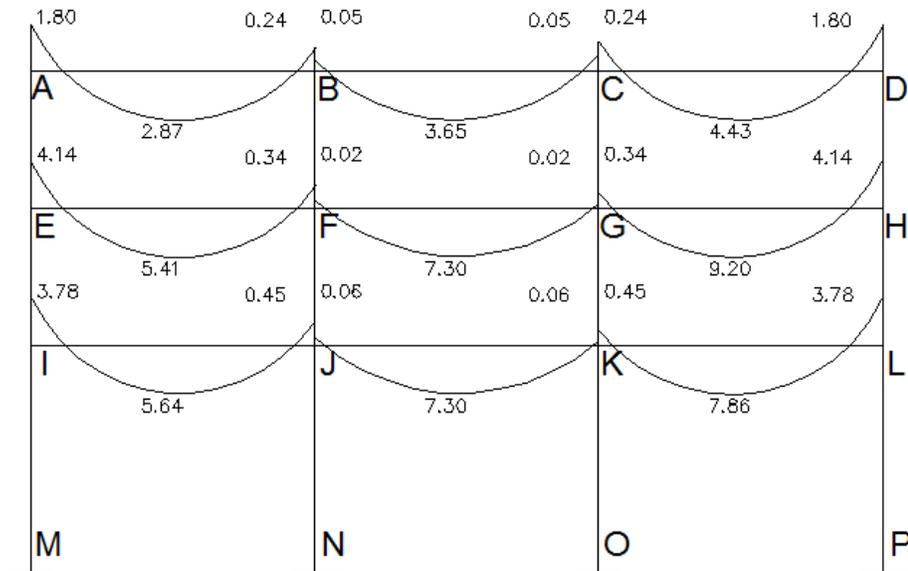
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Figura 20. **Diagrama de momentos en columnas (Ton-m), carga muerta – marco en X**



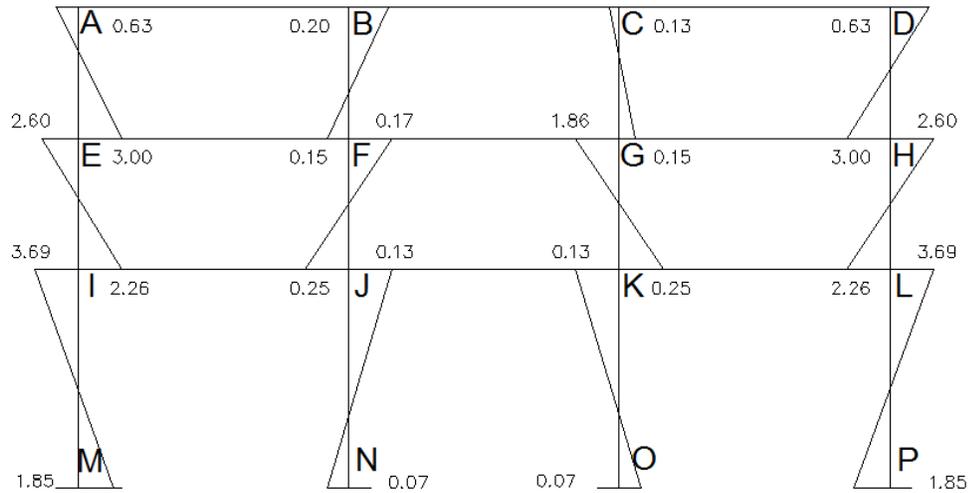
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Figura 21. **Diagrama de momentos en vigas (Ton-m), carga viva – marco en X**



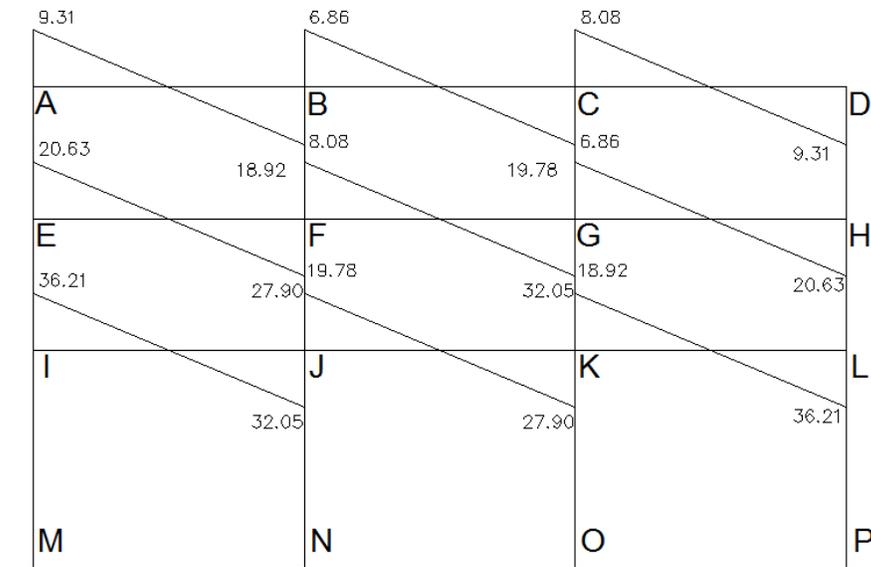
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Figura 22. **Diagrama de momentos en columnas (Ton-m),
carga viva – marco en X**



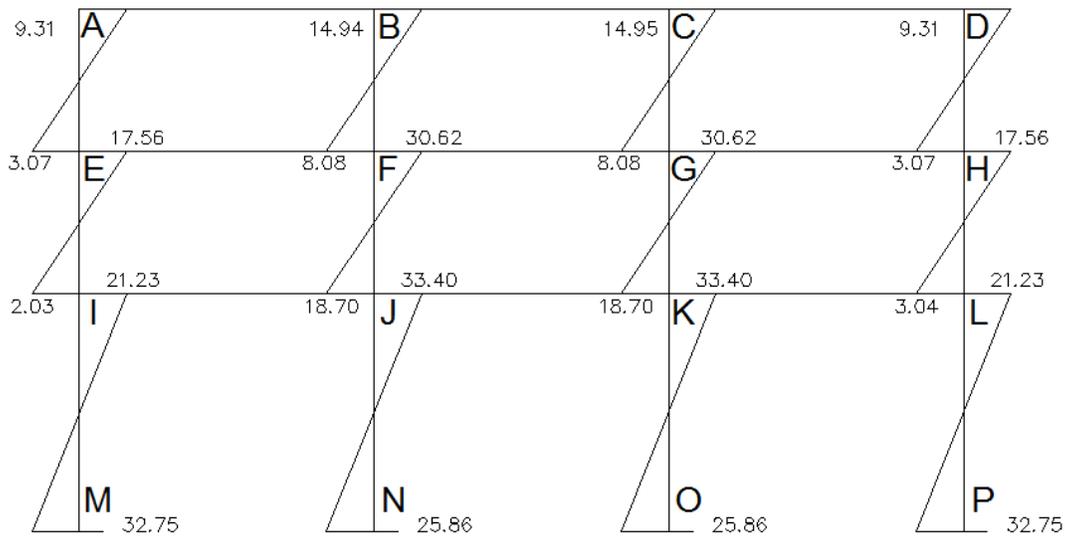
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Figura 23. **Diagrama de momentos en vigas (Ton-m),
carga de sismo – marco en x**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Figura 24. **Diagrama de momentos en columnas (Ton-m),
carga de sismo marco en x**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

- Breve descripción del programa ETABS Educacional®

Luego de haber determinado las cargas actuantes sobre la estructura se puede proceder al análisis estructural de la misma, que se presenta en una estructura a través del programa ETABS.

Este es un programa que se ha desarrollado a partir del Método Matricial Elástico de Cálculo de Estructuras, por tanto, los resultados que proporciona serán correctos siempre que se pueda suponer un comportamiento elástico del material que constituye la estructura analizada.

ETABS es un programa del análisis estructural finito, el concepto fundamental del programa es que trabaja fuera de una base de datos integrada.

El concepto básico es que se crea un solo modelo con cargas actuantes calculadas para analizar el edificio entero, calculando y analizando un solo marco.

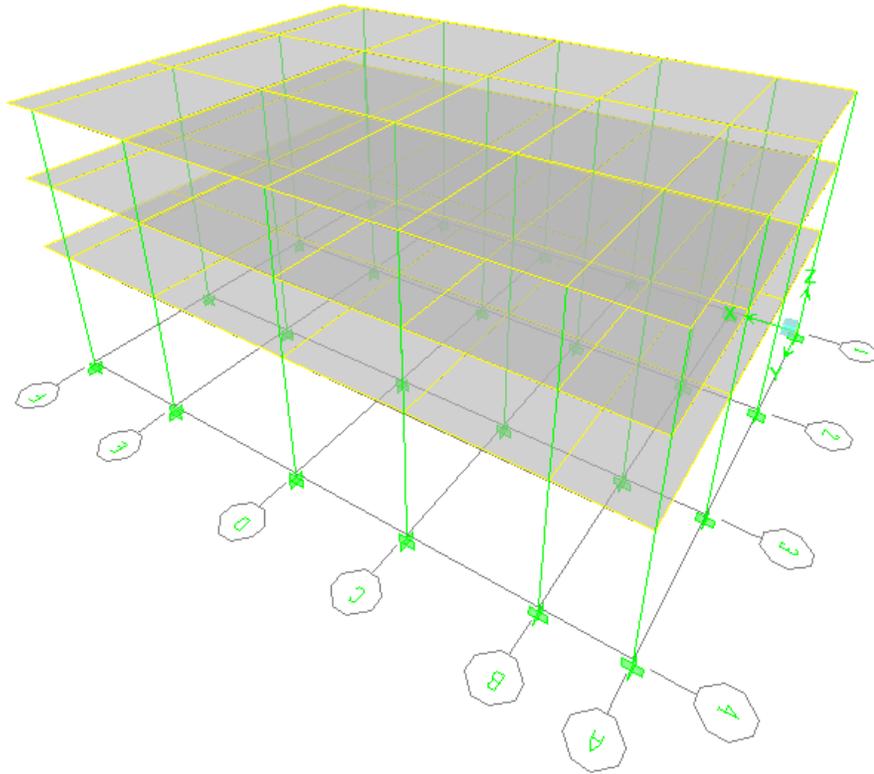
Así pues, en el método de elementos finitos, se supone que el comportamiento mecánico de cada parte o elemento en los que se subdivide queda definido por un número finito de parámetros (grados de libertad) asociados a los puntos, que en dicho momento se une al resto de los elementos de su entorno (nodos).

Para definir el comportamiento en el interior de cada elemento se supone que dentro del mismo todo queda perfectamente definido a partir de lo que sucede en los nodos a través de una adecuada función de interpolación.

El desarrollo del método de elementos finitos como una herramienta de análisis fue iniciado esencialmente con el advenimiento de las computadoras electrónicas digitales.

Antes de efectuar el análisis estructural, el programa permite ingresar las diferentes combinaciones que establece el reglamento de construcción para determinar la carga de diseño crítica.

Figura 25. **Modelo utilizado en ETABS**



Fuente: elaboración propia, con programa de ETABS.

Definido el modelo matemático y las combinaciones correspondientes a los marcos dúctiles, paralelos al eje X y eje Y respectivamente, se procedió a la realización del análisis estructural por medio del programa ETABS. A manera de comprobación se analizó la estructura con el método de análisis aproximado Kani, los resultados de ambos métodos variaron en un margen del 8 % en los elementos medidos a ejes (vigas) y 15 % en los elementos en los que el programa calcula los esfuerzos al rostro (columnas), se diseñó con los valores obtenidos del método numérico, como se mostró anteriormente.

3.6.6. Envolvente de momentos

Con los resultados de cada uno de los tipos de carga aplicadas sobre la estructura, se debe calcular la envolvente de momentos, la cual consiste en encontrar la condición más crítica que pueda afectar la misma; es decir, que en todas las combinaciones se toman las que provocan los efectos menos favorables. Dicha condición se determina como el valor más alto dentro de una serie de posibles combinaciones de carga que el código ACI 318-08 estipula, en las cuales se toman en cuenta las resistencias a cargas por viento, sísmicas, vivas y muertas.

Las posibles combinaciones que se analizarán son las siguientes:

- $M_u = 1,4CM + 1,7CV$
- $M_u = 0,75 * (1,4CM + 1,7CV) \pm E$
- $M_u = 0,9CM \pm E$

Donde:

M_u = momento último

CM = carga muerta

CV = carga viva

E = carga de sismo

Las tablas XXXI y XXXII, contienen las diferentes combinaciones que se donde se calcularon los momentos; de las cuales para cada caso se obtiene la mayor de las mismas.

Tabla XXXI. Marco E, envolvente final de momentos vigas (Ton-m)

Elemento	C.M.	C.V.	C.S.	1.4C.M.+1.7C.V.	0.75(1.4C.M.+1.7C.V.)+E	0.75(1.4C.M.+1.7C.V.)-E	0.9C.M.+E	0.9C.M.-E	Envolvente
VIGA A-B									
M A-B	5.45	1.80	9.31	10.70	17.33	-1.28	14.21	-4.40	17.33
M(+)	9.66	2.87		18.40					18.40
M B-A	-0.93	-0.24	8.08	-1.71	6.80	-9.37	7.25	-8.92	-9.37
VIGA B-C									
M B-C	0.21	0.05	6.86	0.38	7.15	-6.58	7.05	-6.67	7.15
M(+)	11.92	3.65		22.89					22.89
M C-B	-0.21	-0.05	6.86	-0.38	6.58	-7.15	6.67	-7.05	-7.15
VIGA C-D									
M C-D	0.93	0.24	8.08	1.71	9.37	-6.80	8.92	-7.25	9.37
M(+)	14.18	4.43		27.39					27.39
M D-C	-5.45	-1.80	9.31	-10.70	1.28	-17.33	4.40	-14.21	-17.33
VIGA E-F									
M E-F	7.36	4.14	20.63	17.33	33.63	-7.63	27.25	-14.01	33.63
M(+)	9.07	5.41		21.89					21.89
M F-E	-0.50	-0.34	19.78	-1.28	18.82	-20.74	19.33	-20.23	-20.74
VIGA F-G									
M F-G	-0.01	0.02	18.92	0.02	18.94	-18.91	18.92	-18.93	-18.93
M(+)	12.50	7.30		29.92					29.92
M G-F	0.01	-0.02	18.92	-0.02	18.91	-18.94	18.93	-18.92	18.93
VIGA G-H									
M G-H	0.50	0.34	19.78	1.28	20.73	-18.82	20.23	-19.33	20.73
M(+)	15.93	9.20		37.95					37.95
M H-G	-7.36	-4.14	20.63	-17.33	7.63	-33.63	14.01	-27.26	-27.26
VIGA I-J									
M I-J	6.41	3.78	36.21	15.41	47.77	-24.65	41.98	-30.44	47.77
M(+)	9.68	5.64		23.14					23.14
M J-I	-0.78	-0.45	32.05	-1.85	30.67	-33.44	31.35	-32.75	-33.44
VIGA J-K									
M J-K	0.12	0.06	27.90	0.28	28.11	-27.69	28.01	-27.79	28.11
M(+)	12.50	7.30		29.92					29.92
M K-J	-0.12	-0.06	27.90	-0.28	27.69	-28.11	27.79	-28.01	-28.11
VIGA K-L									
M K-L	0.68	0.45	32.05	1.71	33.34	-30.77	32.67	-31.44	33.34
M(+)	13.44	7.86		32.18					32.18

Continuación de la tabla XXX.

M L-K	-5.63	-3.78	36.21	-14.31	19.11	-46.94	31.15	-41.27	-46.94
-------	-------	-------	-------	--------	-------	--------	-------	--------	--------

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXII. **Marco E, envoltente final de momentos columnas (Ton-m)**

COLUMNAS	C.M.	C.V.	C.S.	1.4CM+1.7CV	0.75(1.4C.M.+1.7CV)+E	0.75(1.4CM+1.7CV)- E	0.9CM+ E	0.9C.M-E	Envoltente
M A-E	2.50	0.63	-9.31	4.57	-5.88	12.73	-7.06	11.55	12.73
M E-A	4.37	3.00	-3.07	11.22	5.35	11.49	0.87	7.00	11.49
M B-F	0.71	0.20	-14.94	1.33	-13.95	15.94	-14.30	15.58	15.94
MF-B	0.33	0.15	-8.08	0.72	-7.54	8.61	-7.78	8.38	8.61
M C-G	-0.41	-0.13	-14.95	-0.79	-15.54	14.35	-15.32	14.58	-15.54
M G-C	-0.33	-0.15	-8.08	-0.72	-8.61	7.54	-8.38	7.77	-8.61
M D-H	-2.50	-0.63	-9.31	-4.57	-12.73	5.88	-11.55	7.06	-12.73
M H-D	-4.37	-3.00	-3.07	-11.22	-11.49	-5.35	-7.00	-0.87	-11.49
M E-I	4.94	2.60	-17.56	11.33	-9.06	26.06	-13.12	22.01	26.06
M I-E	4.02	2.26	-2.03	9.47	5.07	9.14	1.59	5.65	9.47
M F-J	0.18	0.17	-30.62	0.55	-30.21	31.03	-30.46	30.78	31.03
M J-F	0.40	0.25	-18.70	0.99	-17.96	19.45	-18.34	19.07	19.45
M G-K	1.81	1.86	-30.62	5.69	-26.36	34.89	-29.00	32.25	34.89
M K-G	-0.40	-0.25	-18.70	-0.99	-19.45	17.96	-19.07	18.34	-19.45
M H-L	-4.94	-2.60	-17.56	-11.33	-26.06	9.06	-22.01	13.12	-26.06
M L-H	-4.02	-2.26	3.04	-9.47	-4.06	-10.15	-0.57	-6.66	-10.15
ZAPATAS									
M I-M	6.24	3.69	-21.23	15.01	-9.97	32.49	-15.61	26.85	32.49
M -I	3.12	1.85	-32.75	7.51	-27.12	38.38	-29.94	35.56	38.38
M J-N	0.25	0.13	-33.40	0.57	-32.97	33.83	-33.18	33.63	33.83
M N-J	0.13	0.07	-25.86	0.29	-25.65	26.08	-25.75	25.97	26.08
M K-O	-0.25	-0.13	-33.40	-0.57	-33.83	32.97	-33.63	33.18	-33.83
M O-K	-0.13	-0.07	-25.86	-0.29	-26.08	25.65	-25.97	25.75	-26.08
M L-P	-6.24	-3.69	-21.23	-15.01	-32.49	9.97	-26.85	15.62	-32.49
M P-L	-3.12	-1.85	-32.75	-7.51	-38.38	27.12	-35.56	29.94	-38.38

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIII. Marco 2, envolvente final de momentos (Ton-m)

Elemento	C.M.	C.V.	C.S.	1.4CM+1.7CV	0.75(1.4CM + 1.7CV)+E	0.75(1.4CM+ 1.7CV) - E	0.9CM+ E	0.9CM - E	Envolvente
VIGA A-B									
M A-B	1.87	1.15	4.65	4.58	8.08	-1.21	6.33	-2.97	8.08
M(+)	5.08	1.26		9.24					9.24
M B-A	0.30	-0.14	3.91	0.19	4.05	-3.76	4.18	-3.63	4.18
VIGA B-C									
M B-C	1.15	0.21	2.62	1.97	4.09	-1.14	3.65	-1.58	4.09
M(+)	7.93	2.12		14.70					14.70
M C-B	-1.98	-0.58	2.71	-3.75	-0.10	-5.52	0.94	-4.49	-5.52
VIGA C-D									
M C-D	-1.81	-0.57	3.63	-3.50	1.01	-6.25	2.00	-5.26	-6.25
M(+)	4.01	1.02		7.35					7.35
M D-C	0.24	0.06	3.55	0.44	3.87	-3.22	3.76	-3.33	3.87
VIGA D-E									
M D-E	-0.01	0.01	3.17	0.00	3.17	-3.17	3.16	-3.18	3.17
M(+)	4.38	1.09		7.99					7.99
M E-D	-1.42	-0.36	2.88	-2.61	0.92	-4.83	1.60	-4.16	-4.83
VIGA E-F									
M E-F	-0.96	-0.28	5.06	-1.81	3.70	-6.42	4.20	-5.92	-6.42
M(+)	1.58	0.35		2.80					2.80
M F-E	-0.15	-0.03	5.89	-0.27	5.69	-6.09	5.76	-6.03	-6.09
VIGA G-H									
M G-H	1.74	2.36	8.95	6.45	13.78	-4.11	10.51	-7.38	13.78
M(+)	5.25	2.37		11.38					11.38
M H-G	0.66	-0.05	9.07	0.83	9.69	-8.44	9.66	-8.47	9.69
VIGA H-I									
M H-I	1.16	0.31	7.22	2.16	8.84	-5.61	8.27	-6.18	8.84
M(+)	7.92	4.35		18.49					18.49
M I-H	-1.36	-1.27	7.13	-4.07	4.09	-10.18	5.91	-8.35	-10.18
VIGA I-J									
M I-J	-1.11	-1.22	9.19	-3.62	6.48	-11.91	8.20	-10.19	-11.91
M(+)	4.82	2.24		10.54					10.54
M J-I	-1.06	0.10	9.07	-1.32	8.08	-10.06	8.12	-10.03	-10.03
VIGA J-K									
M J-K	-0.94	0.04	8.60	-1.25	7.66	-9.54	7.75	-9.45	-9.45
M(+)	4.97	2.02		10.39					10.39

Continuación de la tabla XXXIII.

M K-J	-1.54	-0.73	8.26	-3.39	5.71	-10.80	6.87	-9.64	-10.80
VIGA K-L									
M K-L	-1.46	-0.60	13.86	-3.06	11.56	-16.16	12.55	-15.17	-16.16
M(+)	2.07	0.73		4.14					4.14
M L-K	-0.57	-0.10	14.77	-0.97	14.04	-15.49	14.25	-15.28	-15.49
VIGA M-N									
M M-N	-3.12	2.10	26.28	-0.79	25.69	-26.87	23.48	-29.09	-29.09
M(+)	11.01	2.55		19.76					19.76
M N-M	-6.02	-0.15	23.31	-8.69	16.79	-29.83	17.89	-28.73	-29.83
VIGA N-O									
M N-O	-6.79	0.37	16.43	-8.89	9.77	-23.10	10.32	-22.55	-23.10
M(+)	13.42	4.29		26.07					26.07
M O-N	-4.39	-1.20	16.67	-8.19	10.53	-22.82	12.72	-20.63	-22.82
VIGA O-P									
M O-P	-4.25	-1.14	21.90	-7.90	15.97	-27.82	18.07	-25.72	-25.72
M(+)	7.98	2.18		14.87					14.87
M P-O	-4.24	0.13	21.43	-5.70	17.15	-25.70	17.62	-25.24	-25.70
VIGA P-Q									
M P-Q	-4.54	-0.04	19.26	-6.42	14.44	-24.08	15.17	-23.35	-24.08
M(+)	7.55	2.13		14.19					14.19
M Q-P	-3.08	-0.88	17.56	-5.82	13.20	-21.92	14.78	-20.33	-20.33
VIGA Q-R									
M Q-R	-2.64	-0.08	24.57	-3.82	21.70	-27.43	22.19	-26.94	-27.43
M(+)	3.25	-0.24		4.13					4.13
M R-Q	-1.74	1.33	28.35	-0.19	28.21	-28.49	26.78	-29.92	-29.92

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIV. **Marco 2, envolvente final de momentos columnas**

COLUMNAS	C.M.	C.V.	C.S.	1.4C.M.+1.7C.V.	0.75(1.4C.M.+1.7C.V.)+E	0.75(1.4C.M.+1.7C.V.)-E	0.9C.M.+E	0.9C.M.-E	Envolvente
M A-G	1.01	0.56	-4.65	2.37	-2.87	6.42	-3.73	5.56	6.42
M G-A	1.05	1.78	-3.07	4.49	0.30	6.44	-2.12	4.01	6.44
M B-H	0.36	0.15	-6.52	0.76	-5.95	7.09	-6.20	6.84	7.09
M H-B	0.77	0.22	-3.76	1.46	-2.66	4.85	-3.06	4.45	4.85

Continuación de la tabla XXXIV.

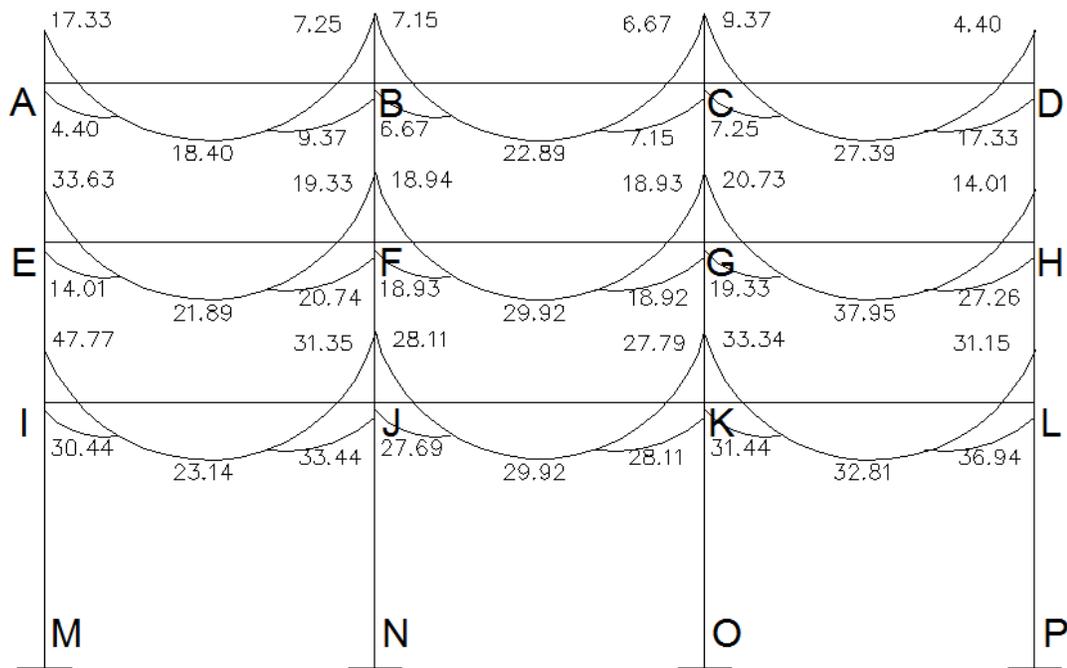
M I-C	-0.56	-1.00	-3.90	-2.48	-5.76	2.04	-4.40	3.40	-5.76
M D-J	-0.23	-0.07	-6.72	-0.44	-7.05	6.39	-6.92	6.51	-7.05
M J-D	-1.17	-0.07	-4.32	-1.75	-5.63	3.01	-5.37	3.27	-5.63
M E-K	-1.05	-0.22	-7.94	-1.85	-9.33	6.56	-8.89	6.99	-9.33
M K-E	-1.25	-0.61	-5.62	-2.78	-7.71	3.53	-6.74	4.50	-7.71
M F-L	-0.53	-0.10	-5.89	-0.91	-6.58	5.21	-6.37	5.41	-6.58
M L-F	-0.57	-0.22	-3.51	-1.17	-4.38	2.63	-4.02	2.99	-4.38
M G-M	2.85	1.63	-7.71	6.77	-2.63	12.79	-5.14	10.28	12.79
M M-G	-4.03	1.44	1.14	-3.20	-1.26	-3.54	-2.49	-4.77	-4.77
M H-N	2.22	0.21	-12.53	3.46	-9.94	15.13	-10.54	14.53	15.13
M N-H	-6.48	0.23	-7.41	-8.68	-13.92	0.90	-13.24	1.58	-13.92
M I-O	-0.35	-0.90	-12.43	-2.02	-13.94	10.91	-12.75	12.11	-13.94
M O-I	-4.52	-0.85	-6.73	-7.77	-12.56	0.91	-10.80	2.67	-12.56
M J-P	-0.20	-0.07	-13.36	-0.40	-13.66	13.05	-13.54	13.17	-13.66
M P-J	-4.41	-0.07	-8.12	-6.29	-12.83	3.40	-12.08	4.15	-12.83
M K-Q	-1.11	-0.65	-16.49	-2.67	-18.50	14.49	-17.50	15.49	-18.50
M Q-K	-3.39	-0.74	-13.02	-6.00	-17.52	8.53	-16.07	9.98	-17.52
M L-R	-0.19	-0.19	-11.26	-0.58	-11.69	10.83	-11.43	11.09	-11.69
M R-L	-2.53	-0.16	-4.74	-3.81	-7.59	1.88	-7.01	2.46	-7.59
ZAPATAS									
M M-S	-4.40	2.23	-13.78	-2.36	-15.54	12.01	-17.73	9.82	-17.73
M S-M	-2.20	1.12	-21.84	-1.18	-22.72	20.95	-23.81	19.86	-23.81
M N-T	-7.20	0.24	-18.69	-9.67	-25.94	11.44	-25.16	12.21	-25.94
M T-N	-3.60	0.12	-24.29	-4.83	-27.92	20.67	-27.53	21.05	-27.92
M O-U	-5.14	-1.20	-18.19	-9.24	-25.11	11.26	-22.82	13.56	-25.11
M U-O	-2.57	-0.60	-24.04	-4.62	-27.51	20.58	-26.36	21.73	-27.51
M P-V	-5.12	-0.03	-18.92	-7.21	-24.33	13.52	-23.53	14.32	-24.33
M V-P	-2.56	-0.01	-24.41	-3.60	-27.11	21.71	-26.71	22.11	-27.11
M Q-W	-3.84	-0.86	-21.59	-6.85	-26.73	16.46	-25.05	18.14	-26.73
M W-P	-1.92	-0.43	-25.75	-3.42	-28.31	23.18	-27.47	24.02	-28.31
M R-X	-2.95	-0.20	-17.06	-4.48	-20.42	13.70	-19.71	14.40	-20.42
M X-R	-1.48	-0.10	-23.48	-2.24	-25.16	21.80	-24.81	22.15	-25.16

Fuente: elaboración propia.

3.6.7. Diagramas de momentos en marcos dúctiles

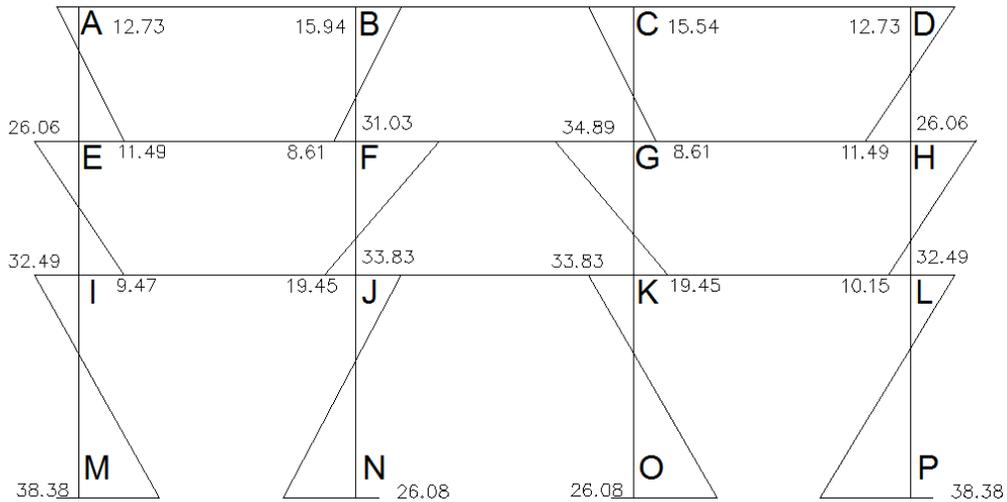
A continuación se encuentran los diagramas de momentos del marco E que es el marco que se encuentra sobre el eje X.

Figura 26. Diagrama de momentos últimos en vigas (Ton-m) - marco E rígido sentido X



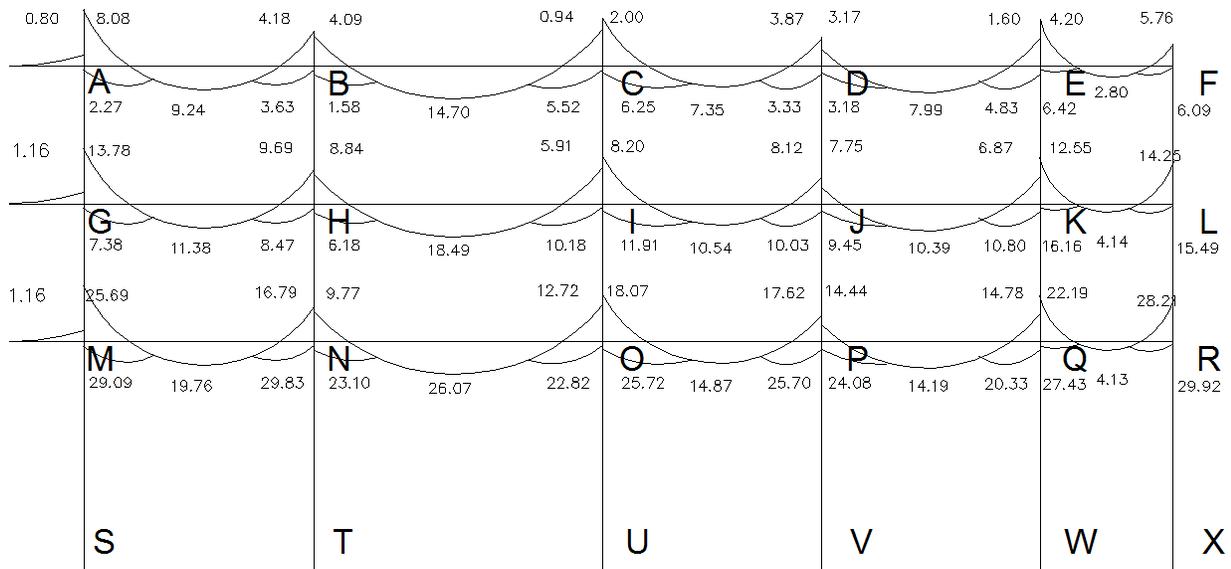
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Figura 27. Diagrama de momentos últimos en columnas (Ton -m) - marco E rígido sentido X



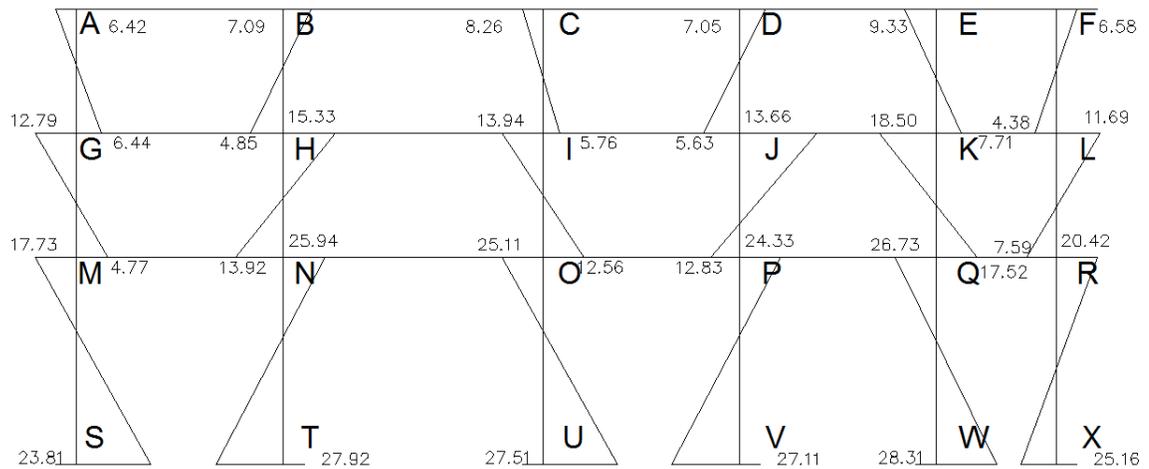
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Figura 28. Diagrama de momentos últimos en vigas (Ton -m) - marco 2 rígido sentido Y



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Figura 29. **Diagrama de momentos últimos en columnas**
(Ton -m) - marco 2 rígido sentido Y



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

3.7. Diseño estructural

El diseño estructural contiene el diseño final de todos los elementos estructurales de la estructura en base a la envolvente de momentos.

3.7.1. Diseño de losas

- Sistema vigueta y bovedilla

Los sistemas para losas de vigueta y bovedilla están formados por elementos estructurales (viguetas) y elementos de relleno no estructurales (bovedilla) estos elementos llevan, además, un refuerzo por temperatura, para absorber los esfuerzos provocados por cambios de temperatura y para proveer

continuidad a la losa evitándose así el agrietamiento de esta; luego se funden 5 centímetros de concreto, como mínimo, sobre el sistema de vigueta y bovedilla.

- Viguetas

Son los elementos estructurales de los sistemas de vigueta y bovedillas, están formados por un refuerzo diagonal (zig-zag) de acero, para proporcionar continuidad entre el patín (pastilla) precolado que, generalmente, tiene 5 centímetros de espesor y el resto de la fundición, para absorber los esfuerzos de compresión y formar con la fundición final una viga “T”.

Las viguetas son elementos que trabajan a flexión, las cuales deben analizarse y diseñarse como vigas rectangulares o vigas en “T”, según el comportamiento de las viguetas bajo la acción de carga y momento.

- Análisis y diseño de losa

Datos:

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

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

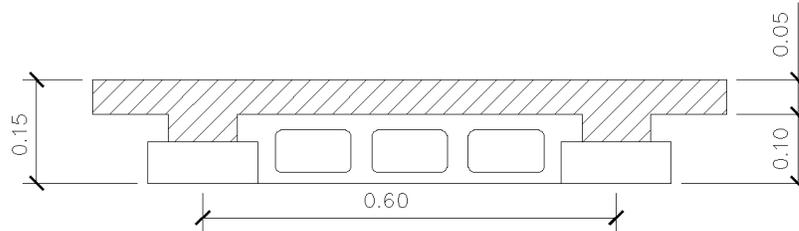
$$W_{\text{bovedilla}} = 15 \text{ kg/u}$$

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

$$\text{Longitud de losa} = 6,28 \text{ m}$$

$$\text{Sección de vigueta a utilizar} = 5 \times 13 \text{ cm}$$

Figura 30. Sección nervio típico, vigueta



Fuente: elaboración propia propia, con programa de AutoCad.

Espesor (t) = 15 cm.

Peralte (d) = 12,5 cm.

- Integración de cargas

Carga muerta

$$W_{\text{losa}} = 2400 * (0,60 * 0,05) = 72 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{bovedilla}} = \frac{15\text{kg}}{\text{u}} * 5 \frac{\text{u}}{\text{m}} = 75 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{acabados}} = 100 * 0,60 = 60 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{m}} = 207 \text{ kg/m}$$

Carga viva

$$W_{\text{v}} = 500 * 0,60 = 300 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{u}} = 1,4W_{\text{m}} + 1,7W_{\text{v}}$$

$$W_{\text{u}} = 1,4 * (207) + 1,7 * (300) = 799,80 \text{ kg/m}$$

- Diseño de refuerzo de los nervios

$$M_{u(+)} = \frac{wl^2}{8} \qquad M_{u(-)} = \frac{wl^2}{12}$$

$$M_{u(+)} = \frac{799,80 * 6,28^2}{8} = 3942,85 \text{ kg - m}$$

$$M_{u(-)} = \frac{799,80 * 6,28^2}{12} = 2628,57 \text{ kg - m}$$

- Área de acero para momento positivo

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$d = 12,5 \text{ cm}$$

$$Mu = 3\,942,85 \text{ kg-cm}$$

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

Donde:

Mu = momento último actuante

fy = límite de fluencia del acero

f'c = resistencia del concreto

b = base (franja unitaria)

d = peralte efectivo

$$As = 14.76 \text{ cm}^2$$

Determinar a y c

$$a = \frac{As * fy}{0,85 * f'c * b} \qquad a = 3,87$$

$$c = \frac{a}{0,85} \quad c = 4,56$$

Trabaja como rectangular de sección b*d

Comprobación de $A_{s_{min}}$:

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

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{2810} * 60 * 12,5 = 3,76 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{s_{min}}$ está bien

Tabla XXXV. **Comprobación del A_s corrido (momento positivo)**

	33 % $A_s(-)$	$A_{s_{min}}$	50 % $A_s(-)$	Usar
As se toma el mayor	5,51	3,76	7,38	4 No. 5 corridas

Fuente: elaboración propia.

- Área de acero para momento negativo

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$d = 12.5 \text{ cm}$$

$$M_u = 2628.57 \text{ kg-cm}$$

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

$$A_s = 9.20 \text{ cm}^2$$

Trabaja como rectangular de sección b*d

$A_s > A_{s_{min}}$ está bien

Tabla XXXVI. **Comprobación del A_s corrido (momento negativo)**

	33 % $A_s(-)$	A_{smin}	Usar
As se toma el mayor	3,04	3,76	2 No. 5 corridas

Fuente: elaboración propia.

Por lo tanto el espesor de la losa será de 15 cm.

3.7.2. Diseño de vigas

Las vigas son los elementos horizontales que reciben las cargas de las losas y las transmiten a las columnas, estas son sometidas a esfuerzos de compresión, tensión y corte.

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

3.7.2.1. Diseño a flexión

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

Base (b) = 35 cm

Altura (h) = 60cm

Recubrimiento = 2,5 cm

$d = h - \text{rec} = 45 \text{ cm}$

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

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

Para diseñar el acero longitudinal se tiene que establecer los límites donde este debe de estar.

Área de acero mínimo (A_{smin}):

$$A_{smin} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_g = b * d$$

$$A_g = b * d = 35 * 57,5 = 2\,012,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{14,1}{4200} * 2\,012,50 = 6,76 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo (A_{smax}):

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

$$\rho_{max} = 0,50\rho_b \quad (\text{zona sísmica})$$

$$\rho_b = 0,85^2 * \frac{6\,120 * f'_c}{f_y * (6\,120 + f_y)}$$

Entonces:

$$\rho_b = 0,85^2 * \frac{6\,120 * 280}{4200 * (6\,120 + 4\,200)} = 0,028564$$

$$\rho_{max} = 0,50 * 0,028564 = 0,0142819$$

$$As_{\max} = 0,0142819 * 35 * 57,5 = 28,74 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 6,76 \text{ cm}^2$$

$$As_{\max} = 28,74 \text{ cm}^2$$

Para el área de acero necesario que cubra los momentos se tiene la fórmula siguiente:

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

Los resultados son los siguientes:

Tabla XXXVII. **Áreas de acero momentos negativos marco E (sentido X-X)**

Viga	Momento (T-m)	As (cm ²)
(A - B)	17.33	8.27
(B - A)	7.25	3.39
(B - C)	7.15	3.34
(C - B)	6.67	3.11
(C - D)	9.37	4.40
(D - C)	4.40	2.04
(E - F)	33.63	16.69
(F - E)	19.33	9.27
(F - G)	18.94	9.07
(G - F)	18.93	9.07
(G - H)	20.73	9.98
(H - G)	14.01	6.64
(I - J)	47.77	24.64
(J - I)	33.44	16.59
(J - K)	28.11	13.76
(K - J)	27.79	13.60
(K - L)	33.34	16.54
(L - K)	46.94	24.16

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXVIII. **Áreas de acero momentos positivos marco A
(sentido X-X)**

Viga	Momento (T-m)	As (cm²)
(A - B)	18.40	8.81
(B - C)	22.89	11.07
(C - D)	27.39	13.39
(E - F)	21.89	10.56
(F - G)	29.92	14.72
(G - H)	37.95	19.05
(I - J)	23.14	11.19
(J - K)	29.92	14.72
(K - L)	32.18	15.92

Fuente: elaboración propia.

3.7.2.2. Requisitos sísmicos para armado

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

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

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

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

- Vigas 1er. nivel

La viga más crítica es la IJ, obtenida de la envolvente de momentos.

Tabla XXXIX. **Envolvente y áreas de acero (primer nivel)**

	M(-)izq	M(+)	M(-)der
	47,77	23,14	33,44
As rec	24,64	11,19	16,59

Fuente: elaboración propia.

Tabla XL. **Armado en viga (primer nivel)**

	33 % As(-)	Asmin	Usar
Cama superior	8,13	6,76	2 No. 9 corridas, 2 No.8 + 1 No.6 (bastones)

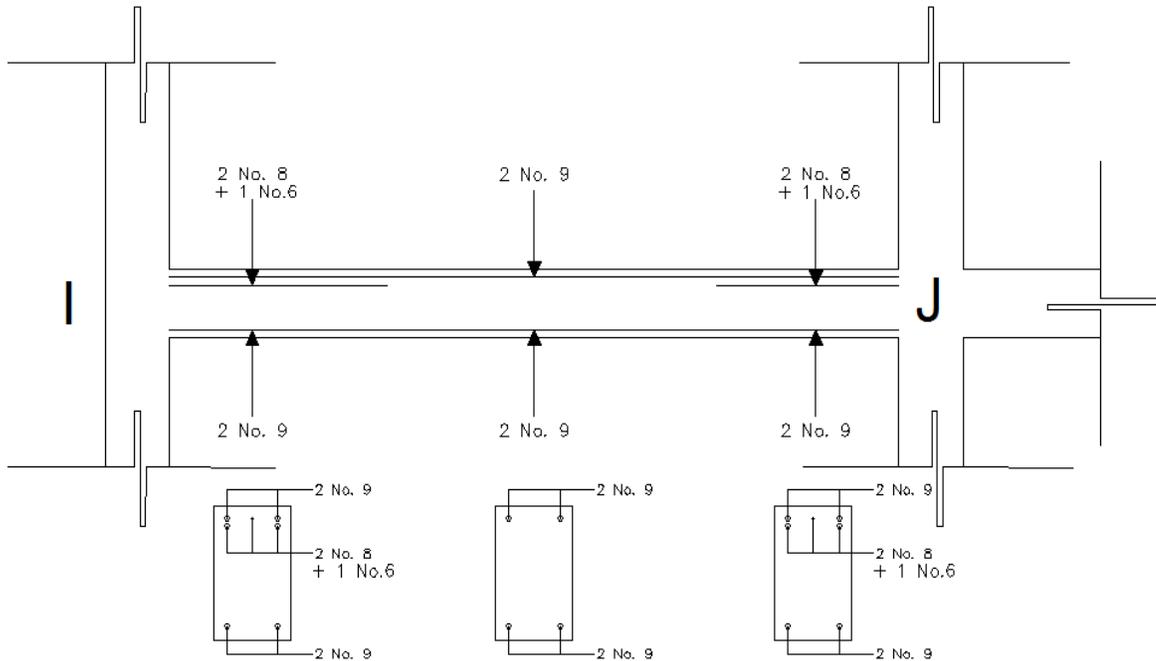
	Asmin	50 % As(-)	50 % As(+)	Usar
cama inferior	6,76	12,32	5,60	2 No. 9 corridas

Fuente: elaboración propia.

El código ACI 318-08 en la sección 21.3.2.2 requiere que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo en esa misma cara del nudo. La resistencia a momento positivo o negativo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en cualquiera de las caras del nudo.

El armado final para el diseño a flexión de la viga I-J se muestra de la siguiente manera:

Figura 31. Armado de viga I-J



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad..

- Vigas 2do. nivel

La viga mas critica es la EF, obtenida de la envolvente de momentos.

Tabla XLI. Envoltura y áreas de acero (segundo nivel)

	M(-)izq	M(+)	M(-)der
	37,54	20,99	23,01
As rec	18,83	10,10	11,13

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLII. Armado en viga (segundo nivel)

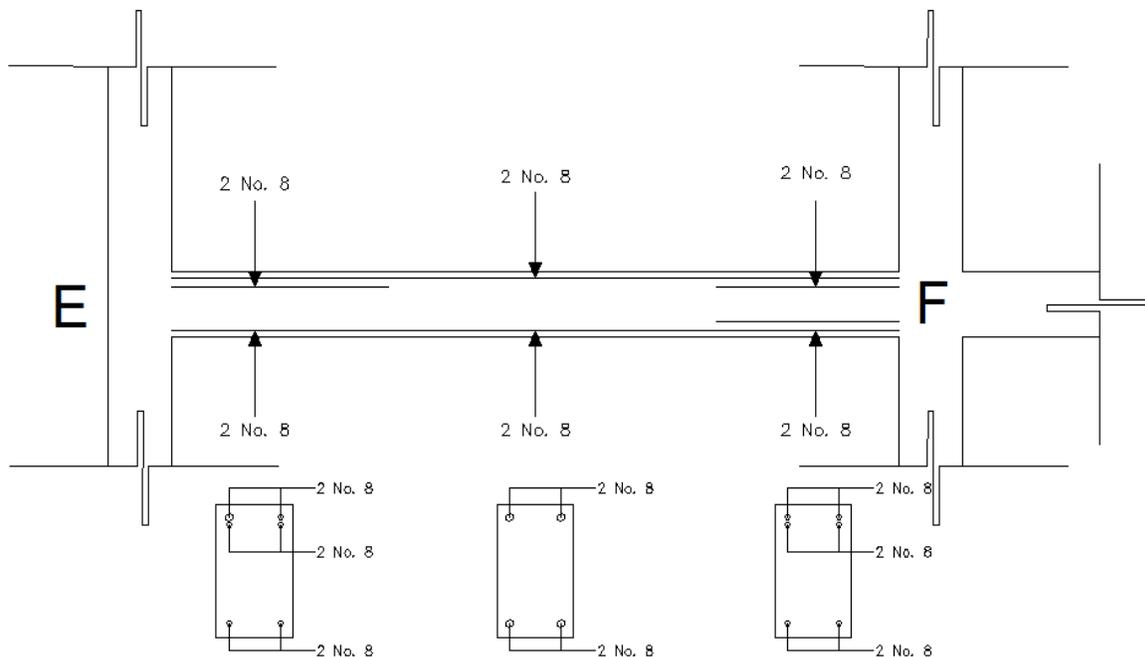
	33 % As(-)	Asmin	Usar
Cama superior	6,21	6,76	2 No. 8 corridas, 2 No.8 (bastones)

	Asmin	50 % As(-)	50 % As(+)	Usar
cama inferior	6,76	9,41	5,05	2 No. 8 corridas, 1 No.6 (baston)

Fuente: elaboración propia.

El armado final para el diseño a flexión de la viga E-F se muestra de la siguiente manera:

Figura 32. Armado de viga E-F



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

- Vigas 3er. nivel

La viga más crítica es la AB, obtenida de la envolvente de momentos.

Tabla XLIII. **Envolvente y áreas de acero (tercer nivel)**

	M(-)izq	M(+)	M(-)der
	19,86	15,35	9,97
As rec	9,53	7,30	4,68

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIV. **Armado en viga (tercer nivel)**

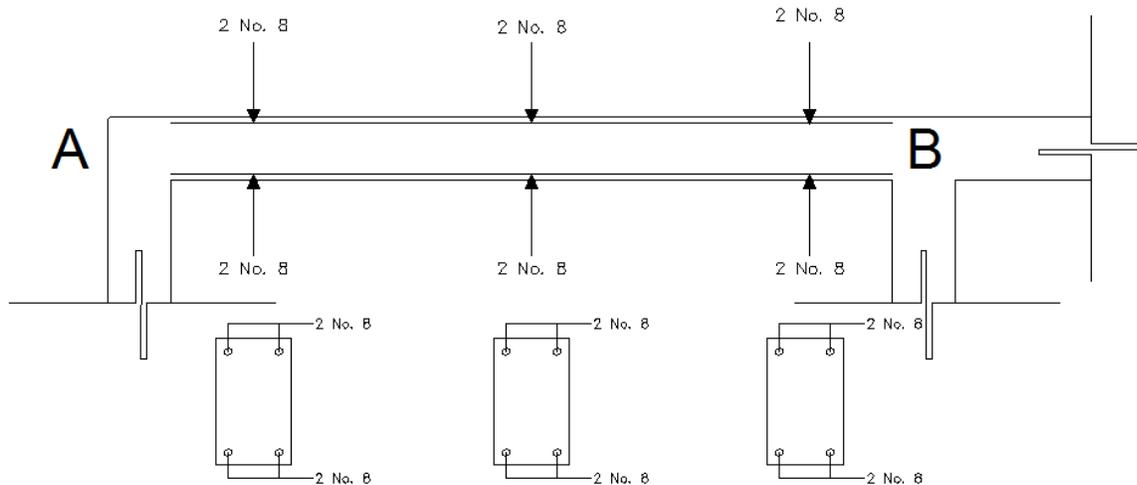
	33 % As(-)	Asmin	Usar
Cama superior	6,55	6,76	2 No. 8 (corridas)

	Asmin	50 % As(-)	50 % As(+)	Usar
cama inferior	6,76	9,93	7,68	2 No. 8

Fuente: elaboración propia.

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

Figura 33. Armado viga A-B



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

- Refuerzo por corte (estribos)

Comparar corte resistente con corte último, el código ACI establece que si el aporte del cortante por sismo es mayor o igual al 50 % del corte total la resistencia del concreto se desprecia:

Si $50 \% V_{res} > V_u$ se necesitan estribos solo por armado, a $S_{m\acute{a}x.} = d/2 < 30$ cm.

Si $V_u > 50 \% V_{res}$, se diseñan estribos por corte.

$$V_R = 0,53 * \phi * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde:

f'_c = resistencia del concreto

b = base de viga

d = peralte efectivo

$$V_R = 0,53 * 0,85 * \sqrt{280} * 35 * 57,5 = 15\ 170,84 \text{ kg}$$

$$V_U = 30\ 187 \text{ kg}$$

$$V_s = V_U$$

Como $V_u > 50\% V_{res}$, se deben diseñar los estribos por corte:

$$S = \frac{2 * A_v * f_y * d}{V_s}$$

Donde:

S = espaciamiento entre estribos

A_v = área de la varilla

f_y = resistencia del acero

V_s = corte actuante

d = peralte efectivo

$$S = \frac{2 * 0,71 * 2\ 810 * 57,5}{30\ 187} = 8,40 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = \frac{d}{2}$$

$$S_{\max} = \frac{57,5}{2} = 28,75 \text{ cm}$$

En el área de confinamiento los estribos deben estar distribuidos a cada 8 cm, fuera de la longitud de confinamiento los estribos deberán estar a S_{max} , en este caso a cada 20 cm.

3.7.3. Diseño de columnas

Las columnas son elementos estructurales que están sometidas a cargas axiales y momentos flexionantes, para el diseño la carga axial es el valor de todas las cargas últimas verticales que soporta la columna, esta carga se determina por áreas tributarias. Los momentos flexionantes son tomados del análisis estructural. Para diseñar la columna, se toma el mayor de los dos momentos actuantes en extremos de esta.

Para este caso, se diseñan por cada nivel únicamente las columnas críticas, es decir, las que están sometidas a mayores esfuerzos. El diseño resultante para cada columna es aplicado a todas las columnas del nivel respectivo. En esta sección se describe el procedimiento que se sigue para diseñar las columnas típicas de la estructura.

3.7.3.1. Requisitos ACI para columnas

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

- El área de acero longitudinal mínimo es 1 % de la sección de la columna.
 $A_{st(min)} = 0.01A_g$; donde: A_g = Área gruesa de la columna.

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

$$A_{st(max)} = \begin{cases} 0,06A_g & (\text{zona sísmica}) \\ 0,08A_g & (\text{zona no sísmica}) \end{cases}$$

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

3.7.3.2. Carga axial

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

Para este caso, se diseñará la columna del tercer nivel que se encuentra localizada en el tramo A-F del marco B, y para la cual se cuenta con los datos que se obtienen de la envolvente de momentos finales. La fórmula para encontrar el valor de la carga axial que soporta la columna es:

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

Donde:

A_t = área tributaria.

C_{Utot} = carga última total

P_{pvigas} = peso propio de vigas

F_{cu} = factor de carga última

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

$$C_t = C_M + C_V$$

$$C_{Utot} = 1,4C_M + 1,7C_V$$

Donde:

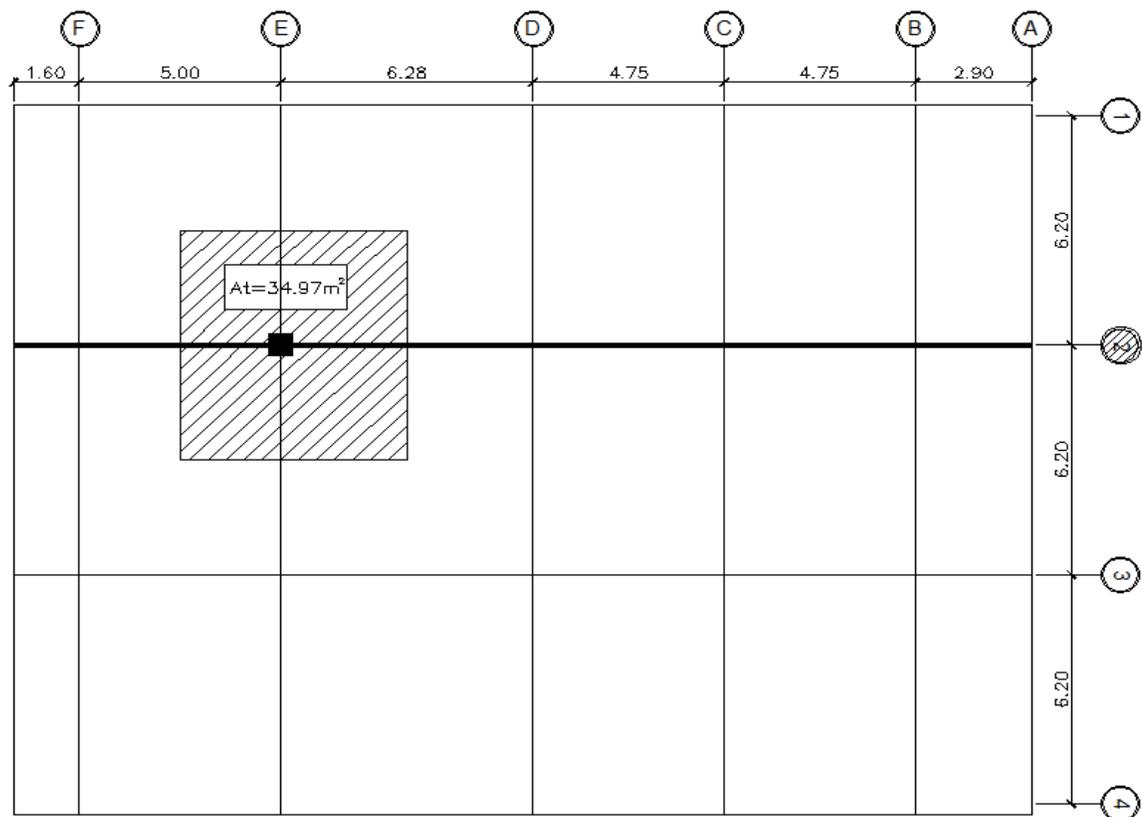
CM = carga muerta

CV = carga viva

Ct = carga total

CU_{tot} = carga total ultima

Figura 34. Área tributaria para la columna A-F tercer nivel del marco E



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Datos:

$$CM = 690 \text{ kg/m}^2$$

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

$$At = 34.97 \text{ m}^2 \text{ (figura No. 33)}$$

- Cálculo del factor de carga última (FCU):

Se calcula con la siguiente ecuación

$$FCU = \frac{CU}{CM + CV}$$

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

$$CU = 1,4(690) + 1,7(500) = 1\ 816 \text{ kg/m}^2$$

$$FCU = \frac{1\ 816}{690 + 500} = 1,53$$

- Cálculo carga axial (Pu)

$$Pu = 34,97 * 1\ 816 + \left[(2\ 400 * 0,60 * 0,35) * \left(\frac{5,7}{2} + \frac{5,7}{2} + \frac{5,78}{2} + \frac{4,5}{2} \right) \right] * 1,53 = 71\ 842,88 \text{ kg}$$

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

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

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

Donde:

E = esbeltez

k = factor de longitud efectiva

L_u = longitud libre

r = radio de giro

El radio de giro (r) para columnas rectangulares es aproximadamente 0,30 de la dimensión en la que se considere la flexión, y 0,25 del diámetro para columnas circulares.

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

$21 \leq E \leq 100$; columna esbelta, se magnifican momentos por medio de métodos aproximados.

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

Para encontrar el factor de longitud efectiva (k), se recurre a los nomogramas de Jackson y Moreland, o bien se puede obtener mediante las ecuaciones de Furlong. El código ACI 318-08 comentario en la sección R10.12.1 permite calcular el factor K , por medio de las siguientes ecuaciones, en donde Ψ_m es el promedio de Ψ_A y Ψ_B las cuales trabajan mediante los siguientes rangos:

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

$$k = 0,9 \sqrt{1 + \Psi_p} \quad \text{para } \Psi_p > 2$$

Donde:

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

Para encontrar Ψ se tiene que:

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

Encontrando rigideces:

$$K = \frac{bh^3}{L}$$

Donde:

K = rigidez

b = base

h = altura

L = longitud del elemento

Sentido X – X

Datos:

Lviga. izq = 5,70m

Lviga. der = 5,70m

Sección de vigas = 0,35 * 0,60m

Sección de columnas = 0,50 * 0,50m

Hcol = 5,00m

$$K_{viga_1} = \frac{35 * 60^3}{12 * 570} = 1105,26$$

$$K_{viga_2} = \frac{35 * 60^3}{12 * 570} = 1105,26$$

$$K_{col_{FJ}} = \frac{50 * 50^3}{12 * 300} = 1736,11$$

$$K_{col_{JN}} = \frac{50 * 50^3}{12 * 300} = 1736,11$$

$$\Psi_A = \frac{1736,11}{1105,26 + 1105,26} = 0,79$$

$$\Psi_B = \frac{1736,11 + 1736,11}{1105,26 + 1105,26} = 1,57$$

$$\Psi_P = \frac{0,79 + 1,57}{2} = 1,18$$

Como $\Psi_P < 2$, entonces:

$$K = \frac{20 - \Psi_P}{20} \sqrt{1 + \Psi_P} = \frac{20 - 1,18}{20} \sqrt{1 + 1,18} = 1,39$$

Relación de esbeltez:

$$\frac{kLu}{r} = \frac{kLu}{0,3 * h} = \frac{1,39 * 3}{0,3 * 0,5} = 26,56$$

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

Sentido Y – Y

Datos:

Lviga. Izq = 4,50m

Lviga. Der = 5,78m

Sección de vigas = 0,35 * 0,60m

Sección de columnas = 0,50 * 0,50m

Hcol_{HN} = 3,00m

Hcol_{NT} = 5,00m

$$Kviga_1 = \frac{35 * 60^3}{12 * 450} = 1\ 400$$

$$Kviga_2 = \frac{35 * 60^3}{12 * 578} = 1\ 089,97$$

$$Kcol_{BH} = \frac{50 * 50^3}{12 * 300} = 1\ 736,11$$

$$Kcol_{HN} = \frac{50 * 50^3}{12 * 300} = 1\ 736,11$$

$$\Psi_A = \frac{1736,11}{1400 + 1089,97} = 0,70$$

$$\Psi_B = \frac{1736,11 + 1736,11}{1400 + 1089,97} = 1,39$$

$$\Psi_P = \frac{0,70 + 1,39}{2} = 1,05$$

Como $\Psi_P < 2$, entonces:

$$K = \frac{20 - \Psi_P}{20} \sqrt{1 + \Psi_P} = \frac{20 - 1,05}{20} \sqrt{1 + 1,05} = 1,36$$

Relación de esbeltez:

$$\frac{kLu}{r} = \frac{kLu}{0,3 * h} = \frac{1,36 * 3}{0,3 * 0,5} = 27,11$$

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

- Magnificadores de momentos δ_x y δ_y

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

$$M_x = 19,30 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_y = 8,05 \text{ Ton} - \text{m}$$

Sentido X-X

Cálculo de EI:

$$EI = \frac{E_c * I_g / 2,5}{1 + \beta_d}$$

Donde:

$$E_c = \text{módulo de elasticidad del concreto} = 15\,100\sqrt{f'_c}$$

$$I_g = \text{inercia centroidal de la sección de la columna} = bh^3/12$$

$$\beta_d = \text{factor de flujo plástico} = C_{Mu}/C_{Utot}$$

$$EI = \frac{15\,100 * \sqrt{280} * \left(\frac{50 * 50^3}{12}\right)}{2,5 * \left(1 + \frac{966}{1\,816}\right)} = 34\,361\,605\,235,45 \text{ kg} - \text{cm}^2 = 3436,16 \text{ Ton} - \text{m}^2$$

Cálculo de la carga crítica:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kLu)^2} = \frac{\pi^2 * 3436,16}{(1,36 * 3,00)^2} = 1\,953,39 \text{ Ton}$$

Cálculo del magnificador δ_x

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

Donde:

C_m = factor del efecto de extremo que debe tomarse como $0,6 + 0,4M_1/M_2$ para columnas sin ladeo lateral y sin cargas transversales o $C_m = 1$ para los demás casos

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

M_2 = momento mayor de los extremos, siempre positivo

P_{cr} = carga crítica de pandeo de Euler

ϕ = factor de reducción para carga axial 0.70 ó 0.75

Entonces:

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \left(\frac{71,84}{0,75 * 1953,39} \right)} = 1,06$$

El momento magnificador será:

$$M_d = \delta M_u$$

$$M_{dx} = \delta_x M_x$$

$$Mdx = 1,06 * 15,94 = 16,90 \text{ Ton} - \text{m}$$

Sentido Y-Y

Cálculo de EI:

$$EI = \frac{15\,100 * \sqrt{280} * \left(\frac{50 * 50^3}{12}\right)}{2,5 * \left(1 + \frac{966}{1\,816}\right)} = 34\,361\,605\,235,45 \text{ kg} - \text{cm}^2 = 3\,436,16 \text{ Ton} - \text{m}^2$$

Cálculo de la carga crítica:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kLu)^2} = \frac{\pi^2 * 3\,436,44}{(1,36 * 3,00)^2} = 2\,050,72 \text{ Ton}$$

Cálculo del magnificador δ_y

Entonces:

$$\delta_y = \frac{1}{1 - \left(\frac{71,84}{0,75 * 2\,050,90}\right)} = 1,05$$

El momento magnificador será:

$$M_d = \delta M_u$$

$$M_{dy} = \delta_y M_y$$

$$M_{dy} = 1,05 * 8,14 = 8,54 \text{ Ton} - \text{m}$$

- Refuerzo longitudinal

Datos de diseño:

$$P_u = 71,84 \text{ Ton}$$

$$M_{dx} = 20,46 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{dy} = 8,45 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0,05 \text{ m}$$

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

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

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

$$A_{s_{\min}} = 0,01 * 50 * 50 = 25\text{cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0,06 * 50 * 50 = 150\text{cm}^2$$

Proponer un armado que se encuentre dentro de este rango:

$$A_{st} = 8 \text{ barras No. 8} = 40,54\text{cm}^2$$

Cálculo de excentricidades:

$$e_x = \frac{M_{dx}}{P_u} = \frac{20,26}{71,84} = 0,285$$

$$e_y = \frac{M_{dy}}{P_u} = \frac{8,45}{71,84} = 0,118$$

Cálculo de $(e/h)_x$ y $(e/h)_y$:

$$\left(\frac{e}{h}\right)_x = \frac{e_x}{h_x} = \frac{0,285}{0,50} = 0,569$$

$$\left(\frac{e}{h}\right)_y = \frac{e_y}{h_y} = \frac{0,118}{0,50} = 0,235$$

Cálculo de γ_x y γ_y :

$$\gamma_x = \frac{h_x - 2 * \text{rec}}{h_x} = \frac{0,50 - 2 * 0,05}{0,50} = 0,80$$

$$\gamma_y = \frac{h_y - 2 * \text{rec}}{h_y} = \frac{0,50 - 2 * 0,05}{0,50} = 0,80$$

Obtener $\rho\mu$:

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

$$\rho\mu = \frac{40,54}{50 * 50} * \frac{4200}{0,85 * 280} = 0,382$$

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

$$k'_x = 0,36$$

$$k'_y = 0,48$$

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

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{P'_x} + \frac{1}{P'_y} - \frac{1}{P'_o}}$$

Donde:

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

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

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

P'_o = carga de falla cuando el elemento tiene carga axial pura

Determinar P'_x , P'_y & P'_o :

$$P'_x = \frac{k'_x * f'_c * A_g}{1000}$$

$$P'_y = \frac{k'_y * f'_c * A_g}{1000}$$

$$P'o = \frac{0.85 * f'c * Ag + As * fy}{1000}$$

$$P'x = \frac{0,36 * 280 * 50 * 50}{1000} = 189,00 \text{ Ton}$$

$$P'y = \frac{0,48 * 280 * 50 * 50}{1000} = 252,00 \text{ Ton}$$

$$P'o = \frac{0,85 * 280 * 50 * 50 + 40.54 * 4\ 200}{1000} = 616,50 \text{ Ton}$$

Entonces:

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{189,00} + \frac{1}{252,00} - \frac{1}{616,50}} = 130,94 \text{ Ton}$$

Carga última actuante:

$$Pua = \frac{Pu}{\phi}$$

Donde:

Pua = carga última actuante

Pu = carga axial

ϕ = factor de carga ultima = 0,70

Entonces:

$$Pua = \frac{71,84}{0,70} = 102,63 \text{ Ton}$$

Condición:

$$P'u > Pua$$

Si $P'u$ es ligeramente mayor a Pua , el diseño es correcto.

Si $P'u$ es mucho mayor a Pua , se debe disminuir el Ast.

Si $P'u$ es menor a Pua , se debe aumentar el Ast.

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

- Armado (segundo nivel):

$$14 \text{ No. } 8 = 14 \cdot (5,067) = 70,94 \text{ cm}^2$$

Tabla XLV. Refuerzo de As columna 2do. nivel

Pu	143,69	Ton
Mdx	35,39	Ton - m
Mdy	20,55	Ton - m
Ast	70,94	cm ²
ex	0,246	
ey	0,143	
(e/h)x	0,493	
(e/h)y	0,286	
γx	0,8	
γy	0,8	
ρμ	0,668	
k'x	0,52	
k'y	0,78	
Valor de P'u		
P'x	273,00	Ton
P'y	409,50	Ton
P'o	744,19	Ton
P'u	210,03	Ton
Carga ultima actuante		
Pua	205,27	Ton
P'u > Pu	diseño correcto	

Fuente: elaboración propia.

- Armado (primer nivel):

$$16 \text{ No. } 8 = 16 \cdot (5,067) = 81,07 \text{ cm}^2$$

Tabla XLVI. **Refuerzo de As columna 1er. nivel**

Pu	215,53	Ton
Mdx	39,92	Ton - m
Mdy	46,27	Ton - m
Ast	81,07	cm ²
ex	0,185	
ey	0,215	
(e/h)x	0,370	
(e/h)y	0,429	
γx	0,8	
γy	0,8	
ρμ	0,572	
k'x	0,64	
k'y	0,6	
Valor de P'u		
P'x	448,00	Ton
P'y	420,00	Ton
P'o	935,50	Ton
P'u	282,16	Ton
Carga ultima actuante		
Pua	276,32	Ton
P'u > Pu	diseño correcto	

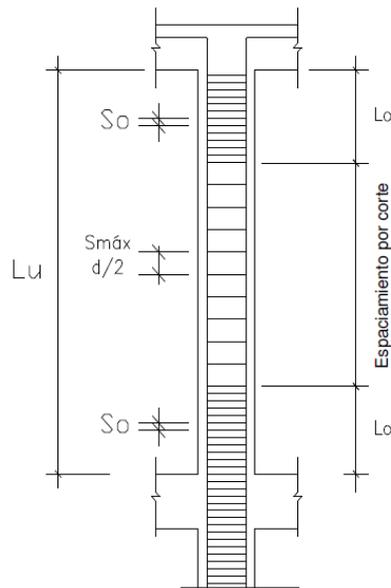
Fuente: elaboración propia.

- Refuerzo transversal

El refuerzo transversal deberá realizarse con base en lo estipulado anteriormente y a lo que establece el código ACI 318-08 en el apéndice A.8.2.2., en el cual recomienda que la longitud de confinamiento (L_o), sea el mayor de los siguientes valores:

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

Figura 35. **Sector confinado de una columna para proporcionarle ductilidad**



Fuente: elaboración propia, con programa de AUTOCAD.

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

$$S_o = \frac{4 * A_v}{L_n * \rho_s}$$

Donde:

S_o =espaciamiento por confinamiento

A_v =área de varilla

L_n =lado mayor sin recubrimiento

ρ_s =relación volumen del esfuerzo en espiral al volumen total del núcleo

Relación volumétrica ρ_s :

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

Donde:

A_g =área total de la sección, cm^2

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

Corte de columna

$$A_g = B * H$$

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

$$b = B - 2 * rec$$

$$h = H - 2 * rec$$

Datos:

$$L_u = 3,00 \text{ m}$$

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

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

$$\text{recubrimiento} = 0,05 \text{ m}$$

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

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

- Armado para confinamiento:

Se armará una longitud de confinamiento (L_o) a partir del rostro de la viga. La longitud de confinamiento será el valor mayor de las siguientes condiciones:

- $L/6$ de la altura libre de la columna
- El lado mayor de la columna
- 0,45 m o 18"

Cálculo de la longitud de confinamiento:

$$L_o = \begin{cases} \frac{300\text{cm}}{6} = 50\text{cm} \\ 50\text{cm}. \\ 18 \text{ pulgadas} = 45\text{cm} \end{cases} \quad \text{Se toma el mayor, } L_o = 50 \text{ cm}$$

Cálculo de A_g y A_{ch} :

$$b = 50 - 2 * 5 = 40 \text{ cm}$$

$$h = 50 - 2 * 5 = 40 \text{ cm}$$

$$A_g = 50 * 50 = 2500\text{cm}^2$$

$$A_{ch} = 40 * 40 = 1600\text{cm}^2$$

Cálculo de ρ_s :

$$\rho_s = 0,45 * \left(\frac{2500}{1600} - 1 \right) * \frac{280}{4200} = 0,0127$$

Cálculo de S_o :

$$A_v = 1,267 \text{ cm}^2 \text{ (varilla No. 4)}$$

$$L_n = L_o - 2 * \text{rec}$$

$$L_n = 50 - 2 * 5 = 40 \text{ cm}$$

$$S_o = \frac{4 * 1,267}{40 * 0,0127} = 10,04 \text{ cm}$$

Se toma el valor de 10 cm.

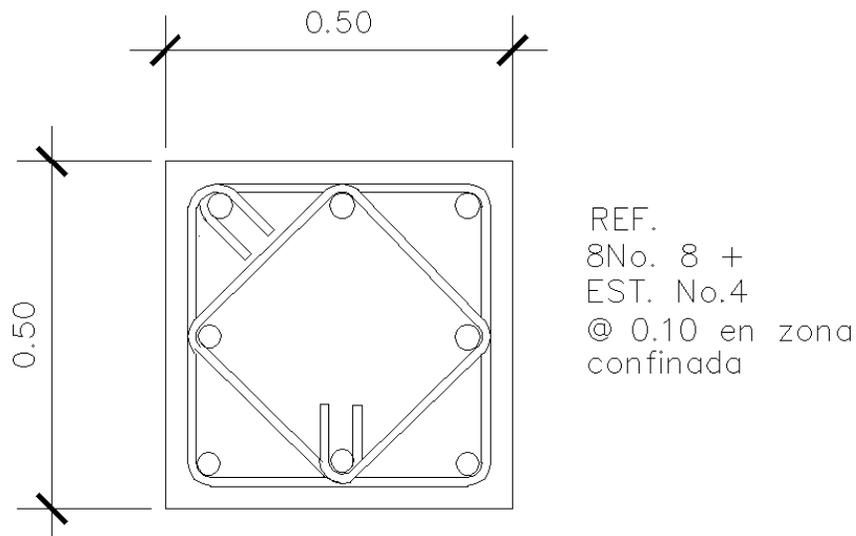
Cálculo de S_{\max} :

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{50 - 5}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

Se toma el valor de 20 centímetros.

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

Figura 36. **Armado final columna tercer nivel**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

3.7.4. **Diseño de nudos**

Una unión viga – columna (nudo), se define como la porción de la columna dentro de la altura de las vigas que se unen hasta ella. Los nudos deben diseñarse para resistir las fuerzas que las vigas y las columnas les transfieren incluyendo cargas axiales, flexión, torsión y cortante.

El comportamiento exitoso de un nudo depende principalmente del confinamiento lateral del nudo. Este confinamiento tiene dos beneficios:

- Aumenta la resistencia del núcleo de concreto y mejora la capacidad de deformación
- Evita el pandeo de las barras verticales en la columna

El esfuerzo para momento negativo se toma como $T = Asfy$ y la fuerza de compresión es $C = T$.

El momento de diseño aplicado en la cara del nudo es el correspondiente a estas fuerzas máximas:

$$M_u = Asfy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Varillas #8

$$T = Asfy = (8 * 5,067) * 4,20 = 170,25 \text{ Ton}$$

El momento en el nudo se calcula con base en la fuerza de tensión T , la altura efectiva de la viga es de 45 cm y con una altura de bloque equivalente:

$$a = \frac{As * fy}{0,85 * f'c * bw} = \frac{170,25}{0,85 * 280 * 40} = 17,88 \text{ cm}$$

Calculando momento de diseño:

$$M_u = 170,25 \left(55 - \frac{17,88}{2} \right) = 7\,841,72 \text{ Ton} - \text{cm} = 78\,417,15 \text{ kg} - \text{m}$$

Los cortantes en la columna correspondiente a este momento en el nudo se encuentran con base en el diagrama de cuerpo libre de la columna entre los puntos de inflexión supuestos a la mitad de la altura.

$$V_{col} = \frac{78,42}{5,00} = 15,68 \text{ Ton}$$

$$V_u = V_{u,col} - V_{col}$$

$$V_u = 25,52 - 15,68 = 9,84 \text{ Ton}$$

Calculando el ancho efectivo del nudo; donde b_b =ancho de viga, b_c =lado corto de columna y h =largo de columna.

$$b_f = \frac{b_b + b_c}{2} = \frac{35 + 50}{2} = 42,5 \text{ cm. no debe exceder } b_b + h = 35 + 50 = 85 \text{ cm.}$$

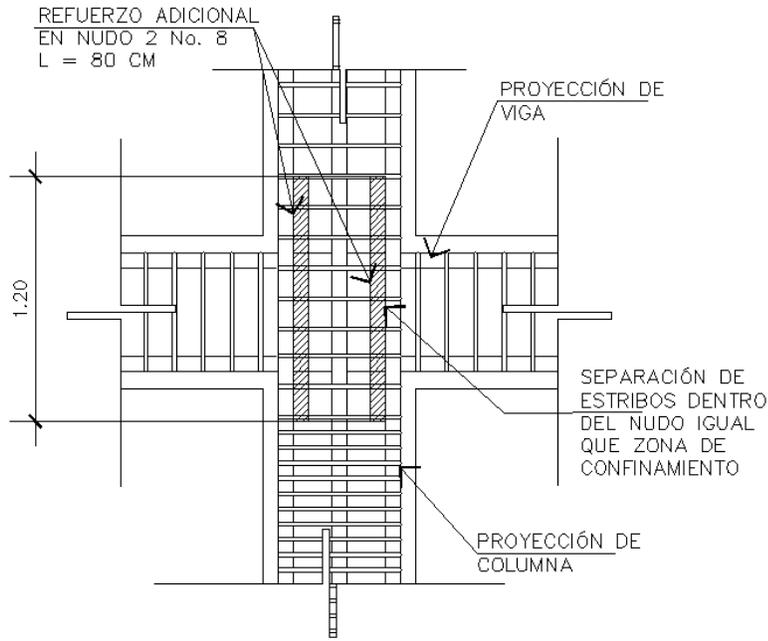
Entonces, la resistencia a cortante nominal y de diseño del nudo, son respectivamente:

$$V_n = \phi * \sqrt{f'_c} * b * h = \frac{0,85 * \sqrt{280} * 42,5 * 50}{1\ 000} = 28,45 \text{ Ton}$$

El cortante aplicado $V_u = 9,84 \text{ Ton}$, no excede la resistencia de diseño, de manera que el cortante es satisfactorio.

Las vigas de borde suministran el confinamiento necesario en la dirección. En dirección de la viga normal si es necesario proporcionar confinamiento por lo cual se colocarán estribos No.4 @ 0.10 m; también se reforzará de acero longitudinal de confinamiento: $L=2*H$, donde H = peralte de la viga.

Figura 37. Detalle de armado de nudo



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

3.7.5. Diseño de cimientos

Para el diseño de los cimientos de la estructura se obtuvieron cuatro tipos de zapatas en función de la ubicación de las mismas.

3.7.5.1. Diseño de zapatas tipo 1

En el diseño de la zapata se debe considerar la carga axial que soporta la misma, la cual es transmitida por la columna. Además se deben considerar los momentos que actúan sobre esta; dichos momentos se deben tomar de la parte inferior del primer nivel de la envolvente de momentos, para cada marco,

en el sentido correspondiente. La carga axial se determina con base en la siguiente fórmula:

$$P_u = P_{sup} + P_{pc_{sup}} * F_{cu} + A_t * C_{Utot} + P_{p_{vigas}} * F_{cu}$$

Donde:

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

$P_{pc_{sup}}$ = peso propio columnas superior

F_{cu} = factor de carga última

A_t = área tributaria

C_{Utot} = carga última total

$P_{p_{vigas}}$ = peso propio de vigas

- Diseño del área de la zapata

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

Para obtener las cargas de servicio (P'):

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

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

$$M_{tx} = \frac{M_{u_x}}{F_{cu}}$$

$$M_{ty} = \frac{M_{uy}}{F_{cu}}$$

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

$$A_z = \frac{\text{Factor} * P'}{V_s}$$

Donde:

$1 \leq \text{Factor} \leq 2$ (el factor es estimado de acuerdo a la experiencia)

A_z = área de la zapata

V_s = valor soporte del suelo

- Cálculo de la presión

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

$$P = P' + P_s + P_c + P_z$$

La carga del suelo (P_s) se determina con base a la siguiente fórmula:

$$P_s = A_z * h_s * \gamma_s$$

El peso propio de la columna (P_c):

$$P_c = A_{col} * H_{col} * \gamma_c$$

Donde:

H_{col} = altura de la columna

γ_c = peso específico del concreto

h_s = desplante de la zapata

- Chequeo de presión sobre el suelo

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

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

Siendo los valores extremos, los siguientes:

$$Q_{max} = \frac{P}{A_z} + \frac{Mt_x}{S_x} + \frac{Mt_y}{S_y} \leq V_s$$

$$Q_{min} = \frac{P}{A_z} - \frac{Mt_x}{S_x} - \frac{Mt_y}{S_y} > 0$$

Si se tiene una zapata cuadrada:

$$S_x = S_y = \frac{h^3}{6}$$

Si la zapata es rectangular:

$$S_x = \frac{bh^2}{6}, \quad S_y = \frac{hb^2}{6}$$

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

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

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

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

Donde:

Q_{dis} = presión última de diseño

F_{cu} = factor de carga última

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

- Diseño del espesor de la zapata

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

- Chequeo por corte simple

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

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

Donde:

d = peralte

ϕ = diámetro de la varilla

rec = recubrimiento

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

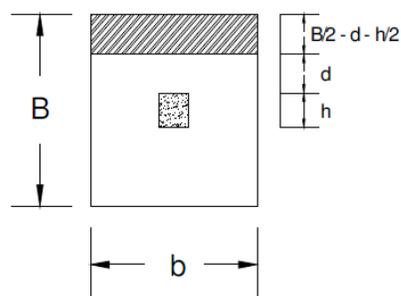
$$V_{ACT} = A_{sh} * Q_{udis}$$

Donde:

A_{sh} = área ashurada

Q_{udis} = carga ultima distribuida

Figura 38. **Área actuante por corte simple**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

El corte resistente (V_R) se determina mediante:

$$V_R = 0,85 * 0,33 * \sqrt{f'_c} * b * d/1000$$

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

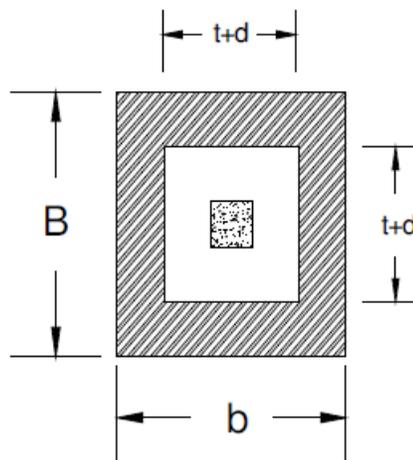
- Chequeo por corte punzonante

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

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

$$V_{ACT} = A_{sh} * Q_{udis}$$

Figura 39. **Área actuante por corte punzonante**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Corte punzonante resistente (VP_R):

$$VP_R = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_0 * d / 1000$$

Donde:

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

Si $VP_{ACT} > VP_R$, se debe aumentar el espesor de la zapata puesto que no resiste el punzonamiento.

- Diseño del refuerzo por flexión

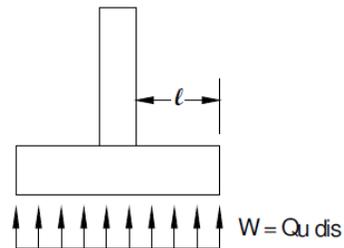
Para el cálculo del refuerzo por flexión, se calcula el momento último actuante en cada sentido para encontrar las áreas de acero de refuerzo necesarias.

$$Mu = \frac{Q_{udis} * l^2}{2}$$

Donde:

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

Figura 40. **Distribución de carga**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

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

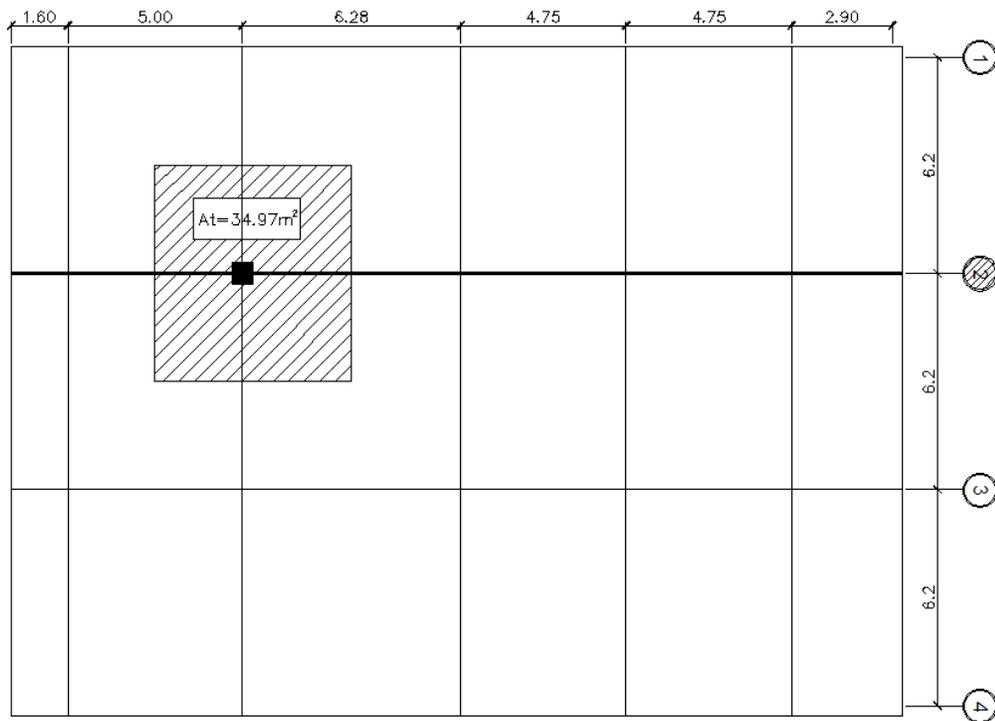
$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

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

- **Ejemplo general**

Para este caso, se diseñará la zapata K del marco 2, para la cual se cuentan con los datos que se obtienen de la envolvente de momentos finales.

Figura 41. **Ubicación de la zapata K en el marco 2**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Datos:

$$M_{u_x} = 26,08 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{u_y} = 27,92 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$V_s = 24,34 \text{ Ton/m}^2$$

$$\gamma_s = 1,87 \text{ Ton/m}^3$$

$$\gamma_c = 2,40 \text{ Ton/m}^3$$

$$F_{cu} = 1,526$$

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

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

$$\text{recubrimiento} = 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{sección de vigas} = 0,35\text{m} * 0,60\text{m}$$

sección de columnas = 0,50m * 0,50m

Hcol = 4,50 m

t_{ZAPATA} = 0,50 m

- Determinación de la carga axial:

Datos:

P_{sup} = 143 685,77 kg

Hcol_{sup} = 3,00 m

CM = 690 kg/m²

CV = 500 kg/m²

At = 34.97 cm²

$$P_u = P_{sup} + P_{pc_{sup}} * F_{cu} + A_t * C_{Utot} + P_{p_{vigas}} * F_{cu}$$

$$P_{pc_{sup}} = A_{col} * H_{col_{sup}} * \gamma_c$$

$$P_{pc_{sup}} = 0,50 * 0,50 * 5,00 * 2\ 400 = 1\ 800\ Kg$$

$$C_{utot} = 1,4CM + 1,7CV$$

$$C_{utot} = 1,4(690) + 1,7(500) = 1\ 816\ kg/m^2$$

$$C_t = CM + CV$$

$$C_t = 690 + 500 = 1\ 190\ kg/m^2$$

$$F_{cu} = \frac{C_{Utot}}{C_t} = 1,526$$

$$P_{p_{\text{vigas}}} = (0,35 * 0,6) * \left(\frac{5,7}{2} + \frac{5,7}{2} + \frac{5,78}{2} + \frac{5,78}{2} \right) * 2\,400 = 5\,785,92 \text{ Kg}$$

$$P_u = P_{\text{sup}} + P_{p_{\text{c}_{\text{sup}}}} * F_{\text{cu}} + A_t * C_{\text{Utot}} + P_{p_{\text{vigas}}} * F_{\text{cu}}$$

$$P_u = 143\,685,77 + 1\,800 * 1,526 + 34,97 * 1\,816 + 4\,132,80 * 1,526$$

$$P_u = 218\,767,78 \text{ kg}$$

$$P_u = 218,76 \text{ Ton}$$

Cargas y momentos de servicio:

$$P' = \frac{P_u}{F_{\text{cu}}} = \frac{218,76}{1,526} = 102,40 \text{ Ton}$$

$$M_{\text{tx}} = \frac{M_{u_x}}{F_{\text{cu}}} = \frac{26,08}{1,526} = 12,21 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{\text{ty}} = \frac{M_{u_y}}{F_{\text{cu}}} = \frac{27,92}{1,526} = 13,07 \text{ Ton} - \text{m}$$

Área de la zapata:

$$A_z = \frac{\text{Factor} * P'}{V_s} = \frac{1,5 * 102,40}{34,44} = 6,31 \text{ m}^2$$

Si se propone una zapata cuadrada con dimensiones de 2,52 metros, se observa que para esta estimación solo se considera la carga de trabajo y no la acción de momentos, basados en esto se proponen dimensiones de 2,80 metros con un área 7,84 metros cuadrados.

Cálculo de la presión sobre el suelo:

$$P = P' + P_s + P_c + P_z$$

P'	= 102,40 Ton
Pc = 0,50m * 0,50m * 5,00m * 2,40Ton/m ³	= 3,00 Ton
Ps = 7,84m ² * 1,00m * 1,87Ton/m ²	= 14,66 Ton
Pz = 7,84m ² * 0,60m * 2,40Ton/m ³	= 11,29 Ton
P	= 130,43 Ton

Chequeo de presión sobre el suelo:

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

$$S_x = S_y = \frac{h^3}{6} = \frac{(2,80)^3}{6} = 3,66$$

$$Q_{\max} = \frac{130,43}{7,56} + \frac{12,21}{3,66} + \frac{13,07}{3,66} = 23,66 \text{ Ton/m}^2 \leq Vs \Rightarrow Ok$$

$$Q_{\min} = \frac{130,43}{7,56} - \frac{12,21}{3,47} - \frac{13,07}{3,47}$$

$$Q_{\min} = 9,85 \text{ Ton/m}^2 > 0 \Rightarrow Ok$$

Presión última de diseño:

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

$$Q_{\text{dis}} = 1,526 * 23,54 = 37,45 \text{ Ton/m}^2$$

Chequeo por corte simple:

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

$$d = 60 - 7,5 - 1,27/2 = 51,51 \text{ cm}$$

$$V_{ACT} = Ash * Qudis$$

$$V_{ACT} = \left(\frac{2,80}{2} - 0,5151 - \frac{0,5}{2} \right) * 2,80 * 36,11 = 64,19 \text{ Ton}$$

$$V_R = 0,85 * 1,06 * \sqrt{f'_c} * b * d / 1000$$

$$V_R = 0,85 * 0,33 * \sqrt{280} * 275 * 51,51 / 1000 = 108,72 \text{ Ton}$$

Lo cual indica que el espesor de zapata asumido resiste el corte simple.

- Chequeo por corte punzonante:

$$V_{ACT} = Ash * Qudis$$

$$V_{ACT} = (2,80^2 - 1,02^2) * 36,11 = 245,87 \text{ Ton}$$

Corte punzonante resistente (V_{PR}):

$$b_0 = 4 * (t + d)$$

$$b_0 = 4 * (50 + 51,51) = 468,34 \text{ cm}$$

$$V_{PR} = 0,85 * 1,06 * \sqrt{f'_c} * b_0 * d / 1000$$

$$V_{PR} = 0,85 * 1,06 * \sqrt{280} * 468,34 * 51,51 / 1000 = 363,71 \text{ Ton}$$

Lo cual indica que el espesor de zapata asumido resiste el corte por punzonamiento.

- Diseño del refuerzo por flexión:

Sentido X-X

Diagrama de figura de cimentación

$$M_u = \frac{Q_{udis} * l^2}{2}$$

$$M_u = \frac{37,45 \text{Ton/m}^2 * (1,32\text{m})^2}{2} = 23,70 \text{ Ton} - \text{m/m}$$

Teniendo:

$$M_u = 23,70 \text{ Ton} - \text{m/m}.$$

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

$$d_{x-x} = 51,51\text{cm}.$$

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

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

Área de acero requerida:

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

$$A_s = \left(\frac{0,85 * 280}{4\,200} \right) * \left[100 * 51,51 - \sqrt{(100 * 51,51)^2 - \frac{23\,696,51 * 100}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_s = 12,63 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo:

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{4200} * 100 * 51,51 = 17,29 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento (s):

S está dada por:

$$S = \frac{A_v}{A_s}$$

$$S = \frac{2,85}{17,29} = 0,16 \text{ cm.}$$

Por lo cual se deberá colocar $A_s = 18.30 \text{ cm}^2$ con varillas No. 6 @ 0.15 m.

Sentido Y-Y

$$d_{Y-Y} = d_{X-X} - \frac{\phi_{X-X}}{2} - \frac{\phi_{Y-Y}}{2}$$

$$d_{Y-Y} = 51.51 - \frac{2,85}{2} - \frac{2,85}{2} = 48,66 \text{ cm.}$$

Teniendo:

$$M_u = 23,87 \text{ Ton} - \text{m/m}$$

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

$$d_{Y-Y} = 48,66 \text{ cm}$$

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

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

Área de acero requerida:

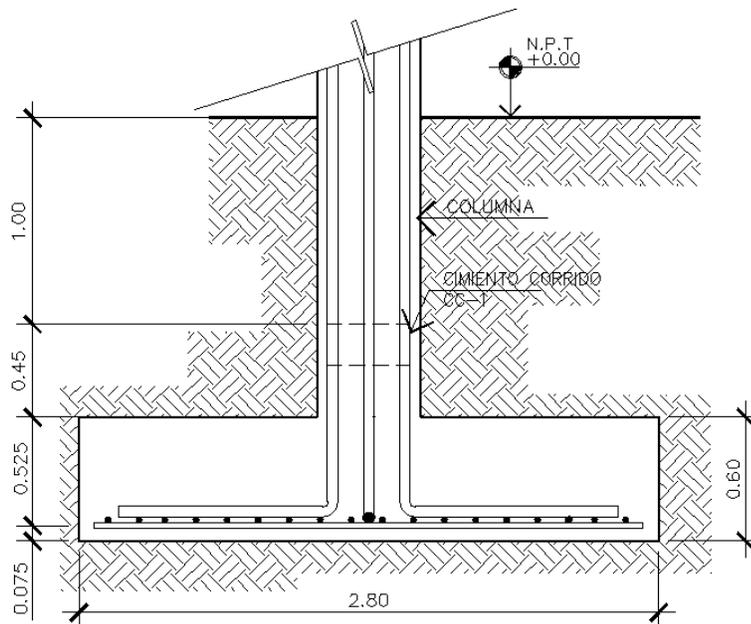
$$A_s = \left(\frac{0,85 * 280}{4\,200} \right) * \left[100 * 48,66 - \sqrt{(100 * 48,66)^2 - \frac{23\,876,44 * 100}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_s = 13,42 \text{ cm}^2$$

$$S = 0,15 \text{ cm.}$$

Por lo cual se deberá colocar $A_s = 17,29 \text{ cm}^2$ con varillas No. 6 @ 0.15 m.

Figura 42. Detalle de armado de zapata



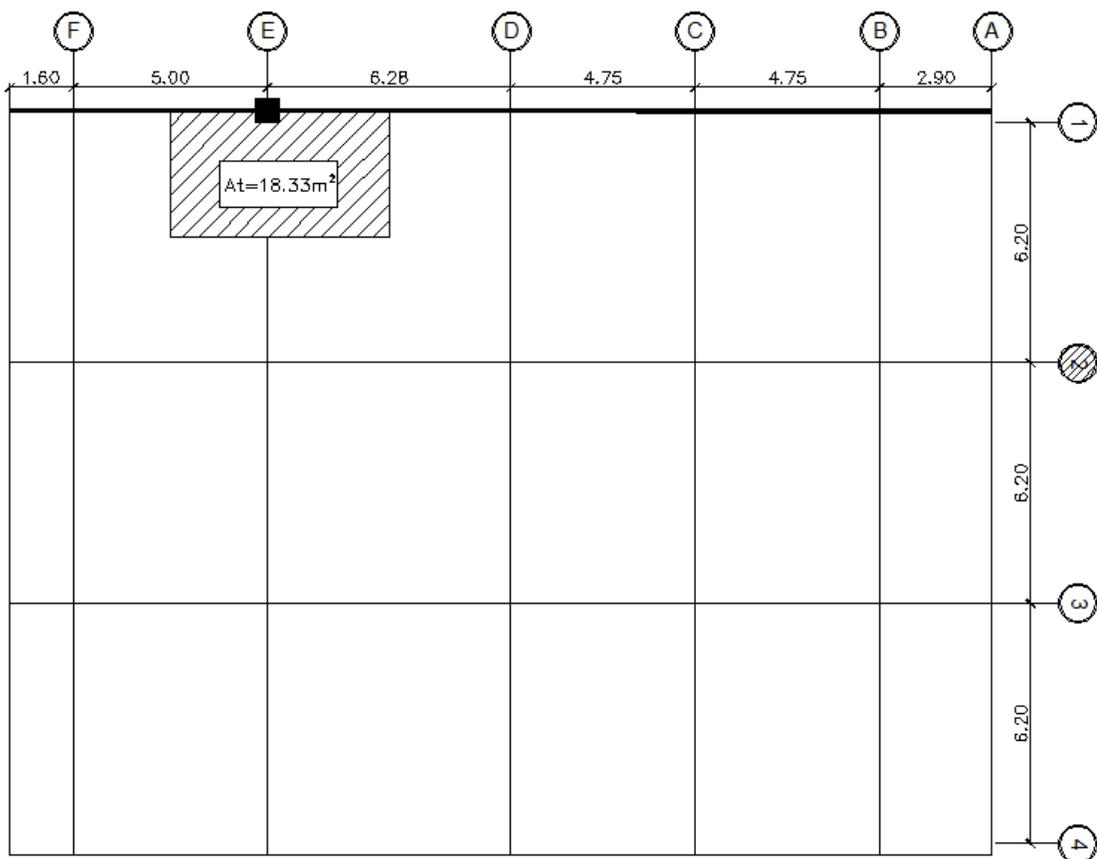
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

3.7.5.2. Diseño de zapatas tipo 2

Las zapatas excéntricas tienen la particularidad que las cargas que recaen sobre ellas lo hacen de forma descentrada, por lo que producen momentos de vuelco que habrá que contrarrestar.

La base puede ser cuadrada o rectangular o cuadrada según sea el caso el diseño de diamante es el que se usa en el diseño.

Figura 43. Ubicación de la zapata K en el marco 2



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Datos:

$$Mu_x = 23,01 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$Mu_y = 21,19 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$Vs = 3,84 \text{ Ton/m}^2$$

$$\gamma_s = 2,11 \text{ Ton/m}^3$$

$$\gamma_c = 2,40 \text{ Ton/m}^3$$

$$Fcu = 1,526$$

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

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

$$\text{recubrimiento} = 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{sección de vigas} = 0,35\text{m} * 0,60\text{m}$$

$$\text{sección de columnas} = 0,50\text{m} * 0,50\text{m}$$

Magnificación de cargas (Cu)

$$Cu = Pu * 1,05$$

$$Cu = 158,72 * 1,05 = 166,66 \text{ Ton.}$$

Predimensionamiento

$$A = \frac{Cu}{Vs}$$

$$A = \frac{166,66}{34,44} = 4,84 \text{ m}^2$$

$$L = \sqrt{A}$$

$$L = \sqrt{4,84} = 2,19 \text{ m}$$

En este caso se usaran dimensiones de 2,20 x 2,20 metros.

La carga centrada en la columna, se encuentra a una distancia e del centro

$$e = \frac{L}{2} - \frac{H_{col}}{2}$$

$$e = \frac{1,60}{2} - \frac{0,50}{2} = 0,55$$

Si se aplican dos fuerzas iguales a C_u y de sentido contrario, en el centro de gravedad de la base, ellas combinadas con P_u de la columna provocan esfuerzos, estos son:

Compresión Máxima (σ_c):

$$\sigma_c = \frac{C_u}{A} * \left(1 + \frac{6 * e}{L}\right)$$

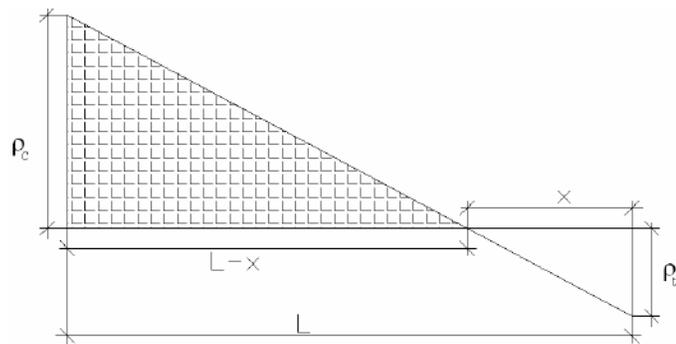
$$\sigma_c = \frac{166,66}{220 * 220} * \left(1 + \frac{6 * 55}{220}\right) = 11,42 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión Máxima (σ_t):

$$\sigma_t = \frac{C_u}{A} * \left(1 - \frac{6 * e}{L}\right)$$

$$\sigma_t = \frac{166,66}{220 * 220} * \left(1 - \frac{6 * 55}{220}\right) = -4,54 \text{ Kg/cm}^2$$

Figura 44. Esfuerzos en el terreno



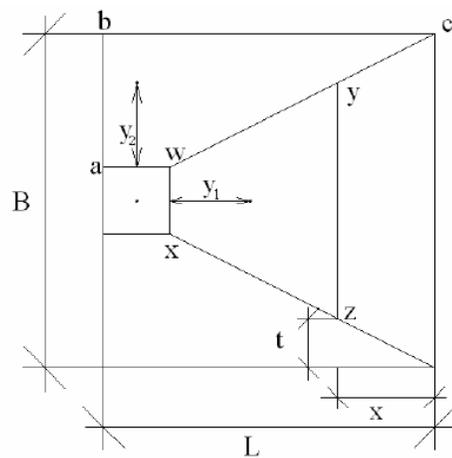
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

El punto donde cambia el esfuerzo de compresión al de tensión el cual se encuentra a una distancia x , para hallar este valor se aplica relación de triángulos.

$$\frac{\sigma_c}{L-x} = \frac{\sigma_t}{L}, \text{ despejando } x \text{ se tiene: } x = \frac{\sigma_t * L}{\sigma_t + \sigma_c}$$

$$x = \frac{4,54 * 2,20}{4,54 + 11,42} = 0,63\text{m.}$$

Figura 45. Zapata de lindero



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Para hallar la distancia t se utiliza la siguiente fórmula:

$$t = \frac{\frac{x * B}{2}}{L} = \frac{\frac{0,63 * 2,20}{2}}{2,20} = 0,31$$

Esfuerzo en el eje de inversión (σ_{eje}):

$$\sigma_{eje} = \frac{\sigma_c * \frac{L}{2} - x}{L - x}$$

$$\sigma_{eje} = \frac{11,42 * \frac{2,20}{2} - 0,63}{2,20 - 0,63} = 7,58 \text{ kg/cm}^2$$

Altura del diamante (h):

$$h = \tan(30^\circ) * (L - H_{col})$$

$$h = \tan(30^\circ) * (2,20 - 0,50) = 0,98$$

La resultante de los esfuerzos en el trapecio wxyz será:

$$P_1 = \sigma_{eje} \left[\frac{wx + yz}{2} \right] * h$$

$$P_1 = 7,58 \left[\frac{50 + 157,45}{2} \right] * 98 = 77\ 105,98 \text{ kg.}$$

Esta fuerza está aplicada al centro de gravedad del trapecio wxyz, cuya distancia a la sección wx es:

$$y_1 = \left(\frac{h}{3} \right) * \left[\frac{2 * yz + wx}{yz + wx} \right]$$

$$y_1 = \left(\frac{98}{3} \right) * \left[\frac{2 * 157,45 + 50}{157,45 + 50} \right] = 57,46 \text{ cm.}$$

Momento P1 con respecto a ab es:

$$M_1 = P_1 * y_1$$

$$M_1 = \frac{77\,105,98 * 57,46}{100} = 44\,305,08 \text{ kg} - \text{m}$$

Calcular esfuerzo medio de compresión:

$$\sigma_{MC} = \frac{\sigma_c}{2} \quad \sigma_{MC} = \frac{11,43}{2} = 5,71 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo medio esta repartido en la superficie awcd, cuya área es:

$$A = H_{col} \left(\frac{B - wx}{2} \right) + \left(\frac{(B - wx) + (B - yz)}{4} \right) * h$$

$$A = 50 \left(\frac{220 - 50}{2} \right) + \left(\frac{(220 - 50) + (220 - 157,45)}{4} \right) * 98 = 9\,947,45 \text{ cm}^2$$

Resultante P₂, aplicada al centro de gravedad de la superficie awcd es:

$$P_2 = A * \sigma_{MC} \quad P_2 = 9\,947,45 * 5,71 = 56\,830,34 \text{ kg.}$$

La distancia a la sección aw al centro de gravedad de la superficie awcd es:

$$y_2 = \left(\frac{ab}{3} \right) * \left[\frac{2 * bc + ax}{bc + ax} \right]$$

$$y_2 = \left(\frac{85}{3} \right) * \left[\frac{2 * 220 + 50}{220 + 50} \right] = 51,42 \text{ cm.}$$

Momento según la fuerza P₂ será:

$$M_2 = P_2 * y_2$$

$$M_2 = \frac{56\,830,34 * 51,42}{100} = 29\,222,02 \text{ kg} - \text{m}$$

Para el cálculo del acero de refuerzo se utiliza el mayor de los momentos de M1 y M2, en este caso es M1 = 44305.08 kg – m .

Área de acero requerida:

$$A_s = \left(\frac{0,85 * 280}{4\,200} \right) * \left[100 * 72,5 - \sqrt{(100 * 75)^2 - \frac{44\,305,08 * 100}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_s = 16,50 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo ($A_{s\min}$):

$$A_{s\min} = \frac{14,1}{4\,200} * 100 * 72,5 = 24,34 \text{ cm}^2$$

Se toma el mayor $A_{s\min} = 24.34 \text{ cm}^2$, con varillas No. 6

No de varillas a utilizar:

$$\text{Var} * \text{eje} = \frac{A_s}{\text{Areavarilla}}$$

$$\text{Var} * \text{eje} = \frac{24,34}{2,85} = 8,54 \text{ var.}$$

Espaciamiento entre varillas:

$$S = \frac{b - \text{rec}}{\text{Var} * \text{eje}}$$

$$S = \frac{100 - 7,5}{8} = 11,56 \text{ cm.}$$

Se tomara una separación de 10 centímetros.

Usar varillas No. 6 @ 0.10 m en ambos sentidos.

Para la base de la zapata con diamante, se calcula con la diferencia entre los momentos de análisis estructural y el mayor obtenido en el diamante.

$$M_x = 38\,377,94 - 29\,222,02 = 9\,155,92 \text{ T - m.}$$

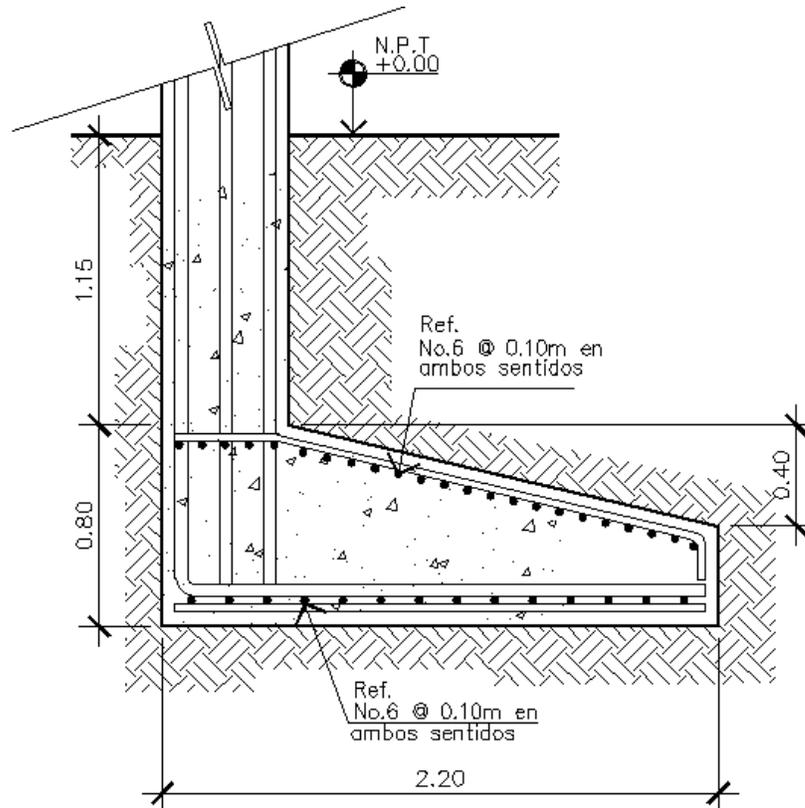
$$M_y = |28\,298,55 - 44\,305,08| = 16\,006,54 \text{ T - m.}$$

Tabla XLVII. **Datos base de zapata tipo 2**

Zapata	Datos	Corte (Ton)		Refuerzo
Tipo 2	A = 2,20 m.	Simple		Mux= 9,16
		Vax=	41,67	Asrec= 7,61
	B = 2,20 m.	Vay=	41,67	Asmin= 10,91
		Vrx=	44,50	No.6 @ 0.15 m
	Área = 4,84 m ² .	Vry=	44,50	Muy= 16,01
		Punzonante		Asrec= 7,61
	t = 0,40 m.	Va=	229,10	Asmin= 10,91
		Vr=	242,10	No.6 @ 0.15 m

Fuente: elaboración propia

Figura 46. **Detalle de zapata excéntrica**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

3.7.5.3. **Diseño de zapatas tipo 3**

Este tipo de zapata se coloca en caso que la distancia entre columnas sea pequeña o que estas se traslapen.

Zapata 1

$$M_{x1} = 29,90 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{y1} = 28,31 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$P_u = 184,21 \text{ Ton}$$

$$\gamma_s = 2,11 \text{ Ton/m}^3$$

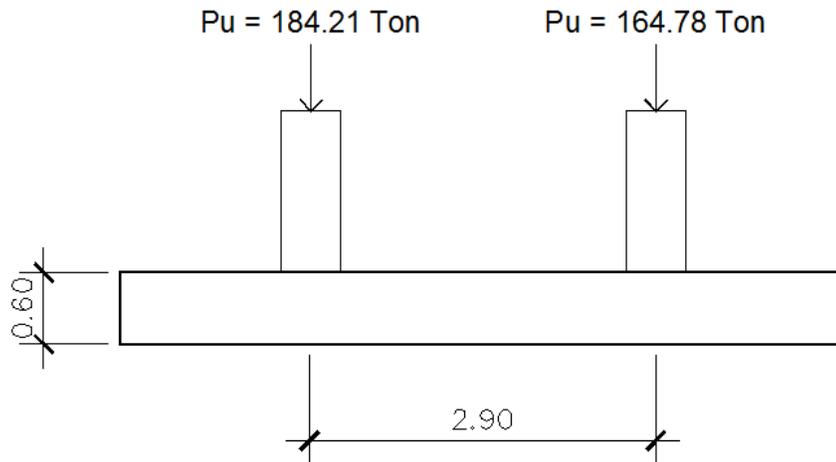
Zapata 2

$$M_{x2} = 31,39 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{y2} = 25,16 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$P_u = 164,78 \text{ Ton}$$

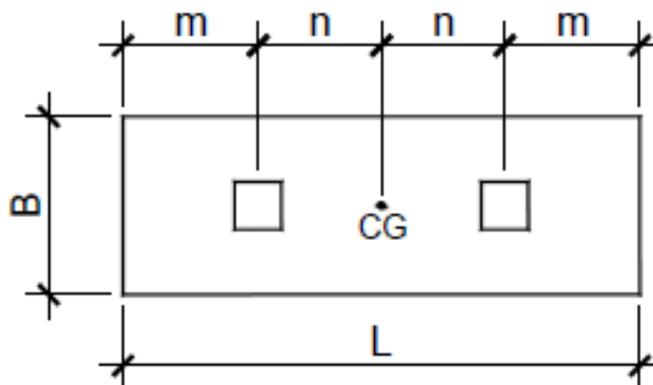
Figura 47. **Sección y fuerzas sobre zapata combinada, sentido X**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Haciendo el cimiento rectangular y con base en la distancia entre columnas, se tiene que:

Figura 48. **Planta de zapata combinada**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Para poder predimensionar el cimiento rectangular, se debe de tener en cuenta las siguientes restricciones:

$$L = 2(m + n)$$

$$B = \frac{R}{qL}$$

$$R = P't_1 + P't_2$$

$$q = Vs$$

- Cálculo de las cargas de trabajo

$$P't_1 = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{184,21}{1,53} = 120,71 \text{ Ton}$$

$$P't_2 = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{164,78}{1,53} = 107,98 \text{ Ton}$$

$$M_{tx_1} = \frac{M_{u_{x1}}}{F_{cu}} = \frac{29,90}{1,53} = 19,59 \text{ Ton}$$

$$M_{tx_2} = \frac{M_{u_{x2}}}{F_{cu}} = \frac{31,39}{1,53} = 20,57 \text{ Ton}$$

$$M_{ty_1} = \frac{M_{u_{y1}}}{F_{cu}} = \frac{28,31}{1,53} = 18,55 \text{ Ton}$$

$$M_{ty_2} = \frac{M_{u_{y2}}}{F_{cu}} = \frac{25,16}{1,53} = 16,48 \text{ Ton}$$

- Predimensionamiento del área de la zapata:

La longitud del cimiento, se escoge de tal manera que el centro de cargas coincida con el centro geométrico del cimiento.

Se asume $m = 1,40$ y $n = 1,45$ m

$$L = 2(1,40 + 1,45) = 5,70$$

$$B = \frac{120,71 + 107,98}{24,34 * 5,70} = 1,65 \text{ m}$$

Al observar el área no es suficiente para cubrir las presiones requeridas del suelo y de la estructura, por lo que se proponen las siguientes dimensiones para la zapata combinada.

$$Az = B * L = 2,80 * 5,70 = 15,96 \text{ m}^2$$

Presiones sobre el suelo

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

$$S_x = \frac{b * h^2}{6} = \frac{2,8 * 5,7^2}{6} = 15,16 \text{ m}^3$$

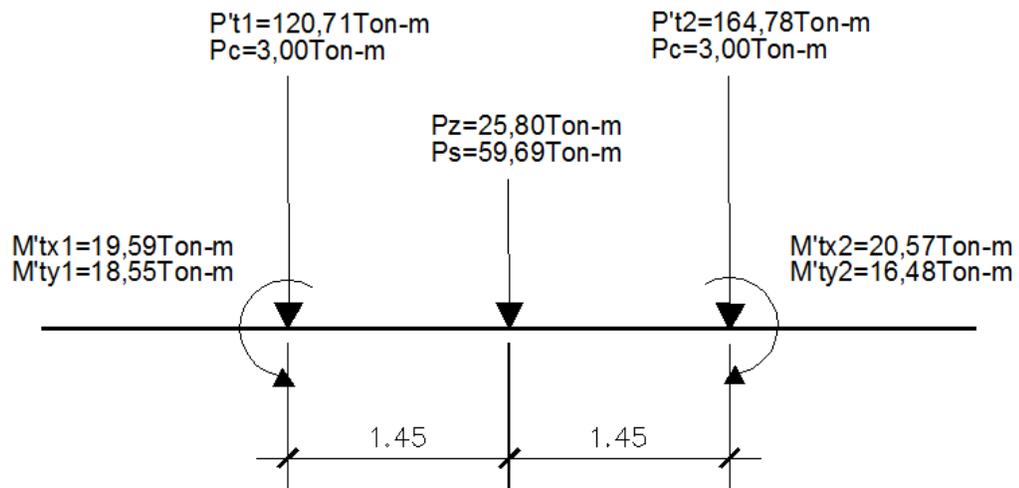
$$S_y = \frac{b * h^2}{6} = \frac{5,7 * 2,8^2}{6} = 7,45 \text{ m}^3$$

$$P = P't1 + P't2 + Ps + Pc + Pz$$

P't1	= 120,71 Ton
P't2	= 164,78 Ton
Pc = 0,50m * 0,50m * 5,00m * 2,40Ton/m ³	= 3,00 Ton
Ps = 15,96m ² * 2,00m * 1,87Ton/m ²	= 59,69 Ton
Pz = 15,96m ² * 0,60m * 2,40Ton/m ³	= 25,80 Ton
P	= 435,07 Ton

Para poder calcular el momento en el centro de gravedad, se toma como base el diagrama de cuerpo libre que se muestra en siguiente figura:

Figura 49. Diagrama de cuerpo libre para cemento combinado



Fuente: elaboración propia.

- Presiones máxima y mínima en el suelo:

$$Q = \frac{435,07}{14,75} + \frac{20,57}{15,16} + \frac{18,55}{7,44} = 24,04 \text{ Ton/m}^2 \leq V_s \Rightarrow \text{Ok}$$

$$Q = \frac{435,07}{14,75} - \frac{20,57}{15,16} - \frac{18,55}{7,44} = 15,50 \text{ Ton/m}^2 > 0 \Rightarrow \text{Ok}$$

Presión última de diseño

$$Q_{udis} = 1,53 * 24,04 = 36,68 \text{ Ton/m}^2$$

$$Q_{udis} = 1,53 * 15,50 = 22,23 \text{ Ton/m}^2$$

Se encuentra una expresión para cualquier distancia x, una presión dada por la relación de triángulos.

$$\frac{5,70}{36,68 - 23,63} = \frac{x}{q_{(dx)} - 22,63}$$

Despejando la ecuación si tiene entonces que:

$$q_{(dx)} = 2,28x + 23,66$$

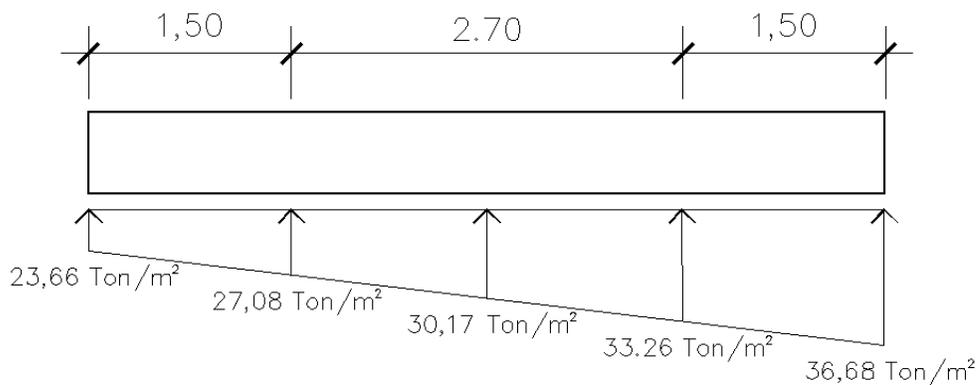
Para $x = 1,50$ m, $q_{d(1,50)} = 23,66$ Ton/m²

Para $x = 2,85$ m, $q_{d(2,85)} = 30,17$ Ton/m²

Para $x = 4,20$ m, $q_{d(4,20)} = 33,26$ Ton/m²

Para $x = 5,70$ m, $q_{d(5,70)} = 36,68$ Ton/m²

Figura 50. Presión última sobre el cimiento



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Las presiones últimas por metro lineal se obtienen de $W = B * q_{dis}$, donde $B = 2,80$ m.

Para $q_{disu} = 23,66$ Ton/m² tenemos $= 2,80 * 23,66 = 66,25$ Ton/m

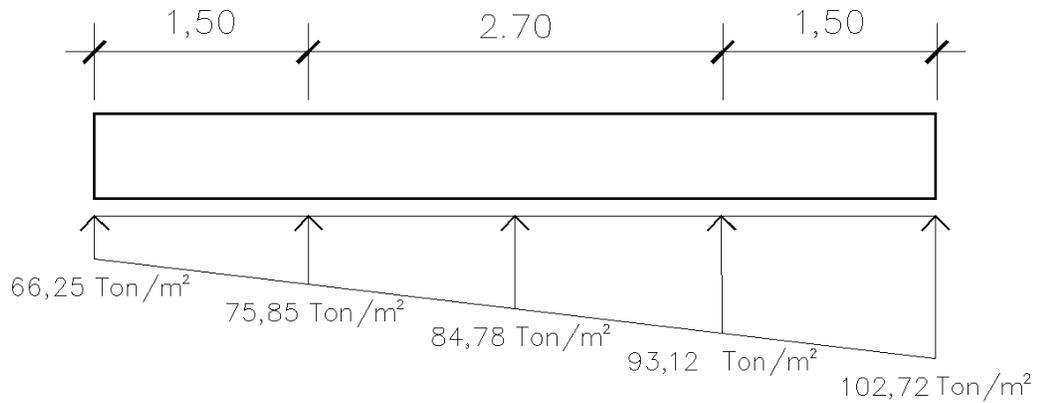
Para $q_{disu} = 27,08$ Ton/m² tenemos $= 2,80 * 27,08 = 75,85$ Ton/m

Para $q_{disu} = 30,17$ Ton/m² tenemos $= 2,80 * 30,17 = 84,78$ Ton/m

Para $q_{disu} = 33,26$ Ton/m² tenemos $= 2,80 * 33,26 = 93,12$ Ton/m

Para $q_{disu} = 36,68 \text{ Ton/m}^2$ tenemos $= 2,80 * 50,12 = 102,72 \text{ Ton/m}^2$

Figura 51. Presión última por metro lineal



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Encontrando una expresión por relación de triángulos, para cualquier distancia x una presión última por metro lineal, se obtiene lo siguiente:

$$\frac{5,70}{102,72 - 66,25} = \frac{x}{q_{(dx)} - 66,25}$$

Despejando la ecuación si tiene entonces que:

$$W_{(x)} = 6,40x + 66,25$$

Si se encuentra W para cuando $x_{cg} = 2,85 \text{ m}$

$$W_{(2,85)} = 6,40 * 2,85 + 66,25 = 84,49 \text{ Ton/m}^2$$

- Cálculo de diagramas de corte y momento

$$V_{ab} = \frac{(66,25 + 75,85) * 1,50}{2} = 106,58 \text{ Ton}$$

$$V_b = V_{ab} - P_u = 96,62 - 184,21 = -77,63 \text{ Ton}$$

$$V_{bc} = V_b + 75,85y + 6,40Y^2$$

Cuando $V_{bc} = 0$ entonces $y = 0,94 \text{ m}$

El valor de la presión última por metro lineal cuando, $V_{bc} = 0$ y $y = 0,94 \text{ m}$.

$$W_{(0,94)} = 6,40 * 0,94 + 66,25 = 72,26 \text{ Ton/m}^2$$

$$V_{cd} = \frac{(102,72 + 93,13) * 1,00}{2} = 97,92 \text{ Ton}$$

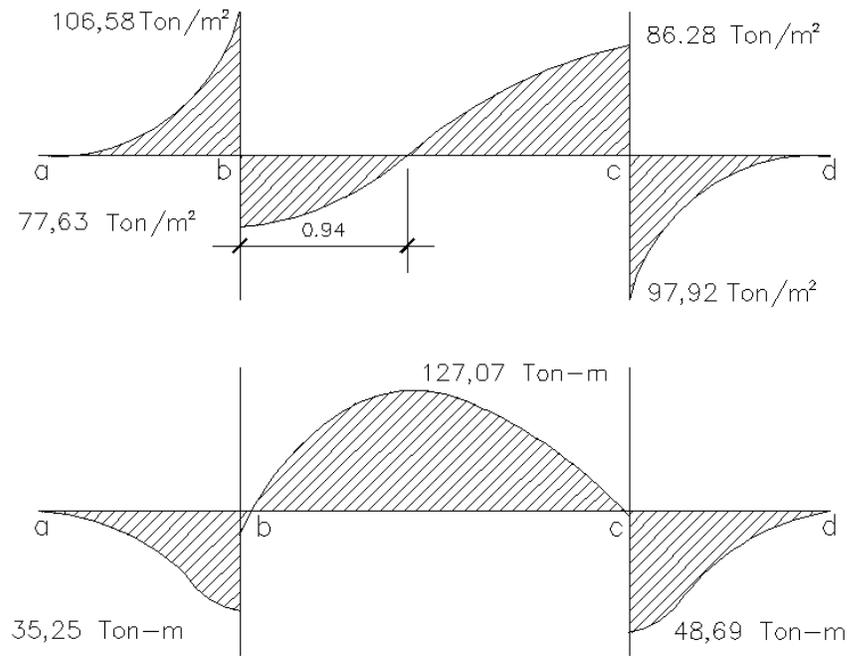
$$V_d = P_u - V_{ab} = 184,21 - 97,92 = 86,28 \text{ Ton}$$

$$M_{ab} = \frac{66,25 * 1^2}{2} + \frac{2}{3} * \frac{6,40 * 1^2}{3} = 35,26 \text{ Ton - m}$$

$$M_{\max_{bc}} = 19,59 + \frac{75,85 * 0,94^2}{2} + \left[\frac{1}{3} * \frac{11,82 * 0,94^2}{3} \right] + 77,63 * 0,94 = 127,07 \text{ Ton - m}$$

$$M_{cd} = \frac{93,13 * 1^2}{2} + \frac{6,40 * 1^2}{3} = 48,70 \text{ Ton - m}$$

Figura 52. Diagrama de corte y momento en zapata combinada



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

- Chequeo por corte simple o flexionante

Peralte efectivo de la zapata, asumiendo varilla No. 6; $\varnothing = 0,95$ centímetros y recubrimiento mínimo de 7,50 centímetros.

$$d = t - \text{rec} - \varnothing/2 = 60,00 - 7,50 - 0,95/2 = 52,02 \text{ cm}$$

- Corte resistente

$$V_R = 0,85 * 1,06 * \sqrt{f'_c} * b * d/1\ 000$$

$$V_R = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 280 * 52,02/1\ 000 = 109,80 \text{ Ton}$$

$$V_{\max} < V_R = 106,58 < 109,80 \text{ si cumple}$$

- Chequeo por corte punzonante

- Área punzonante

$$A_p = (b + d)^2 = (0,50 + 0,52)^2 = 1,04 \text{ m}^2$$

- Corte actuante

$$V_{\text{act}} = P_u - (q_{\text{dis}} * A_p)$$

$$V_{\text{act}} = 184,21 - (36,68 * 1,04) = 146,02 \text{ Ton}$$

- Corte resistente

$$\beta_o = 4 * (b + d) = 4(0,60 + 0,52) = 4,48 \text{ m}$$

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

$$V_{P_R} = 0.85 * 1.06 * \sqrt{280} * 448,00 * 52,02 / 1000 = 351.46 \text{ Ton}$$

Lo cual indica que el espesor de zapata asumido resiste el corte por punzonamiento.

- Diseño del refuerzo por flexión

$$A_{S_{\min}} = \frac{14.1}{4200} * 100 * 52,02 = 17,47 \text{ cm}^2$$

- Refuerzo mínimo en el ancho 2,80 m

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{4200} * 280 * 52,02 = 48,90 \text{ cm}^2$$

- Momento resistente

El momento resistente con franja unitaria $B = 2,80 \text{ m}$ y $A_s = 17,46 \text{ cm}^2$ es:

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

$$M_r = \frac{0,9 * \left[4200 * 48,90 * \left(52,02 - \frac{48,90 * 4200}{1,7 * 280 * 280} \right) \right]}{100 * 1000} = 95,15 \text{ Ton} - \text{m}$$

El momento $M_r > M_{uact}$ si resiste.

$$A_{s_{\text{temp}}} = 0,002 * b * t = 0,002 * 280 * 52,02 = 29,13 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del espaciamiento requerido en la cama inferior:

$$48,90 \text{ cm}^2 \text{ --- } 280 \text{ cm}$$

$$2,85 \text{ cm}^2 \text{ --- } S$$

donde $S = 16,32 \text{ cm}$

Se utilizarán varillas No. 6 a cada 0,15 metros.

- Cálculo del espaciamiento requerido en la cama superior:

$$27,05 \text{ cm}^2 \text{ --- --- --- --- --- } 260 \text{ cm}$$

$$2,85 \text{ cm}^2 \text{ --- --- --- --- --- } S$$

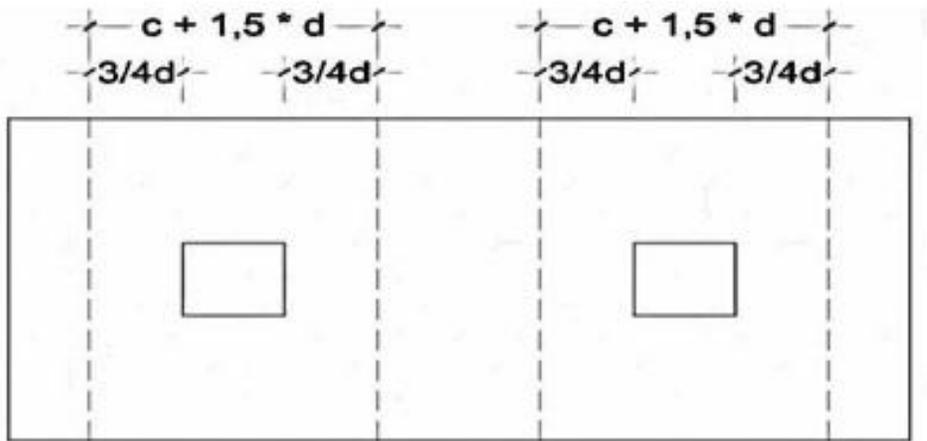
donde $S = 27,39 \text{ cm}$

Se utilizarán varillas No. 6 a cada 0,25 metros.

- Cálculo de vigas transversales

Tomando un ancho de viga b_{viga} de $(c + 1,50 * d)$ se chequea bajo la columna crítica, para este caso es la columna 1, considerando que la viga será igual para las dos columnas.

Figura 53. **Planta de vigas transversales en zapata combinada**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Cálculo del peralte efectivo d_y , asumiendo \emptyset_x y \emptyset_y No.6

$$d_{y-y} = d - \frac{\phi_{x-x}}{2} - \frac{\phi_{y-y}}{2}$$

$$d_{y-y} = 52,02 - \frac{0,95}{2} - \frac{0,95}{2} = 51,07 \text{ cm}$$

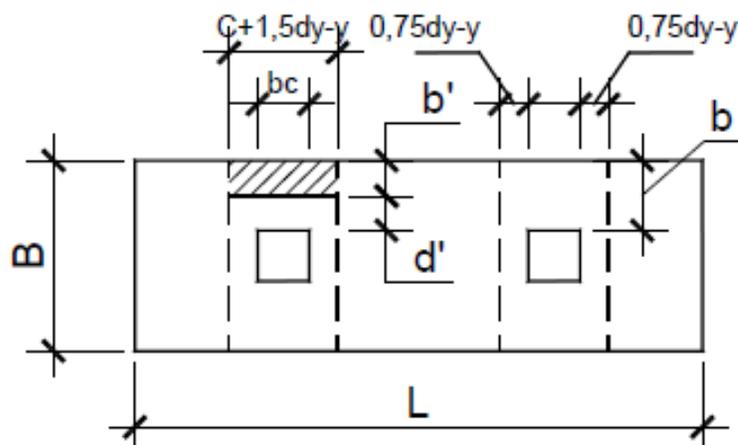
$$b_{\text{viga}} = c + 1,50 * d = 50,00 + 1,50 * 51,07 = 126,60 \text{ cm}$$

La viga transversal se diseñará con la presión uniforme causada por la carga puntual de la columna $P_u = 174,21 \text{ Ton}$.

$$Q_{\text{dis}} = \frac{P_u}{B * (c + 1,5 * d)} = \frac{184,21}{2,60 * 1,26} = 51,96 \text{ Ton/m}^2$$

- Chequeo por corte simple en viga transversal

Figura 54. **Corte simple en viga transversal de zapata combinada**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

- Corte actuante

$$b' = \frac{B}{2} - \frac{bc}{2} - d'$$

$$b' = \frac{280}{2} - \frac{50}{2} - 51,07 = 63,93 \text{ cm}$$

$$V_{ACT} = q_{dis} * b' * (c + 1,5d_{y-y}) = 51,96 * 0,63 * 1,26 = 42,06 \text{ Ton}$$

- Corte resistente

$$V_R = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * (c + 1,5 * d_{y-y}) * d' / 1000$$

$$V_R = \frac{0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * (c + 1,5 * 126,61) * 51,07}{1000} = 48,74 \text{ Ton}$$

$$V_{ACT} < V_R = 42,06 < 48,74 \text{ si cumple}$$

- Diseño a flexión de la viga transversal

$$M_u = \frac{Q_{dis} * b^2}{2} = \frac{51,96 * 1,25^2}{2} = 32,47 \text{ Ton - m}$$

$$A_s = \left(\frac{0,85 * 280}{4 * 200} \right) * \left[126,61 * 52,02 - \sqrt{(126,61 * 52,02)^2 - \frac{32 * 477,13 * 126,61}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_s = 16,89 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del espaciamiento requerido en la cama superior:

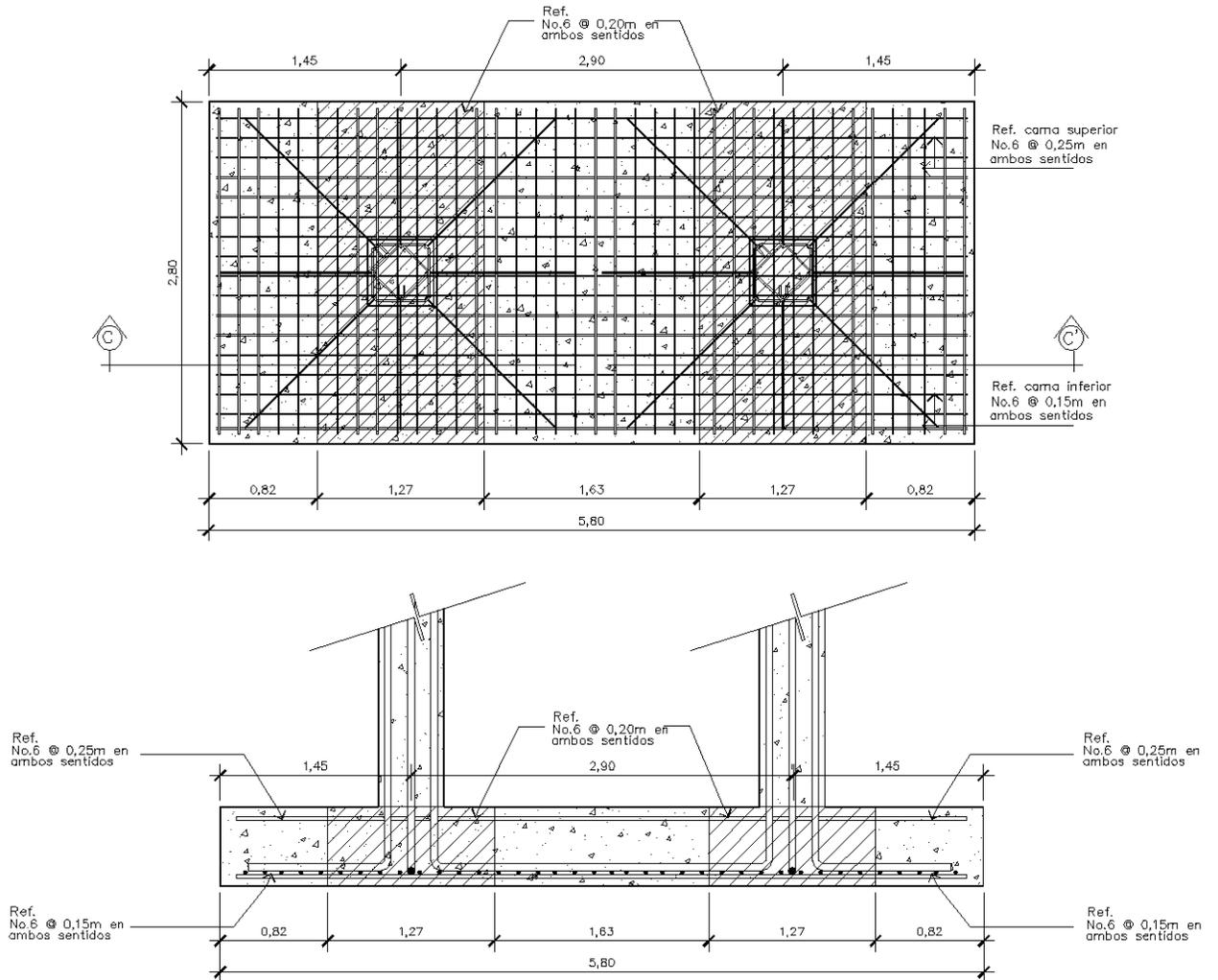
$$16,89 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 126,61 \text{ cm}$$

$$2,85 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S$$

$$\text{Donde } S = 21,35 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas No. 6 a cada 0,20 metros

Figura 55. **Detalle de armado zapata combinada**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

3.7.5.4. Diseño de zapatas tipo 4

Este tipo de zapata, al igual que la zapata combinada anterior se coloca en caso que la distancia entre columnas sea pequeña o que estas se traslapen con la diferencia que en este caso la zapata combinada es excéntrica.

Zapata 1

$$M_{x1} = 16,97 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{y1} = 25,50 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$P_u = 169,72 \text{ Ton}$$

$$\gamma_s = 1,87 \text{ Ton/m}^3$$

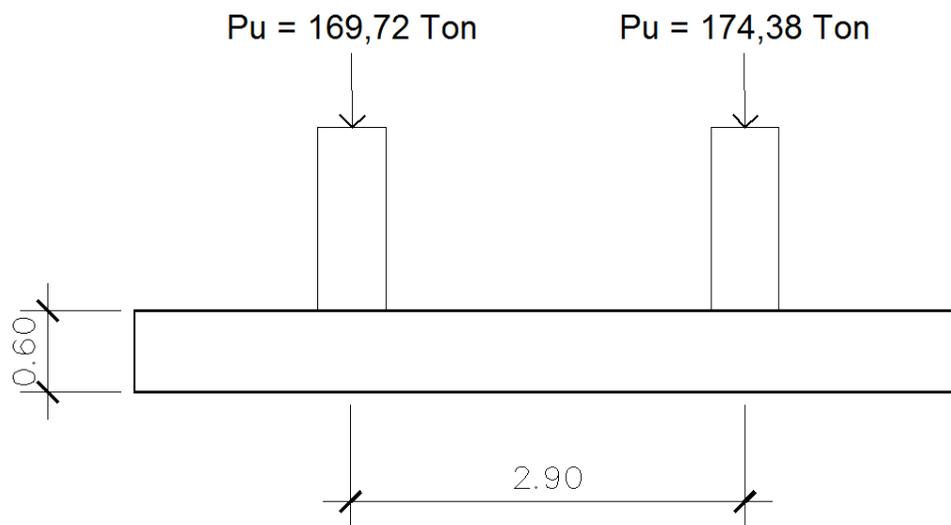
Zapata 2

$$M_{x2} = 18,38 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{y2} = 20,49 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$P_u = 174,38 \text{ Ton}$$

Figura 56. **Sección y fuerzas sobre zapata combinada excéntrica, sentido X**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

- Cálculo de las cargas de trabajo

$$P't_1 = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{169,72}{1,53} = 111,21 \text{ Ton}$$

$$P't_2 = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{174,38}{1,53} = 114,28 \text{ Ton}$$

$$M_{tx_1} = \frac{M_{u_{x1}}}{F_{cu}} = \frac{16,97}{1,53} = 11,12 \text{ Ton}$$

$$M_{tx_2} = \frac{M_{u_{x2}}}{F_{cu}} = \frac{18,38}{1,53} = 12,05 \text{ Ton}$$

$$M_{ty_1} = \frac{M_{u_{y1}}}{F_{cu}} = \frac{25,50}{1,53} = 16,71 \text{ Ton}$$

$$M_{ty_2} = \frac{M_{u_{y2}}}{F_{cu}} = \frac{20,49}{1,53} = 13,42 \text{ Ton}$$

- Predimensionamiento del área de la zapata:

Se escogen las mismas dimensiones del cimiento anterior ya que el área trabajada cumple los criterios de la zapata actual.

$$A_z = B * L = 2,80 * 5,70 = 15,96 \text{ m}^2$$

Presiones sobre el suelo

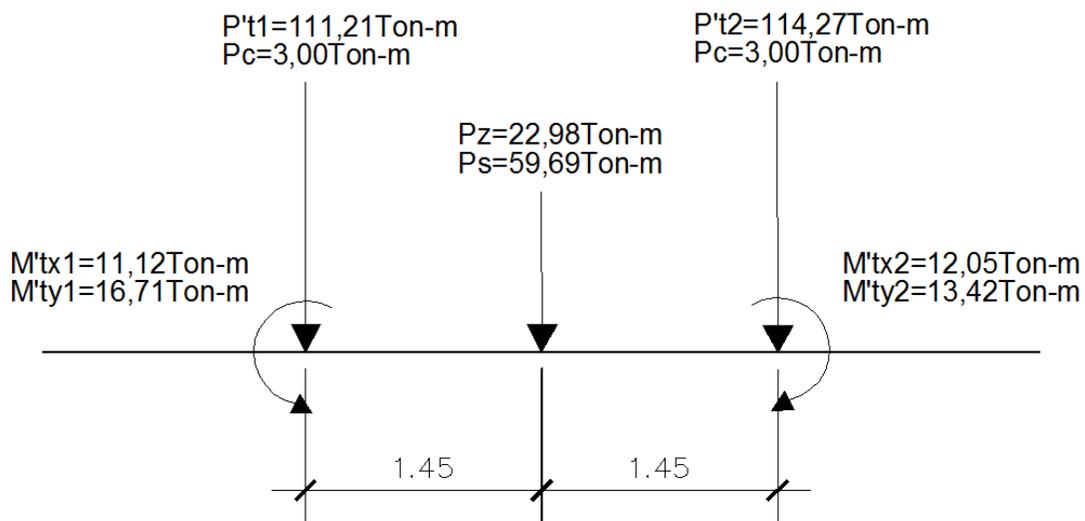
$$S_x = \frac{2,8 * 5,7^2}{6} = 15,16 \text{ m}^3$$

$$S_y = \frac{5,7 * 2,8^2}{6} = 7,45 \text{ m}^3$$

$P't_1$	= 111,21 Ton
$P't_2$	= 114,27 Ton
$P_c = 0,50m * 0,50m * 5,00m * 2,40\text{Ton}/m^3$	= 3,00 Ton
$P_s = 15,96m^2 * 2,00m * 1,87\text{Ton}/m^2$	= 59,69 Ton
$P_z = 15,96m^2 * 0,60m * 2,40\text{Ton}/m^3$	= 22,98 Ton
P	<u>= 422,37 Ton</u>

Para poder calcular el momento en el centro de gravedad, se toma como base el diagrama de cuerpo libre que se muestra en siguiente figura:

Figura 57. **Diagrama de cuerpo libre para cemento combinado**



Fuente: elaboración propia.

- Presiones máxima y mínima en el suelo:

$$Q = \frac{422,37}{14,75} + \frac{13,42}{15,16} + \frac{16,71}{7,44} = 23,49 \text{ Ton}/m^2 \leq V_s \Rightarrow Ok$$

$$Q = \frac{422,37}{14,75} - \frac{13,42}{15,16} - \frac{16,71}{7,44} = 18,68 \text{ Ton/m}^2 > 0 \Rightarrow 0k$$

Presión última de diseño

$$Q_{udis} = 1,53 * 23,49 = 35,84 \text{ Ton/m}^2$$

$$Q_{udis} = 1,53 * 18,68 = 28,51 \text{ Ton/m}^2$$

Se encuentra una expresión para cualquier distancia x, una presión dada por la relación de triángulos.

$$\frac{5,70}{35,84 - 28,51} = \frac{x}{q_{(dx)} - 28,51}$$

Despejando la ecuación si tiene entonces que:

$$q_{(dx)} = 1,28x + 28,51$$

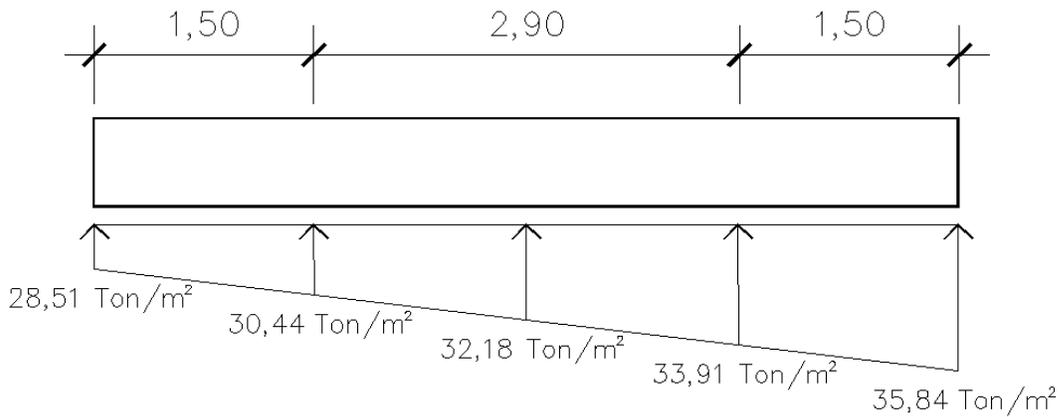
$$\text{Para } x = 1,50 \text{ m, } q_{d(1,50)} = 30,44 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Para } x = 2,85 \text{ m, } q_{d(2,85)} = 32,18 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Para } x = 4,20 \text{ m, } q_{d(4,20)} = 33,91 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Para } x = 5,70 \text{ m, } q_{d(5,70)} = 35,84 \text{ Ton/m}^2$$

Figura 58. **Presión última sobre el cimiento**

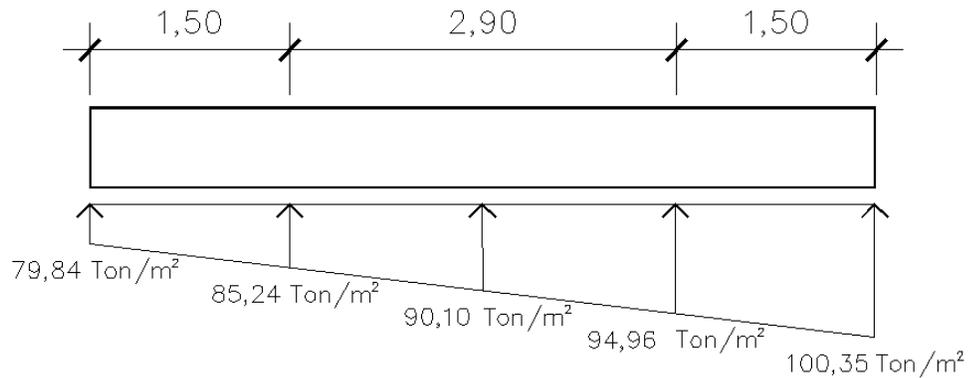


Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Las presiones últimas por metro lineal se obtienen de $W = B * q_{dis}$, donde $B = 2,80$ m.

Para $q_{disu} = 28,51$ Ton/m ²	tenemos= $2,80 * 28,51 = 79,84$ Ton/m ²
Para $q_{disu} = 30,44$ Ton/m ²	tenemos= $2,80 * 30,44 = 85,24$ Ton/m ²
Para $q_{disu} = 32,18$ Ton/m ²	tenemos= $2,80 * 32,18 = 90,10$ Ton/m ²
Para $q_{disu} = 33,91$ Ton/m ²	tenemos= $2,80 * 33,91 = 94,96$ Ton/m ²
Para $q_{disu} = 35,84$ Ton/m ²	tenemos= $2,80 * 35,84 = 100,35$ Ton/m ²

Figura 59. Presión última por metro lineal



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Encontrando una expresión por relación de triángulos, para cualquier distancia x una presión última por metro lineal, se obtiene lo siguiente:

$$\frac{5,70}{100,35 - 79,84} = \frac{x}{q_{(dx)} - 79,84}$$

Despejando la ecuación si tiene entonces que:

$$W_{(x)} = 3,60x + 79,84$$

Si se encuentra W para cuando $x_{cg} = 2,85$ m

$$W_{(2,85)} = 3,60 * 2,85 + 79,84 = 90,10 \text{ Ton/m}^2$$

- Cálculo de diagramas de corte y momento

$$V_{ab} = \frac{(79,84 + 85,24) * 1,50}{2} = 123,81 \text{ Ton}$$

$$V_b = V_{ab} - P_u = 123,81 - 169,72 = -45,91 \text{ Ton}$$

$$V_{bc} = V_b + 85,24y + 3,60Y^2$$

Cuando $V_{bc} = 0$ entonces $y = 0,53 \text{ m}$

El valor de la presión última por metro lineal cuando, $V_{bc} = 0$ y $y = 0,53 \text{ m}$.

$$W_{(0,94)} = 3,60 * 0,53 + 79,84 = 81,75 \text{ Ton/m}^2$$

$$V_{cd} = \frac{(100,35 + 94,96) * 1,00}{2} = 97,65 \text{ Ton}$$

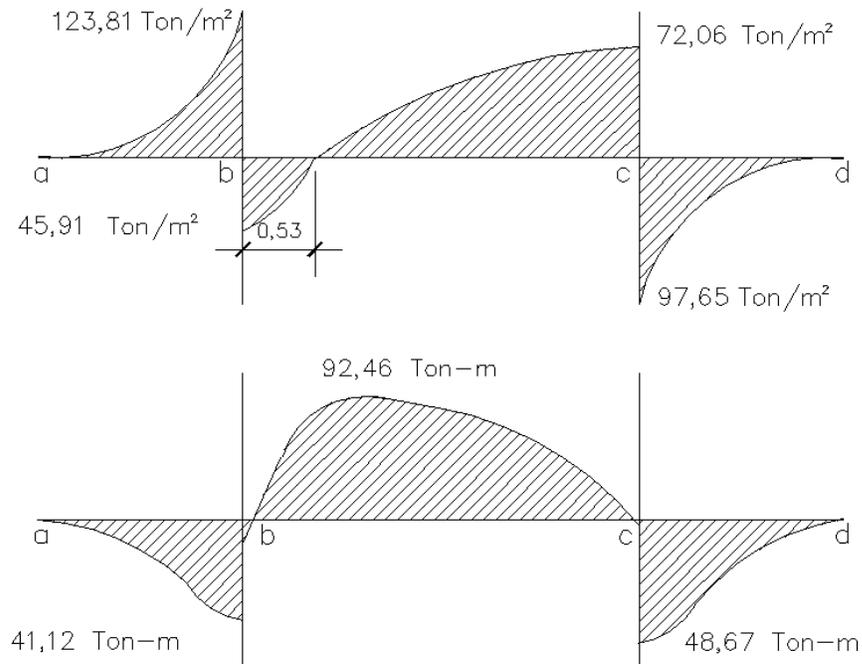
$$V_d = P_u - V_{cd} = 169,72 - 97,65 = 72,06 \text{ Ton}$$

$$M_{ab} = \frac{79,84 * 1^2}{2} + \frac{2}{3} * \frac{3,60 * 1^2}{3} = 41,12 \text{ Ton - m}$$

$$M_{\max_{bc}} = 11,12 + \frac{85,24 * 0,53^2}{2} + \left[\frac{1}{3} * \frac{3,60 * 0,53^2}{3} \right] + 45,91 * 0,53 = 92,46 \text{ Ton - m}$$

$$M_{cd} = \frac{94,96 * 1^2}{2} + \frac{3,60 * 1^2}{3} = 48,68 \text{ Ton - m}$$

Figura 60. Diagrama de corte y momento en zapata combinada



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

- Chequeo por corte simple o flexionante

Peralte efectivo de la zapata, asumiendo varilla No. 6; $\varnothing = 0,95$ centímetros y recubrimiento mínimo de 7,50 centímetros.

$$d = t - \text{rec} - \varnothing/2 = 60,00 - 7,50 - 0,95/2 = 52,02 \text{ cm}$$

- Corte resistente

$$V_R = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b * d/1000$$

$$V_R = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 280 * 52,02 / 1\ 000 = 109,80 \text{ Ton}$$

$$V_{\max} < V_R = 45,91 < 109,80 \text{ si cumple}$$

- Chequeo por corte punzonante

- Corte actuante

$$V_{\text{act}} = 169,72 - (35,84 * 1,04) = 132,41 \text{ Ton}$$

- Corte resistente

$$\beta_0 = 4(0,60 + 0,52) = 4,48 \text{ m}$$

$$V_{P_R} = 0,85 * 1,06 * \sqrt{280} * 448,00 * 52,02 / 1\ 000 = 351,46 \text{ Ton}$$

Lo cual indica que el espesor de zapata asumido resiste el corte por punzonamiento.

- Diseño del refuerzo por flexión

$$A_{S_{\min}} = \frac{14,1}{4\ 200} * 100 * 52,02 = 17,47 \text{ cm}^2$$

- Refuerzo minimo en el ancho 2,80 m

$$A_{S_{\min}} = \frac{14,1}{4\ 200} * 280 * 52,02 = 48,90 \text{ cm}^2$$

- Momento resistente

El momento resistente con franja unitaria $B = 2,80$ m y $A_s = 17,46$ cm² es:

$$M_r = \frac{0,9 * \left[4 * 200 * 48,90 * \left(52,02 - \frac{48,90 * 4200}{1,7 * 280 * 280} \right) \right]}{100 * 1000} = 95,15 \text{ Ton} - \text{m}$$

El momento $M_r > M_{uact}$ si resiste.

$$A_{s_{temp}} = 0,002 * b * t = 0,002 * 280 * 52,02 = 29,13 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del espaciamiento requerido en la cama inferior:

$$\begin{aligned} 48,90 \text{ cm}^2 & \text{-----} 280 \text{ cm} \\ 2,85 \text{ cm}^2 & \text{-----} S \end{aligned}$$

Donde $S = 16,32$ cm

Se utilizarán varillas No. 6 a cada 0,15 metros.

- Cálculo del espaciamiento requerido en la cama superior:

$$\begin{aligned} 27,05 \text{ cm}^2 & \text{-----} 260 \text{ cm} \\ 2,85 \text{ cm}^2 & \text{-----} S \end{aligned}$$

Donde $S = 27,39$ cm

Se utilizarán varillas No. 6 a cada 0,25 metros.

- Cálculo de vigas transversales

Cálculo del peralte efectivo d_{y-y} , asumiendo $\emptyset x$ y $\emptyset y$ No.6

$$d_{y-y} = 52,02 - \frac{0,95}{2} - \frac{0,95}{2} = 51,07 \text{ cm}$$

$$b_{\text{viga}} = c + 1,50 * d = 50,00 + 1,50 * 51,07 = 126,60 \text{ cm}$$

La viga transversal se diseñará con la presión uniforme causada por la carga puntual de la columna $P_u = 174,38 \text{ Ton}$.

$$Q_{\text{dis}} = \frac{P_u}{B * (c + 1,5 * d)} = \frac{174,38}{2,80 * 1,26} = 49,19 \text{ Ton/m}^2$$

- Chequeo por corte simple en viga transversal
 - Corte actuante

$$b' = \frac{280}{2} - \frac{50}{2} - 51,07 = 63,93 \text{ cm}$$

$$V_{\text{ACT}} = q_{\text{dis}} * b' * (c + 1,5d_{y-y}) = 49,19 * 0,63 * 1,26 = 39,81 \text{ Ton}$$

- Corte resistente

$$V_R = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * (c + 1,5 * d_{y-y}) * d' / 1000$$

$$V_R = \frac{0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * (c + 1,5 * 126,61) * 51,07}{1000} = 48,74 \text{ Ton}$$

$$V_{ACT} < V_R = 39,81 < 48,74 \text{ si cumple}$$

- Diseño a flexión de la viga transversal

$$M_u = \frac{49,19 * 1,25^2}{2} = 30,74 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$A_s = \left(\frac{0,85 * 280}{4 * 200} \right) * \left[126,61 * 52,02 - \sqrt{(126,61 * 52,02)^2 - \frac{30 * 744,89 * 126,61}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_s = 15,98 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del espaciamiento requerido en la cama superior:

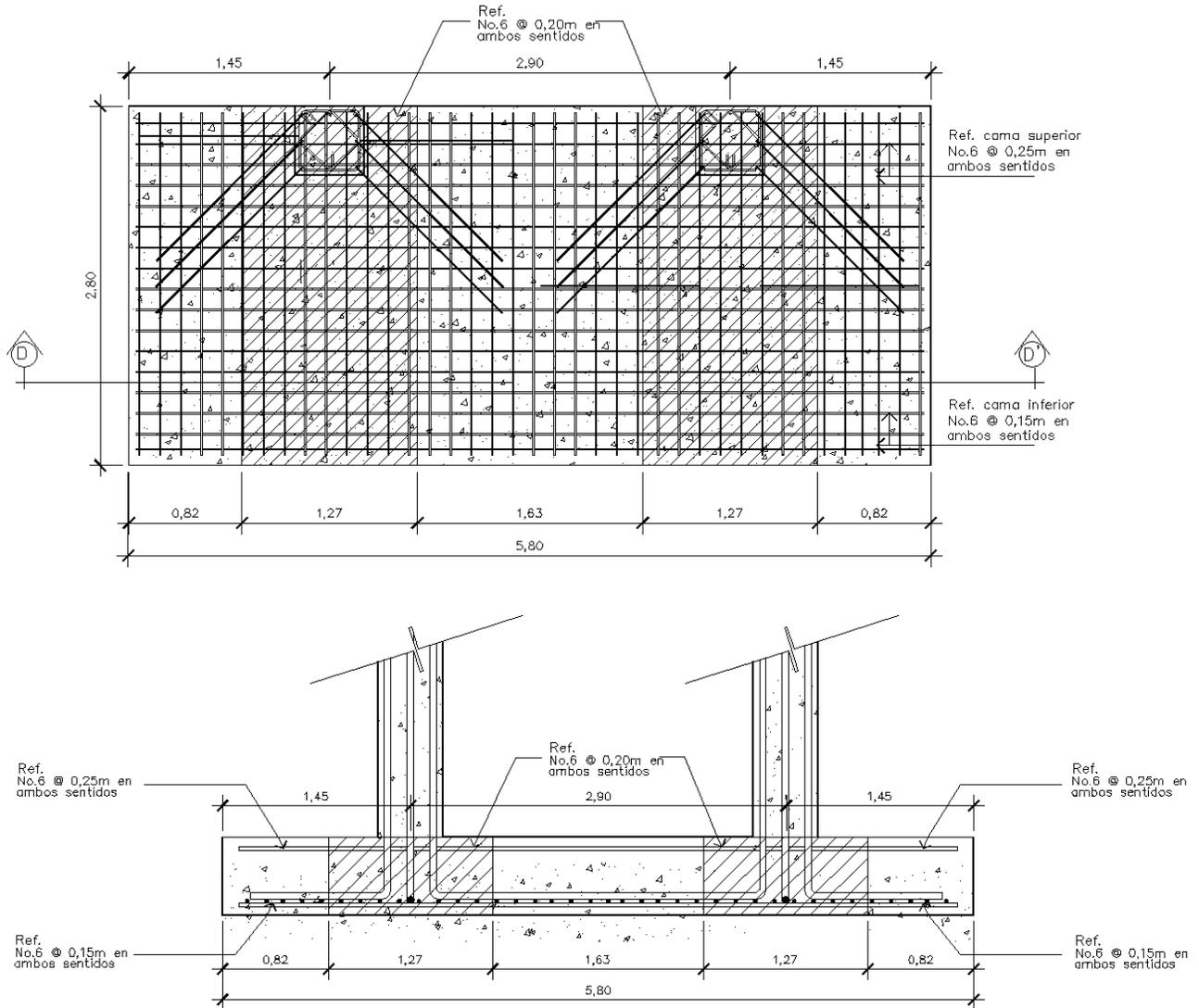
$$15,98 \text{ cm}^2 \text{ --- --- --- --- --- } 126,61 \text{ cm}$$

$$2,85 \text{ cm}^2 \text{ --- --- --- --- --- } S$$

$$\text{Donde } S = 22,59 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas No. 6 a cada 0,20 metros

Figura 61. Detalle de armado zapata combinada excéntrica



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

- Cimiento corrido

Es el cimiento que se le coloca a los muros, este se calcula como una franja unitaria. Se diseñarán para soportar las cargas superpuestas, dando una

distribución adecuada a las mismas, de acuerdo con la resistencia del terreno, debiendo ser continuos para proveer un amarre adecuado entre ellos. Tomando en cuenta que los muros de la estructura son únicamente para dividir ambientes, se propone el diseño de los cimientos corridos de acuerdo al fondo de Hipotecas Aseguradas (FHA), considerando que los muros del primer nivel tendrán una altura de 3 metros.

Las dimensiones mínimas para cimientos corridos son:

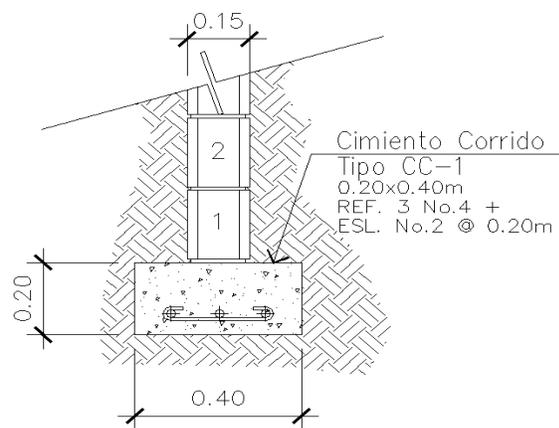
- Viviendas de un nivel 15 cm x 30 cm
- Viviendas de dos niveles 20 cm x 40 cm

El refuerzo mínimo para cimientos corridos es el siguiente:

- Viviendas de un nivel 2 No. 3 con eslabones No. 3 a cada 30 centímetros o No. 2 a cada 15 centímetros
- Viviendas de dos niveles 3 No. 3 con eslabones \emptyset No. 3 a cada 20 centímetros o No. 2 a cada 15 centímetros

Para este caso se colocarán 3 No. 3 con eslabones No. 2 a cada 15 centímetros.

Figura 62. **Detalle de cimiento corrido**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

3.7.6. Diseño de muros tabique

Los muros tabique son elementos que no transmiten carga, sino tan solo soportan su propio peso. Los muros tabique son utilizados para divisiones de ambientes o como elementos arquitectónicos.

Cuando un tabique no ha sido aislado del pórtico que lo enmarca, ante la ocurrencia de acciones sísmicas, se producirá la interacción de ambos sistemas. Este efecto puede generar los siguientes problemas:

- Torsión del edificio
- Concentración de esfuerzos en las esquinas del marco (columna –viga)
- Fractura del tabique
- Piso blando
- Columnas cortas
- Incremento de las fuerzas sísmicas en el edificio

Cuando el diseñador estructural quiere proteger una edificación de estos serios problemas, no considera a los tabiques como parte del sistema estructural de una edificación de marcos; por este motivo, incluye en los planos, importantes y claras especificaciones técnicas, que deben respetarse durante el proceso constructivo de los tabiques, a fin de que estos no formen parte de la estructura.

Este conjunto de especificaciones tiene como objetivo principal, aislar al tabique del marco que lo contiene, para evitar la interacción (choque) entre ellos; para que no estén en contacto directo se suele colocar algún aislante como duroport (1 pulgada).

Los tabiques deberán diseñarse conforme a los siguientes requisitos (AGIES NSE 7.4):

- Los muros aislados sin apoyo transversal deberán incluir elementos de refuerzo vertical y horizontal, capaces de resistir las fuerzas de corte y momento producidas por sismos en dirección perpendicular al plano del muro; con cimentación calculada para el momento flexionante que pueda causar el sismo y considerando adecuadamente la profundidad de cimentación para proporcionar un empotramiento conveniente en el terreno.
- Para muros hasta de 2 metros de altura, el coeficiente sísmico no será menor que 0,17 y para alturas mayores, no menor que 0,35.
- El espesor mínimo de los muros será de 100 milímetros.
- La separación máxima de refuerzos verticales será de 2 metros.
- La separación máxima de refuerzos horizontales será de 2 metros.
- En casos de terrenos a diferente nivel, los muros deberán calcularse como muros de contención.

Para los muros tabiques utilizados en el edificio municipal se dispondrá de refuerzo de la siguiente manera:

Refuerzo vertical: (S = 2metros)

Columnas de 0,15 metros X 0,15 metros con 4 hierros No. 3 y estribos a cada 0,20 metros.

Refuerzo horizontal: (S = 2 metros)

Solera hidrófuga = 4 no. 3 @ 0,15 metros.

Solera intermedia = 2 no. 3 @ 0,15 metros.

Solera corona = 4 no. 3 @ 0,15 metros (solo de ser necesaria).

3.7.7. Diseño de gradas

Una escalera debe ser cómoda y segura dependiendo de la relación de los peldaños, es decir, la relación de huella y contra huella y si C = huella y H = contrahuella se deben cumplir los siguientes criterios.

$$C < 20$$

$$H > C$$

$$2C + H < 64 \text{ cm (valor cercano)}$$

$$C + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm}$$

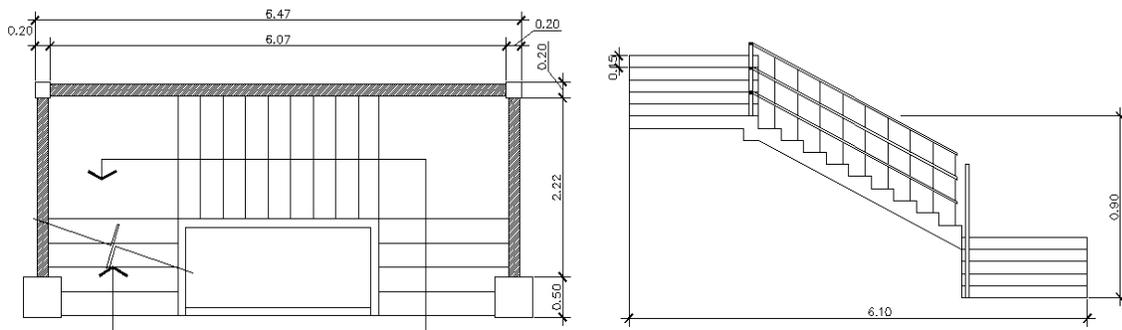
$$C \times H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

Donde:

C = contrahuella

H = huella

Figura 63. Planta elevación módulo de gradas



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Cargas de diseño para una escalera

$$CM = PP \text{ (escalera)} + PP \text{ (acabados)}$$

$$PP \text{ (escalera)} = Wc = (t+c/2)$$

Número de escalones mínimo

$$H/c_{\max} = 3,1/0,1033 = 30 \text{ escalones}$$

Se tomaron 5 contrahuellas antes del descanso

$$\text{Número de huellas} = 5 - 1 = 4 \text{ huellas}$$

Chequeos

$$c = 15 < 20 \text{ cm}$$

$$H = 27 \text{ cm}$$

$$2C + H = 2(15) + 30 = 60 \leq 64 \text{ cm}$$

$$C + H = 15 + 30 = 45 \text{ cm}$$

$$C \times H = 15 * 30 = 450$$

Por lo tanto, se tienen 4 contra huellas de 15 cm y 5 contrahuellas de 30 cm.

Espesor de la losa

$$t = L/20$$

Tomando en cuenta que la longitud de la losa es inclinada se calcula la longitud:

$$\text{Longitud de la losa} = \sqrt{2,70^2 + 1,5^2} = 3,09$$

$$t = 3,09/20 = 0,15 \text{ m}$$

Integración de cargas

$$\text{Peso propio de la escalera} = \gamma_c * (t + C/2)$$

$$\text{Peso propio de la escalera} = 2400 * \left(0,15 + \frac{0,15}{2}\right) = 550,64 \text{ kg/m}^2$$

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

$$\text{Total} = 610,64 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva = 500 kg/m²

$$CU = 1,4CM + 1,7CV = 1,4(610,64) + 1,7(500) = 1\,704,90 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de los momentos actuantes en la losa:

Se considera el diseño de una losa unidireccional apoyada en los muros, por lo tanto:

$$M(+)=\frac{WL^2}{9}=\frac{1\,704,90*(3,09)^2}{9}=1\,807,19 \text{ kg-m}$$

$$M(-)=\frac{WL^2}{14}=\frac{1\,704,90*(3,09)^2}{14}=1\,161,17 \text{ kg-m}$$

Acero mínimo:

$$A_{smín} = \rho_{min} * b * d$$

$$\rho_{min} = 14,1/f_y$$

B = franja unitaria

T = espesor de la losa

D = peralte efectivo

$$d = t - \text{rec min} - \varnothing/2 = 8,00 \text{ cm}$$

$$A_{smín} = (14,1/2\,810) * 100 * 8,00 = 4,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(-)} = \frac{0,85 * 210}{2\,810} * \left[100 * 8,00 - \sqrt{\frac{1\,161,17 * 100}{0,003825 * 210}} \right] = 5,99 \text{ cm}^2$$

Separación para As(-) con varilla No.4

$$5,99 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1,267 \text{ cm}^2 \rightarrow S$$

Aplicando regla de tres:

$$S = (1,267 * 100) / 5,99 = 21,16$$

Se escoge una separación de 20 cm

$$As(+)= \frac{0,85 * 210}{2810} * \left[100 * 8,00 - \sqrt{\frac{1807,19 * 100}{0,003825 * 210}} \right] = 9,68 \text{ cm}^2$$

Separación para AsM(+) con varilla No.4

$$9,68 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1,267 \text{ cm}^2 \rightarrow S$$

Aplicando regla de tres:

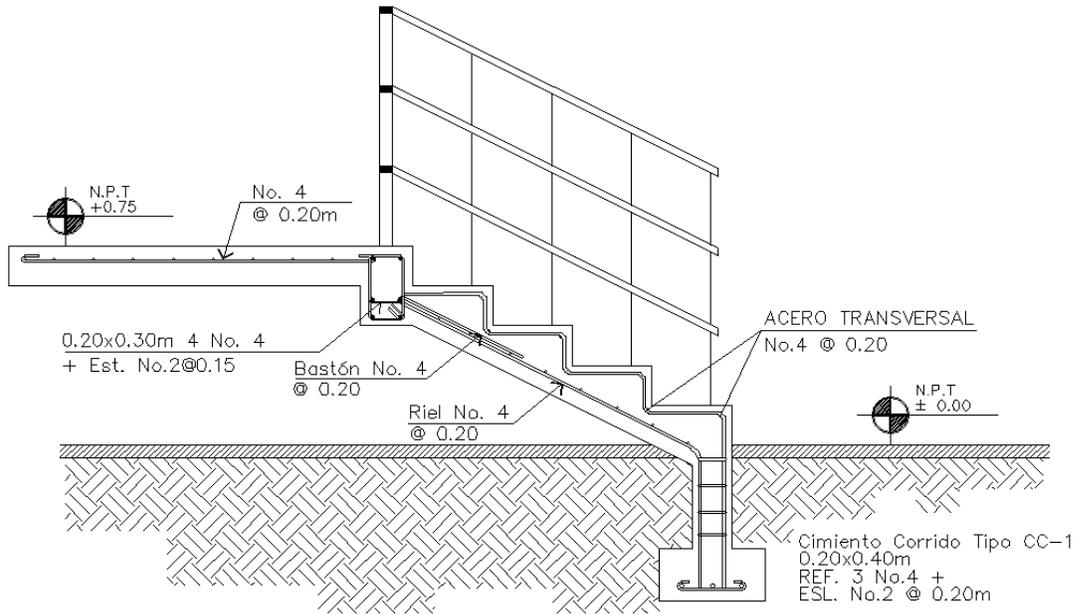
$$S = (1,267 * 100) / 9,68 = 13,09$$

Se escoge una separación de 10 cm

$$\text{Acero por temperatura } As = 0,002 * b * t = 0,002 * 100 * 15 = 3,09 \text{ cm}^2$$

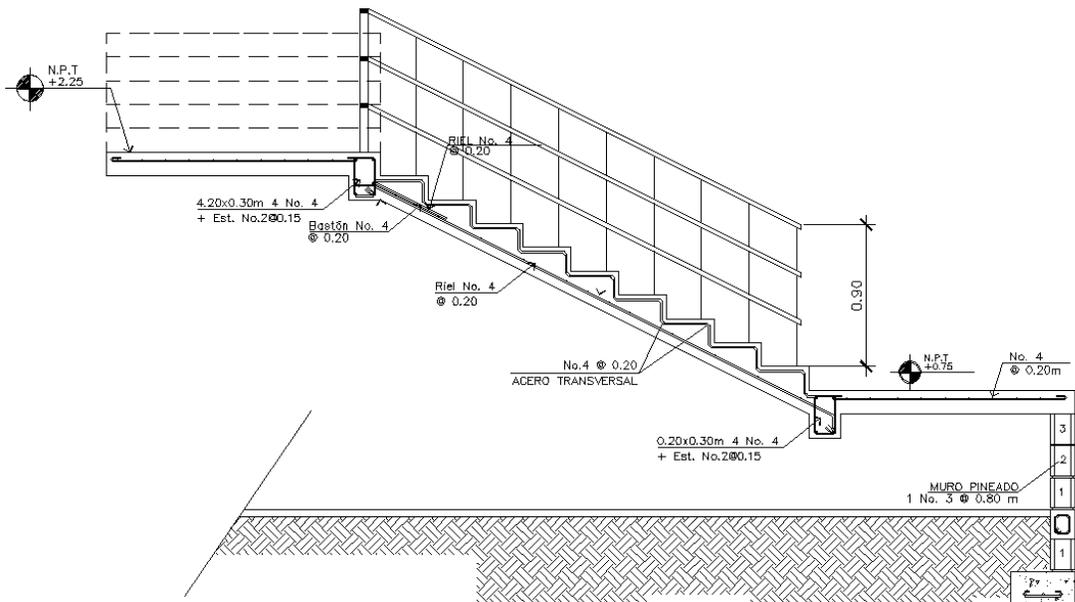
$$S_{max} = 2 * t = 2 * 15 = 30 \text{ cm ; varilla No. 3 @ 0.20}$$

Figura 64. Sección transversal A-A', módulo de gradas



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Figura 65. Sección transversal B-B', módulo de gradas



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

3.8. Diseño de instalaciones

El diseño de instalaciones comprende el sistema de agua potable, sistema de drenajes e instalaciones eléctricas.

3.8.1. Agua potable

El sistema de agua potable está diseñado como circuito cerrado para mantener la presión en cada área del edificio, el circuito cuenta con 12 lavamanos, 13 inodoros, 5 orinales, 1 lavatrastos, 6 duchas, 1 pila y 4 grifos de servicio.

El proyecto se proveerá de agua potable en cantidad y presión suficiente, para satisfacer las necesidades y servicio de los usuarios de acuerdo a los siguientes requisitos mínimos:

- El servicio de agua potable será continuo durante las 24 horas del día.
- La dotación mínima aceptable es de 150 litros/hab/día.
- Son aceptables redes de distribución diseñados por circuitos cerrados.
- En puntos estratégicos de fácil acceso, deben instalarse válvulas de control, que permitan aislar tramos de tubería para operaciones de mantenimiento; sin que para esto sea necesario cortar el servicio de agua a todo el edificio.

- El tipo de tubería a utilizar será de cloruro polivinilo (pvc) de 3/4 de pulgada de diámetro para ramales principales y pvc de 1/2 pulgada de diámetro para las conexiones a los artefactos sanitarios.
- Las tuberías deben colocarse lo más apartado posible de las de drenaje y nunca a nivel inferior que estas.
- En los puntos de cruce entre tubería de agua y drenaje, las primeras deben quedar por lo menos 20 centímetros, por encima protegidas con mortero o concreto en una longitud de 1 metro, a cada lado del cruce.
- Cuando la presión y el servicio de agua no sean suficientes, se instalaran sistemas que proporcionen un abastecimiento adecuado; siendo estos tanques o cisternas con equipos hidroneumáticos.

Para alimentar todos los accesorios, se diseñó un solo circuito, basado en el método de Hunter, donde se deben tomar en cuenta los pesos o demandas de agua de los artefactos a ser usados en el proyecto.

Para encontrar el caudal necesario y con este el diámetro del ramal de alimentación. El cálculo se realiza de la siguiente forma:

$$Q = 0,30 * \sqrt{\sum P}$$

Tabla XLVIII. **Demanda de accesorios para método de Hunter**

Pieza o accesorio	Peso
Inodoro con caja de descarga	0,30
Inodoro con fluxómetro	40,00
Tina de baño	1,00
Bebedero	0,10
Bidet	0,10
Regadera	0,50
Lavabo	0,50
Lavadora de ropa	1,00
Mingitorio auto aspirante	2,80
Mingitorio	0,30

Fuente: ENRIQUE HARPER, Gilberto. *Cálculo de instalaciones hidráulicas y sanitarias, residenciales y comerciales*. Tabla 6, p. 126.

Tabla XLIX. **Demanda de accesorios salón de usos múltiples**

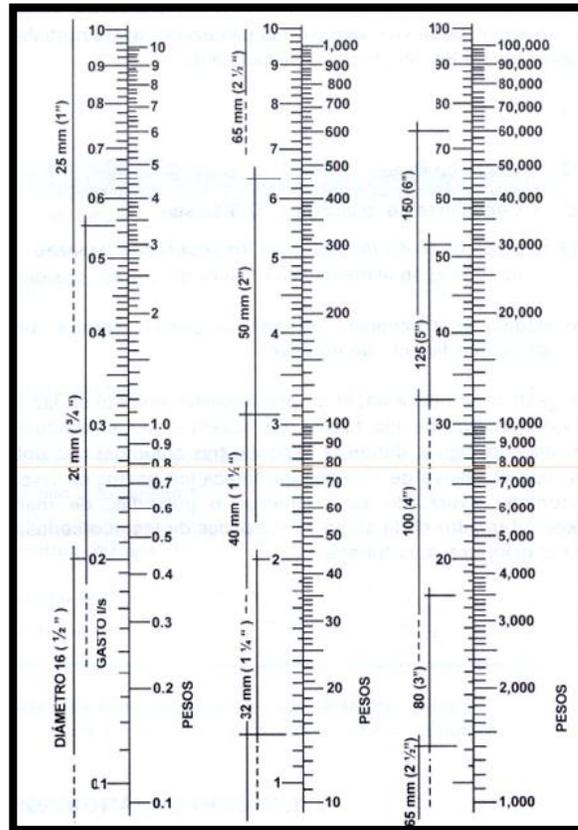
Pieza o accesorio	Cantidad	Peso	Parcial
Inodoro con caja de descarga	16	0.3	4.8
Mingitorio	5	0.3	1.5
Lavamanos	15	1	15
Total			21.3

Fuente: elaboración propia.

$$Q = 0,30 * \sqrt{21,30} = 1,38$$

Con el dato del caudal necesario para abastecer los accesorios, se procede a buscar el dato en el ábaco que se presenta en la figura 66.

Figura 66. **Ábaco para el cálculo de tuberías de agua fría**



Fuente: ENRIQUE HARPER, Gilberto. *Cálculo de instalaciones hidráulicas y sanitarias, residenciales y comerciales*. Abaco 1, p.128.

Ya localizado el caudal (gasto), en la parte izquierda de la primera columna, se indica que el ramal de alimentación debe ser de 1 pulgada de diámetro. La tubería utilizada debe cumplir con la Norma ASTM D2241 y los accesorios serán cédula 40 y cumplir con la Norma ASTM D2466.

3.8.2. Drenaje sanitario

Las instalaciones de aguas negras y aguas pluviales, serán en sistemas separativos, para evitar contaminación e incrementación de caudal en el sistema de drenaje general, por medio de tubería PVC con diámetros de 4, 3 y 2 pulgadas que debe de cumplir con la Norma ASTM D2265 cédula 40, para la red principal se utilizará tubería pvc NOVAFORT con diámetros de 8 y 6 pulgadas, que debe de cumplir con la Norma ASTM F-949, para la unión de estas tuberías de los ramales y red principal será por medio de accesorios.

- Determinando diámetro de la tubería drenaje sanitario:

Las tuberías que recibirán los afluentes de los ramales de descarga reciben el nombre de ramal de drenaje y los diámetros se obtienen de la tabla XLIX, según las unidades de Hunter que lleguen a él.

Determinando diámetro de la tubería drenaje pluvial:

Datos:

Pendiente = 1 %

Área tributaria = 1 483,80 m² = 0,1483 hectáreas

Tiempo para tramo inicial t = 12 mín

PVC = 8"

Coefficiente de rugosidad de PVC n = 0,010

Coefficiente de escorrentía para superficie concreto c = 0,90

Se estima una frecuencia de ocurrimiento de 20 años, un tiempo de concentración de t = 5 minutos y debido a que el edificio está ubicado en las

cercanías de la ciudad capital, para el cálculo de la intensidad de lluvia se utiliza para la zona pacífica:

$$I = \frac{6\,889,10}{t + 39,50}$$

Donde se obtiene una $I = 154,81$ mm/hora

- Caudal de diseño:

$$q_{\text{dis}} = \frac{C * I * A}{360} = \frac{0,90 * 154,81 * 0,1483}{360} = 0,0574 \text{ m}^3/\text{s} = 57,40 \text{ lt/s}$$

- Encontrando velocidad de flujo de sección llena:

$$V = \frac{0,03429 * D^{2/3} * S^{1/2}}{n} = \frac{0,03429 * 8^{2/3} * 0,01^{1/2}}{0,01} = 1,30 \text{ m/s}$$

- Área de sección de la tubería:

$$A = 5,067E^{-4} * D^2 = 5,067E^{-4} * 8^2 = 0,0324 \text{ m}^2$$

- Caudal de sección llena:

$$Q = A * V = 0,0324 * 1,30 = 0,0421 \text{ m}^3/\text{s} = 42.12 \text{ lt/s}$$

Como $Q > q_{\text{dis}}$ el diámetro de tubería para la conexión al sistema municipal es correcto, para los ramales se utilizó el mismo procedimiento, esto para tener un diámetro adecuado para cada ramal del salón.

Tabla L. **Dimensiones de ramales para drenaje**

Diametro nominal	Máximo de unidades
1"	0,30
1 ½ "	40,00
2"	1,00
3"	0,10
4"	0,10
6"	0,50

Fuente: ENRIQUE HARPER, Gilberto. *Cálculo de instalaciones hidráulicas y sanitarias, residenciales y comerciales*. p. 241.

El sistema de drenaje sanitario consiste en una red, la cual se distribuye a lo largo de los 3 niveles para la caída de agua residual. La red de agua potable está constituida por tubería de pvc de $\varnothing = \frac{3}{4}$ " para circuito central y de $\varnothing = \frac{1}{2}$ " para ramales y la red de drenaje está compuesto por tubería de $\varnothing = 4$ " para la línea central y ramales $\varnothing = 3$ " y 2"

3.8.3. Electricidad

Con base en el manual de normas para acometidas de servicio eléctrico de la Empresa Eléctrica de Guatemala, S.A. (EEGSA), en la sección V: apartamentos, edificios, centros comerciales y construcciones similares.

- Normas y códigos para instalación comercial
 - Acometida: conjunto de conductores, componentes y materiales utilizados para transmitir la electricidad, desde las líneas de distribución de la empresa eléctrica. La instalación de la acometida consta de los siguientes elementos básicos:

- Poste de distribución
- Poste de acometida
- Cables de acometida
- Contador o medidor
- Caja socket para contador
- Medios de protección
- Tableros de distribución

De acuerdo a lo anterior, se colocará un contador, 1 tablero principal y 2 tableros secundarios con tierra física cada uno. Para conexión de electrodos a tierra se debe colocar una varilla de cobre de una longitud mínima de 2,5 metros y 3/8 de pulgada de diámetro.

- Circuitos: para determinar el tipo de calibre de los calves y flipones por circuito se realizo el cálculo por la formula de potencia.

$$P = I * V$$

Donde:

P = potencia

I = corriente

V = voltaje

Conociendo esta potencia, se determinó el consumo de energía por aparato, para conocer la corriente que circula por cada circuito. Los calibres de cables utilizados, dependen de la carga soportada y *flip-on* utilizado. Para los circuitos de fuerza se utilizará cable calibre 10 THHN y para los circuitos de iluminación cable calibre 12 THHN, basándose principalmente en lo que determinen los cálculos.

La sumatoria de las 2 líneas no debe sobrepasar los 10 amperios, para determinar que las líneas están balanceadas.

Tabla LI. Tablero principal de circuitos

Tablero Principal									
Circuito	Tipo de carga	Potencia Unidad	Unidades	Total Watts	Corriente	L1	L2	Flip-on	Calibre
A	Iluminación	100	10	1 000	8,75	8,75		1 x 20	12
B	Iluminación	100	10	1 000	8,75		8,75	1 x 20	12
C	Iluminación	100	11	1 100	9,625	9,625		1 x 20	12
D	Iluminación	100	4	400	3,5		3,50	1 x 20	12
E	Iluminación	100	4	400	3,5	3,50		1 x 20	12
F	Iluminación	100	4	400	3,5	3,50		1 x 20	12
O	Fuerza	180	9	1 620	14,175		14,175	1 x 30	10
P	Fuerza	180	10	1 800	15,75	15,75		1 x 30	10
Q	Fuerza	180	10	1 800	15,75		15,75	1 x 30	10
-	Tablero oficinas			9 560	83,65	83,65		2 X 100	3
				9 560	83,65		83,65		
-	Tablero escenario			4 060		40,60		2 X 50	6
				4 960	49,60		49,60		
Total						160,30	169,23		

Fuente: elaboración propia.

3.9. Planos constructivos

Los planos elaborados especifican detalladamente la edificación los cuales son:

- Planta amueblada
- Planta de cotas
- Fachadas y secciones
- Planta de acabados
- Planta de electricidad y fuerza
- Planta de agua potable y drenaje

- Planta de cimientos y columnas
- Planta de losas y vigas
- Detalles estructurales

3.10. Presupuesto

Para la elaboración del presupuesto del edificio para la ampliación del edificio municipal, se tomaron precios de materiales cotizados en la región; los salarios tanto de mano de obra calificada como no calificada, se tomaron los precios que la municipalidad asigna para estos casos. Los costos indirectos se establecieron de la forma siguiente: 10 por ciento de administración, 10 por ciento de supervisión y un 15 por ciento de utilidad. En la tabla LI se presenta el resumen general del presupuesto, indicado por renglones de trabajo.

Tabla LII. **Presupuesto de la edificación de oficinas municipales**

No.	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES	643.00	m2		Q105,768.98
1.1	Demolición construcción existente	643.00	m2	Q140.95	Q90,629.27
1.2	Trazo y Nivelación	643.00	m	Q23.55	Q15,139.71
2	CIMENTACIÓN	16.00	UNIDAD		Q356,605.41
2.1	Excavación	255.72	m³	Q113.37	Q28,991.52
2.2	Zapata Z-1	10.00	UNIDAD	Q10,358.13	Q103,581.30
2.3	Zapata Z-2	6.00	UNIDAD	Q5,336.71	Q32,020.27
2.3	Zapata Z-3	3.00	UNIDAD	Q20,716.26	Q62,148.78
2.3	Zapata Z-4	1.00	UNIDAD	Q20,301.94	Q20,301.94
2.3	Zapata Z-5	2.00	UNIDAD	Q3,452.36	Q6,904.73
3.3	Cimineto corrido cc - 1	135.28	m	Q758.85	Q102,656.87
3	MUROS	2,322.62	m2		Q497,354.40
3.1	Levantado de 0.14 X 0.19 X 0.39m primer nivel	358.51	m2	Q276.55	Q99,144.30
3.2	Levantado de 0.14 X 0.19 X 0.40m segundo nivel	322.06	m2	Q277.01	Q89,213.73

Continuación de la tabla LII.

3.3	Levantado de 0.14 X 0.19 X 0.41m tercer nivel	322.06	m2	Q277.01	Q89,213.73
3.4	Instalación de muros de tabla yeso primer nivel	700.00	m2	Q166.50	Q116,551.40
3.5	Instalación de muros de tabla yeso segundo nivel	620.00	m2	Q166.50	Q103,231.24
4	LOSA PREFABRICADA	1412.22	m2		Q1,763,076.87
4.1	Losa entre piso primer nivel	470.74	m2	Q1,205.57	Q567,511.18
4.2	Losa entre piso segundo nivel	470.74	m2	Q1,271.57	Q598,580.77
4.1	Losa techo tercer nivel	487.52	m2	Q1,224.53	Q596,984.92
5	COLUMNAS	258.00	m		Q504,275.99
5.1	Columna tipo C-1	106.80	m	Q2,023.10	Q216,066.81
5.2	Columna tipo C-2	72.00	m	Q1,861.84	Q134,052.44
5.3	Columna tipo C-3	79.20	m	Q1,334.95	Q105,728.38
5.4	Columna tipo C-4	37.20	m	Q307.96	Q11,456.27
5.5	Columna tipo C-6	152.00	m	Q243.24	Q36,972.09
6	FUNDICIÓN DE PISO	487.52	m2		Q113,475.74
5.1	Piso primer nivel	487.52	m2	Q232.76	Q113,475.74
7	vigas	6,849.75	m		Q923,571.28
7.1	Viga V-1	119.70	m	Q1,285.68	Q153,895.30
7.2	Viga V-2	119.70	m	Q1,351.68	Q161,795.69
7.3	Viga V-3	119.70	m	Q2,201.80	Q263,555.81
7.4	Viga V-4	84.70	m	Q1,296.64	Q109,820.42
7.5	Viga V-5	84.70	m	Q1,392.68	Q117,954.83
7.6	Viga V-6	84.70	m	Q1,376.08	Q116,549.24
8	GRADAS	26.60	m2		Q37,114.73
5.1	Construcción de gradas	26.60	m2	Q1,395.29	Q37,114.73
9	RED DE AGUA POTABLE	120.00	m		Q15,224.41
5.1	Agua	120.00	m	Q126.87	Q15,224.41
10	RED DE DRENAJES	78.74	m		Q78,190.89
5.1	Drenaje sanitario	78.74	m	Q993.05	Q78,190.89
11	ACABADOS	998.57	m2		Q923,716.06
11.1	Repello + cernido + pintura	998.57	m2	Q253.88	Q253,512.58
11.2	Alizado en Columna	998.57	m2	Q93.70	Q93,567.82
11.3	Instalación de fachaleta	285.90	m2	Q448.76	Q128,300.32
11.4	Instalación de fachada de vidrio	104.26	m2	Q308.00	Q32,112.08
11.5	Instalación piso de granito	1,422.84	m3	Q239.32	Q340,515.26

Continuación de la tabla LII.

11.6	Instalación azulejo en baños	133.37	m4	Q247.81	Q33,050.00
11.7	Ventanas	53.00	m5	Q514.32	Q27,258.00
11.8	Puertas	56.00	m6	Q275.00	Q15,400.00
12	SUMINISTRO ENERGIA ELECTRICA	219.34	m		Q277,791.66
12.1	Iluminación	219.34	m	Q825.43	Q181,045.42
12.2	Fuerzas	296.14	m	Q326.69	Q96,746.24
COSTO TOTAL DEL PROYECTO		Q5,596,166.44			
COSTO UNITARIO DEL PROYECTO (metro)		Q8,703.21 /metro cuadrado			
COSTO DE INVERSIÓN POR HABITANTE		Q223.85 /habitante			

Fuente: elaboración propia.

3.11. Cronograma de ejecución

El cronograma de actividades es una guía de los pasos que se deben realizar según la precedencia o importancia del proceso constructivo de toda edificación para minimizar los costos y maximizar la mano de obra, por estas razones se presenta dicho cronograma en la tabla LII.

Tabla LIII. Cronograma de ejecución del proyecto

No.	DESCRIPCIÓN	cant.	unidad	% inv	% acu.	mes 1				mes 2				mes 3				mes 4				mes 5				mes 6				Avance Financiero	
						1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4		
1	TRABAJOS PRELIMINARES																														
1.1	Trabajos preliminares	semana 643.00	m2	1.89%	1.89%																									Q105,768.98	
2	CIMENTACIÓN																														
2.1	Construcción de cimentación	semana 26.00	u	6.44%	8.33%																									Q178,302.71	
3	COLUMNAS																														
3.1	Construcción de columnas	semana 258.00	M	9.00%	17.34%																									Q504,275.99	
4	VIGAS																														

3.12. Evaluación de Impacto Ambiental

- Impactos ambientales de la construcción de edificaciones

Dentro de las actividades industriales, la construcción es la mayor consumidora, junto con la industria asociada, de recursos naturales y una de las principales causantes de la contaminación atmosférica.

Por lo tanto, la aplicación de criterios de construcción sostenible de las edificaciones se hace imprescindible para el respeto del medio ambiente y el desarrollo de las sociedades actuales y futuras.

En el apartado del consumo energético, hay que señalar que la actividad de construcción como tal no consume mucha energía en comparación con otras actividades humanas. Sin embargo, la consecución y procesamiento de los materiales de construcción y la utilización diaria de edificios e infraestructuras de manera indirecta una de las actividades humanas más intensivas en consumo energético.

En este sentido, el hecho de que las edificaciones sean las responsables de aproximadamente el 50 % de energía utilizada, les convierte en uno de los principales causantes de las emisiones contaminantes a la atmosfera.

La energía directa e indirecta usada en las viviendas y edificios proviene principalmente de la generación por medio de hidroeléctrica y de la combustión de combustibles fósiles, que contribuyen de manera muy importante a la contaminación atmosférica, principalmente anhídrido carbónico, óxidos de azufre, óxido nitroso y partículas en suspensión.

Las emisiones directas de las edificaciones se centran sobre todo en la actividad de iluminación y operación, mientras que la producción de electricidad en las edificaciones es una de las grandes fuentes de contaminación indirecta. Asimismo, las obras públicas y la construcción de edificaciones se encuentran entre las causas de mayor contaminación acústica en las ciudades, junto con el transporte.

Además, el impacto de las actuales edificaciones, que ocupan cada vez más una mayor parte del territorio, crea un ambiente físico hostil para el desarrollo cotidiano de las actividades de los ciudadanos. En cuanto a los residuos sólidos urbanos, el mayor volumen no se genera en el período de construcción de las edificaciones, sino la utilización diaria durante la vida útil.

- Medidas de mitigación
 - Diseñar tratando de adecuarse al entorno existente.
 - En el momento de iniciar la construcción, señalizar el área.
 - Repoblar con árboles nativos de la región, las áreas libres.
 - Restringir uso de maquinaria pesada a horas diurnas.
 - Utilizar rutas alternas al centro de la población.
 - Enterrar las bolsas (envases de cemento y cal) en vez de quemarlas.
 - Fundir y trasladar materiales de construcción en días no festivos o días de plaza.
 - Después de cada jornada de trabajo, limpiar el área (recoger: estacas de madera, tablas con clavos, restos de mezcla, pedazos de hierro, etcétera).
 - Cuando sea posible, limitar el mover tierra solo durante la estación seca.

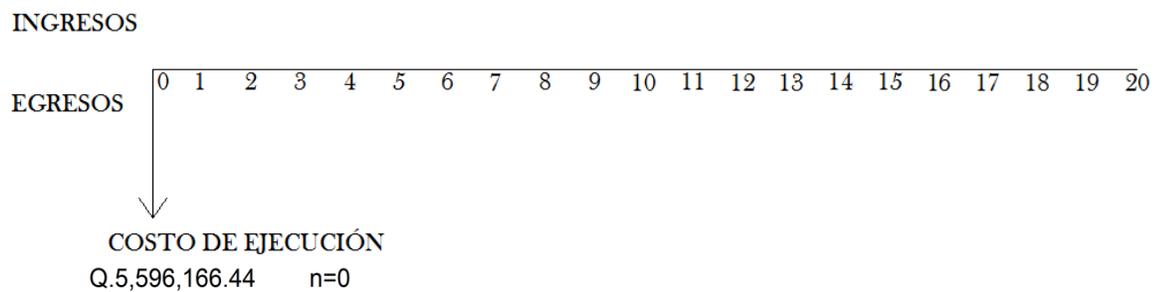
- Compactar la tierra removida.
- Establecer letrinas temporales para la cuadrilla de trabajadores.
- Garantizar uso de equipo adecuado de trabajo (guantes, botas, mascarillas, cascos).
- Incluir botiquín de primeros auxilios.

3.13. Evaluación socioeconómica

El proyecto se analiza económicamente para ver si este produce utilidades al municipio y cuantas personas se benefician en la sociedad.

3.13.1. Valor Presente Neto (VPN)

Proyecto de la ampliación del edificio municipal:



$$\text{VPN} = \text{Ingresos} - \text{Egresos}$$

$$\text{VPN} = 0 - 5,596,166.44$$

$$\text{VPN} = -5,596,166.44$$

Como el VPN es menor que cero, nos indica que el proyecto no es rentable. Esto es debido a que, por ser un proyecto de carácter social, no se estipulan ingresos.

3.13.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

La Tasa Interna de Retorno, como se estableció con anterioridad es el interés que hace que los ingresos y los egresos tengan el mismo valor, cuando se analiza una alternativa de inversión.

Para poder calcular la Tasa Interna de Retorno se requiere un valor de ingreso, y para este proyecto, por ser de carácter social no se prevé algún tipo de ingreso, por lo que no se puede hacer el cálculo de la TIR mediante el uso de fórmulas.

CONCLUSIONES

1. La realización del Ejercicio Profesional Supervisado contribuye a la formación del estudiante como futuro ingeniero, ya que se adquiere criterio y experiencia al llevar a la práctica los conocimientos teóricos adquiridos durante la carrera.
2. La construcción del edificio para la ampliación del edificio municipal, contribuirá a que la población del municipio de Santa Catarina Pinula pueda tener una mejor atención respecto a la necesidad de servicios que la misma Municipalidad debe proveer.
3. Para el diseño estructural de la edificación se aplicaron diferentes criterios, tanto técnicos como económicos, en lo particular se le dio más importancia a los que establece el código ACI 318 2008, AGIES, UBC 1997, esto con el propósito de garantizar un estructura segura por estar ubicada en una zona sísmica.
4. El diseño de la línea de conducción mejorará la situación de escasez de agua en la cabecera municipal, eliminando en una manera considerable la falta de agua para la población, pudiendo así satisfacer de una manera mas efectiva la necesidad de este recurso básico.
5. Se realizó el estudio económico para ambos proyectos, ambos presentando resultados negativos; debido a que son proyectos sociales, en los cuales el Estado absorbe un alto porcentaje del costo del proyecto, estos podrán llevarse a cabo.

RECOMENDACIONES

1. EL costo del proyecto se verá afectado de manera directa al momento de ejecutar el mismo, por esta razón es necesario actualizar los costos previos a su contratación.
2. Garantizar la supervisión técnica de las obras a través de un profesional de la ingeniería civil, para que se cumpla lo establecido en los planos y especificaciones técnicas.
3. Orientar a la comunidad debido a la necesidad del cuidado del recurso hídrico, así como del cuidado del sistema de agua potable y de los accesorios y obras que lo constituyen.
4. Gestionar los recursos necesarios para darles seguimiento a los proyectos priorizados del diagnóstico participativo.

BIBLIOGRAFÍA

1. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. AGIES, 2010. 245 p.
2. Comité ACI 318 American Concrete Institute. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S.08) y Comentario (ACI 318SR-08)*. Estados Unidos: ACI, 2008. 520 p.
3. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 5a ed. México: Limusa, 2004. 650 p.
4. FAIR; GEYER; OKUN. *Ingeniería Sanitaria*. México: Limusa, 1968. 420 p.
5. Instituto de Fomento Municipal. *Normas generales para diseños de alcantarillados*. Guatemala: INFOM 2001. 30 p.
6. NILSON. Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 20a ed. Colombia: McGraw Hill, 1999. 722 p
7. Structural Engineering Desing Provisions. Uniform Building Code UBC. Vol. 2, U.S.A.: s.e. 1997. 430 p.
8. Zamora Jolon Severo Constantino. *Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable y edificación escolar para la comunidad Santo Domingo Peña blanca, Siquinalá, Escuintla*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007. 215 p.

APÉNDICES

Apéndice 1. Análisis Físico Químico Sanitario



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO				INF. No. 25045	
O.T. No. 30 678					
INTERESADO: MARVIN RICARDO JUNIO BARRIOS, (carné No. 200819306)		PROYECTO: EPS: "DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ZONA 1 SANTA CATARINA PINULA, GUATEMALA"			
RECOLECTADA POR: INTERESADO		DEPENDENCIA: FAC. DE INGENIERÍA USAC			
LUGAR DE RECOLECCIÓN: Puerta Parada, Santa Catarina Pinula		FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: 2012-11-06; 11 h 55 min.			
FUENTE: Pozo		FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.: 2012-11-06; 15 h 00 min.			
MUNICIPIO: Santa Catarina Pinula		CONDICIÓN DEL TRANSPORTE: Con refrigeración			
DEPARTAMENTO: Guatemala					
RESULTADOS					
1. ASPECTO: Clara		4. OLOR: Hidrógeno Sulfurado		7. TEMPERATURA: ... °C (En el momento de recolección)	
2. COLOR: 01,00 Unidades		5. SABOR: -----		8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA 242,00 µmhos/cm	
3. TURBIEDAD: 00,65 UNT		6 potencial de Hidrógeno (pH) : 08,20 unidades			
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,02	6. CLORUROS (Cl ⁻)	08,50	11. SÓLIDOS TOTALES	154,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,000	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,85	12. SÓLIDOS VOLÁTILES	14,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	00,88	8. SULFATOS (SO ₄ ⁻²)	29,00	13. SÓLIDOS FIJOS	140,00
4. CLORO RESIDUAL	---	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,27	14. SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	01,00
5. MANGANESO (Mn)	00,059	10. DUREZA TOTAL	78,00	15. SÓLIDOS DISUELTOS	129,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS	CARBONATOS	BICARBONATOS	ALCALINIDAD TOTAL		
mg/L	mg/L	mg/L	mg/L		
00,00	08,00	100,00	108,00		

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista físico químico sanitario: OLOR Hidrógeno Sulfurado, HIERRO, MANGANESO en Límites Máximos Permisibles. Las demás determinaciones se encuentran dentro de los Máximos Aceptables de Normalidad. Según norma COGUANOR NGO 29 001.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 18th EDITION 1995, NORMAS COGUANOR NGO 29 001, NORMAS INTERNACIONAL DE UNIDADES Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2012-12-10

Vo.Bo.
Inga. Telma Marcela Cano Morales
DIRECTORA CI/USAC



Zenón Mich Santos
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio



FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
Edificio 2-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9116, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://ci.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Facultad de Ingeniería.
Universidad de San Carlos de Guatemala.

Apéndice 2. Examen Bacteriológico



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



EXAMEN BACTERIOLOGICO			
O.T. No. 30678		INF. No. A - 314208	
INTERESADO	<u>MARVIN RICARDO JUNIO BARRIOS</u> (Carné No. 2008 19306)	PROYECTO:	<u>EPS: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ZONA 1 SANTA CATARINA PINULA, GUATEMALA</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Interesado</u>	DEPENDENCIA:	<u>FAC. DE INGENIERIA/USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Puerta Parada, Santa Catarina Pinula</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2012-11-06: 11 h 55 min.</u>
FUENTE:	<u>Pozo</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2012-11-06: 15 h 00 min.</u>
MUNICIPIO:	<u>Santa Catarina Pinula</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Con refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Guatemala</u>		
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>No hay</u>
ASPECTO:	<u>Clara</u>	COLOR RESIDUAL	<u>-----</u>
OLOR:	<u>Hidrógeno Sulfurado</u>		
INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)			
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION 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 GÉRMESES 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: <u>Bacteriológicamente el agua ES POTABLE. Según norma COGUANOR NGO 29 001. Pero por sus características organolépticas es rechazada por el usuario.</u></p> <p>Guatemala, 2012-12-10</p>			
<p>Vo.Bo.</p> <p>Inga. Telma Maricela Cano Morales DIRECTORA CI/USAC</p>		<p>Zenón Much Santos Ing. Químico Col. No. 420 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria Jefe Técnico Laboratorio</p>	

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://ci.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Facultad de Ingeniería.
Universidad de San Carlos de Guatemala.

Apéndice 3. Ensayo de Compresión Triaxial

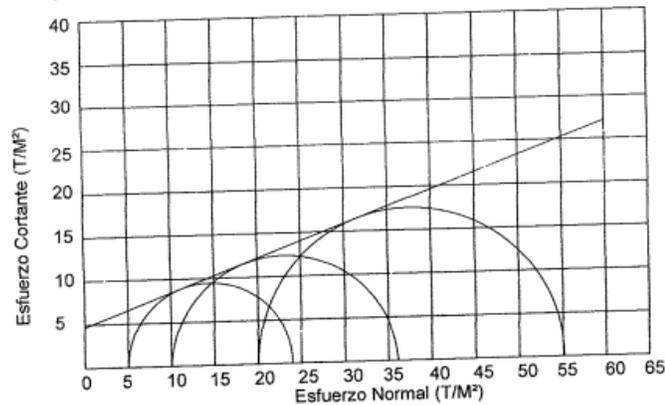


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 130 S.S. O.T.: 30,014
 INTERESADO: Marvin Junior Barrios Pineda
 PROYECTO: EPS "Diseño del edificio de tres niveles para la ampliación del edificio municipal, Santa Catarina,
 Ubicación: Santa Catarina Pinula, Guatemala
 Fecha: martes, 12 de febrero de 2013
 pozo: 1 Profundidad: 1.00 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:
 ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 20.48^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 4.72 \text{ Ton/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arena Limosa color Café Oscuro
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	2	3
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	14.49	23.04	37.56
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	3.5	7.0	11.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.47	1.47	1.47
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.87	1.87	1.87
HUMEDAD (%H)	27.39	27.39	27.39

Vo. Bo.
 Inga. Telma Marcela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC

Atentamente,

Ing. Omar Enrique Méndez Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86200 y 86221 Fax: 2418-9121
 Página web: http://cii.usac.edu.gt

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Facultad de Ingeniería.
 Universidad de San Carlos de Guatemala.

Apéndice 4. Ensayo de Limites de Atterberg



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 128 S.S.

O.T.: 30,614

Interesado: Marvin Junior Barrios Pineda
 Proyecto: EPS "Diseño del edificio de tres niveles para la ampliación del edificio municipal, Santa Catarina Pinula, Guatemala"
 Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
 Norma: AASHTO T-89 Y T-90
 Ubicación: Santa Catarina Pinula, Guatemala
 FECHA: martes, 12 de febrero de 2013

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	35.0	7.2	ML	Arena Limosa Color Café Oscuro

(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Mariela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



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>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Facultad de Ingeniería.
 Universidad de San Carlos de Guatemala.

Apéndice 5. Ensayo de Análisis Granulométrico



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



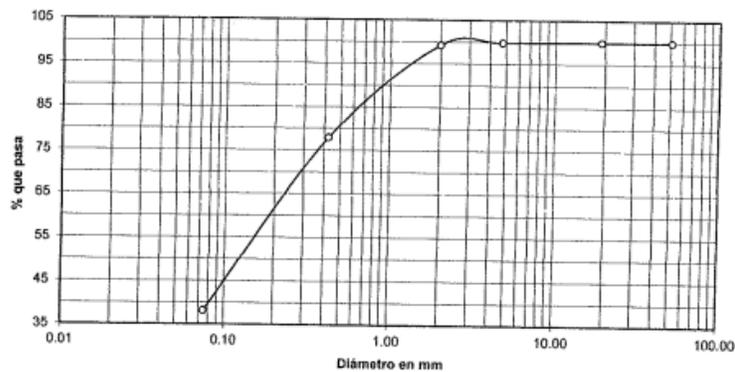
INFORME No. 129 S.S.

O.T. No. 30,614

Interesado: Marvin Junior Barrios Pineda
Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico, con tamices y lavado previo.
Norma: A.A.S.H.T.O. T-27, T-11
Proyecto: EPS "Diseño del edificio de tres niveles para la ampliación del edificio municipal, Santa Catarina Pinula, Guatemala"
Ubicación: Santa Catarina Pinula, Guatemala
Fecha: martes, 12 de febrero de 2013

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50.80	100.00
3/4"	19.00	100.00
4	4.75	99.88
10	2.00	99.31
40	0.43	77.91
200	0.075	38.18

% de Grava: 0.12
% de Arena: 61.70
% de finos: 38.18



Descripción del suelo: Arena Limosa color Café Oscuro
Clasificación: S.C.U.: SM P.R.A.: A-4
Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.
Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC

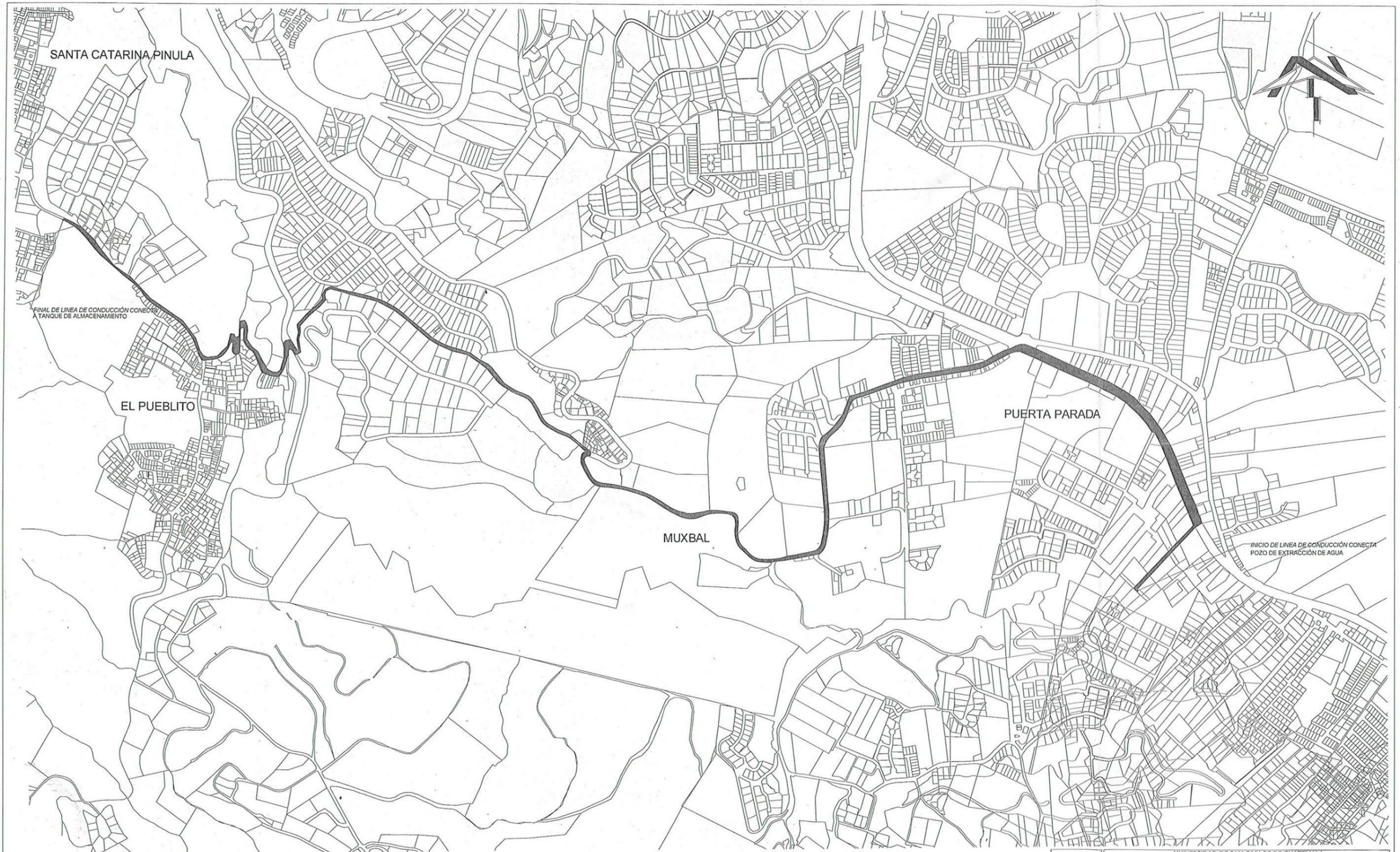
Ing. Omar Enrique Mesraño Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



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>

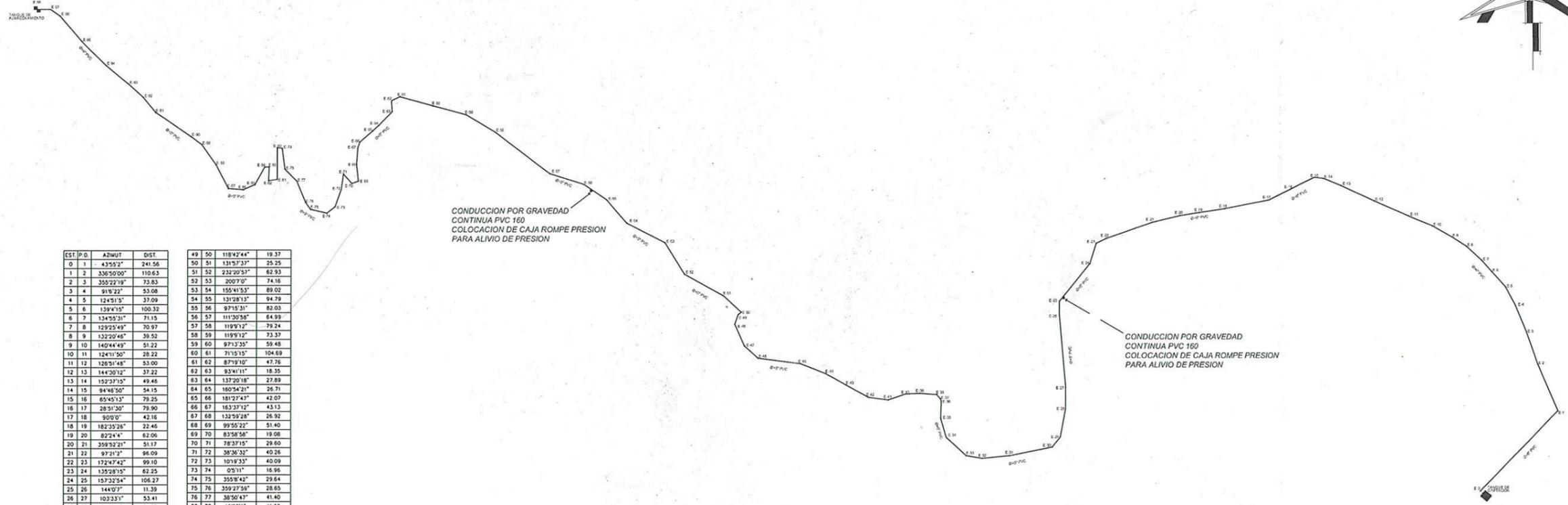
Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Facultad de Ingeniería.
Universidad de San Carlos de Guatemala.

ANEXOS



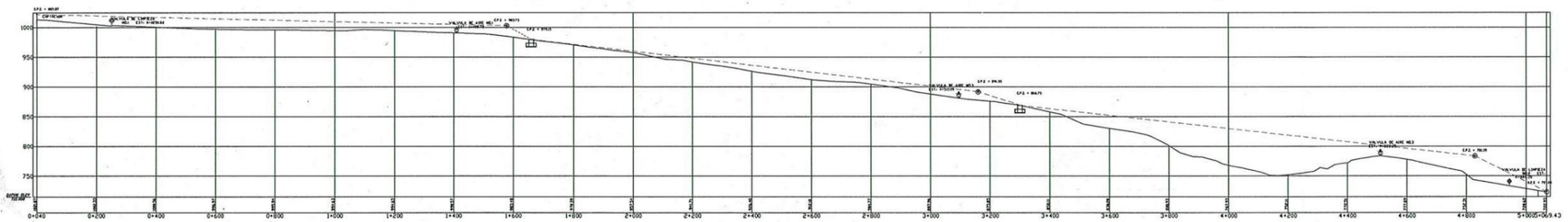
PLANTA DE UBICACION DE LA LINEA DE CONDUCCION DE AGUA POTABLE.
LINEA DE CONDUCCION DESDE PUERTA PARADA HACIA LA CABECERA MUNICIPAL.
ESC. UNICA: 1/5000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA			
PAIS: GUATEMALA AREA: ARQUITECTURA	TITULO: PLANTA LINEA DE CONDUCCION	FECHA: OCTUBRE 2015	
DISEÑADO: RICARDO BARRIOS	DISEÑADO: RICARDO BARRIOS	DISEÑADO: RICARDO BARRIOS	
ASesor(a)-SUPERVISOR(a) DE EPS Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS		HOJA: 01	09



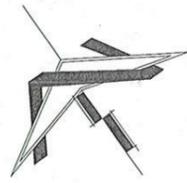
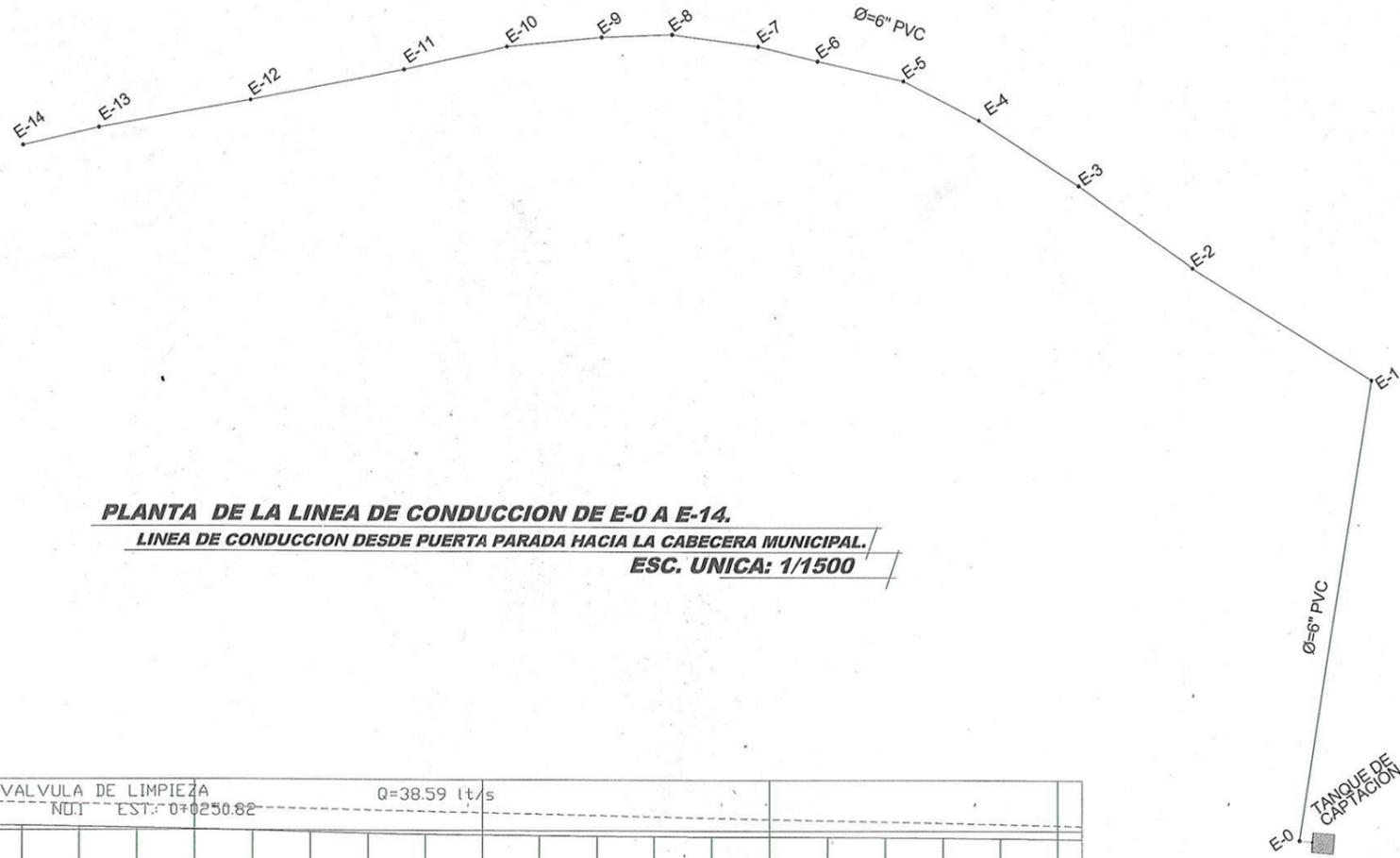
EST. P.O.	ANGULO	DIST.	EST. P.O.	ANGULO	DIST.		
0	1	4355'2"	241.56	49	50	118'25'44"	19.37
1	2	356'50'00"	110.63	50	51	131'57'33"	25.25
2	3	356'22'19"	73.83	51	52	232'20'53"	62.93
3	4	91'8'22"	53.08	52	53	200'7'0"	74.16
4	5	124'51'5"	37.09	53	54	155'41'53"	89.02
5	6	139'41'5"	100.32	54	55	131'28'13"	94.79
6	7	134'55'31"	71.15	55	56	97'13'31"	82.03
7	8	129'25'49"	70.97	56	57	111'52'58"	64.99
8	9	132'20'46"	39.52	57	58	119'9'12"	79.24
9	10	140'44'49"	51.22	58	59	119'9'12"	73.37
10	11	124'11'50"	28.22	59	60	97'13'35"	59.48
11	12	126'51'48"	55.00	60	61	71'15'15"	104.69
12	13	144'20'12"	37.22	61	62	87'19'10"	47.78
13	14	152'37'15"	49.48	62	63	83'41'11"	18.35
14	15	94'48'50"	54.15	63	64	137'20'18"	27.89
15	16	65'45'13"	79.25	64	65	160'54'21"	26.71
16	17	28'51'30"	79.90	65	66	181'27'43"	42.07
17	18	9'05'0"	42.16	66	67	163'37'12"	43.13
18	19	182'35'26"	22.46	67	68	132'59'28"	26.92
19	20	82'24'4"	62.06	68	69	99'52'22"	51.40
20	21	359'52'21"	51.17	69	70	83'58'58"	19.08
21	22	97'17'2"	96.09	70	71	78'37'15"	29.60
22	23	172'47'42"	99.10	71	72	38'36'32"	40.26
23	24	135'28'15"	62.25	72	73	101'9'33"	40.09
24	25	157'32'34"	106.27	73	74	0'51'11"	16.96
25	26	144'07'7"	11.39	74	75	359'8'48"	29.64
26	27	103'33'1"	53.41	75	76	359'27'58"	28.65
27	28	51'8'24"	81.88	76	77	38'50'47"	41.40
28	29	19'35'58"	40.62	77	78	16'57'6"	41.60
29	30	7'57'5"	157.77	78	79	64'24'36"	41.26
30	31	136'18'35"	68.75	79	80	70'42'35"	18.77
31	32	70'31'17"	52.90	80	81	76'18'7"	50.01
32	33	353'58'43"	30.60	81	82	81'21'15"	19.58
33	34	3'30'7"	94.07	82	83	81'21'15"	27.25
34	35	19'41'44"	59.68	83	84	78'49'7"	8.04
35	36	49'11'10"	33.87	84	85	83'16'11"	31.33
36	37	47'5'37"	55.40	85	86	63'33'34"	36.43
37	38	43'58'18"	33.15	86	87	96'33'59"	31.04
38	39	356'38'12"	37.69	87	88	112'0'18"	62.91
39	40	64'17'31"	15.62	88	89	114'52'43"	44.89
40	41	105'43'7"	36.34	89	90	113'39'54"	29.84
41	42	104'54'19"	41.84	90	91	112'41'33"	100.39
42	43	120'41'38"	41.31	91	92	119'25'6"	36.17
43	44	127'17'47"	44.19	92	93	122'51'13"	36.94
44	45	107'40'56"	98.44	93	94	132'48'12"	71.05
45	46	123'57'18"	66.13	94	95	138'56'55"	72.35
46	47	139'23'10"	83.06	95	96	137'58'15"	72.14
47	48	118'51'4"	27.37	96	97	152'18'48"	28.52
48	49	148'10'32"	64.53	97	98	157'30'30"	26.20

PLANTA DE LA LINEA DE CONDUCCION DE AGUA POTABLE.
LINEA DE CONDUCCION DESDE PUERTA PARADA HACIA LA CABECERA MUNICIPAL.
ESC. UNICA: 1/4500



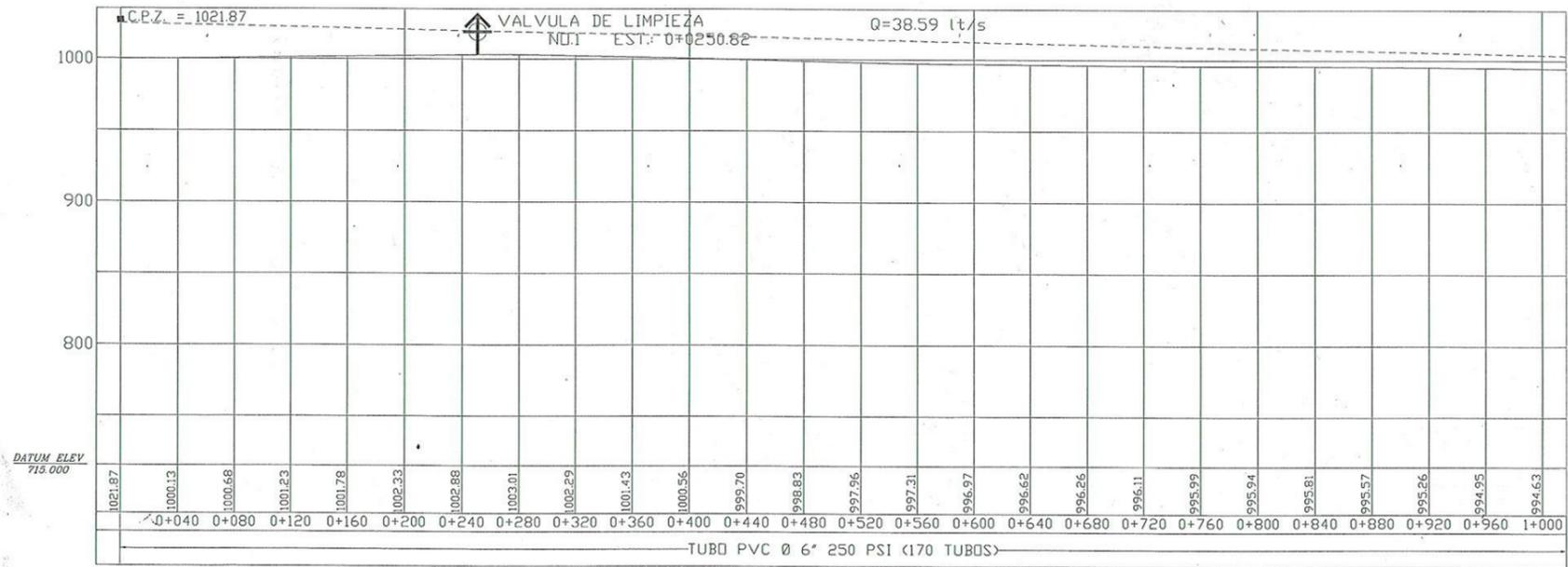
PERFIL GENERAL DEL TERRENO DE LA LINEA DE CONDUCCION.
LINEA DE CONDUCCION DESDE PUERTA PARADA HACIA LA CABECERA MUNICIPAL.
ESCALA H: 1000
ESCALA V: 500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA	
PROYECTO	PLANTA Y PERFIL GENERAL. LINEA DE CONDUCCION
FECHA	13 DE JUNIO DE 2015
PROYECTISTA	ING. JUAN CARLOS GONZALEZ
REVISOR	ING. JUAN CARLOS GONZALEZ
ASISTENTE SUPERVISOR	ING. JUAN CARLOS GONZALEZ
UNIDAD DE INGENIERIA CIVIL Y EPS	
H.O.J.A.	02
	03



SIMBOLOGIA HIDRAULICA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
—	TUBERIA COLOCADA (PVC)
- - -	LINEA PEZONERCA
E-1	ESTACION TOPOGRAFICA
0+000	CANTONAMIENTO
C.T.=	COYA DEL TUBO
C.P.Z.=	COYA PEZONERCA
PSI	OPACIDAD DE LOS TUBOS
Ø	DIAMETRO DE LA TUBERIA
⊞	CAJONETE PRESION
■	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
▣	TANQUE DE CAPTACION
⊕	VALVULA DE LIMPIEZA
⊕	VALVULA DE AIRE

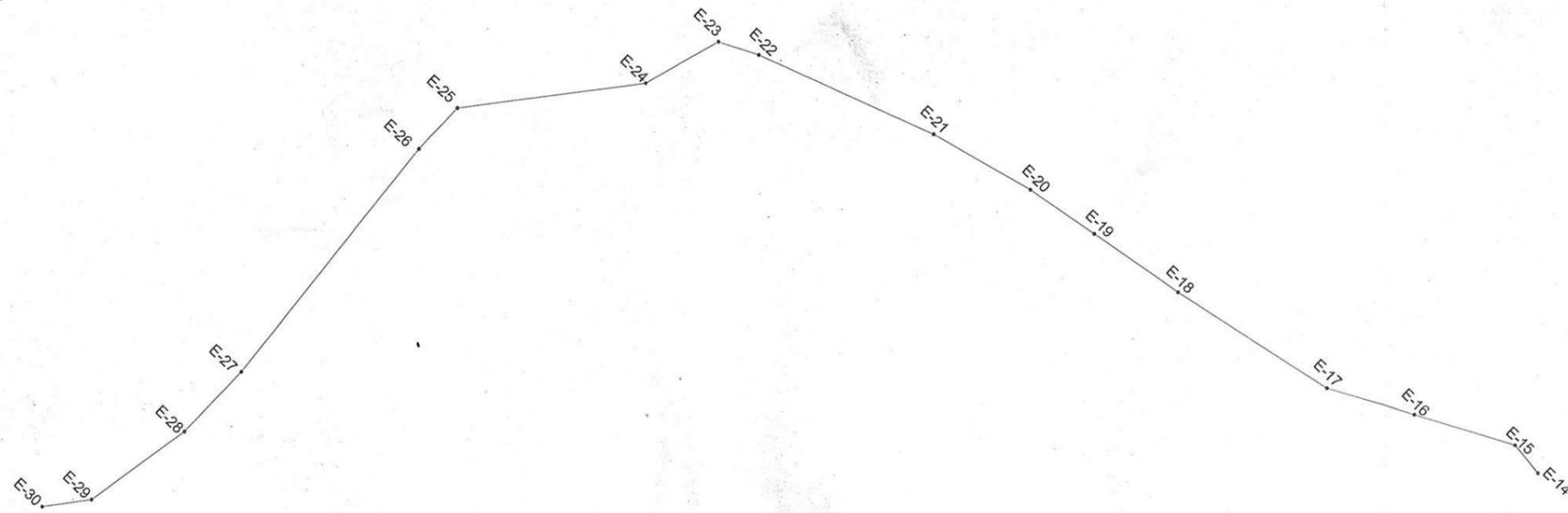
PLANTA DE LA LINEA DE CONDUCCION DE E-0 A E-14.
LINEA DE CONDUCCION DESDE PUERTA PARADA HACIA LA CABECERA MUNICIPAL.
ESC. UNICA: 1/1500



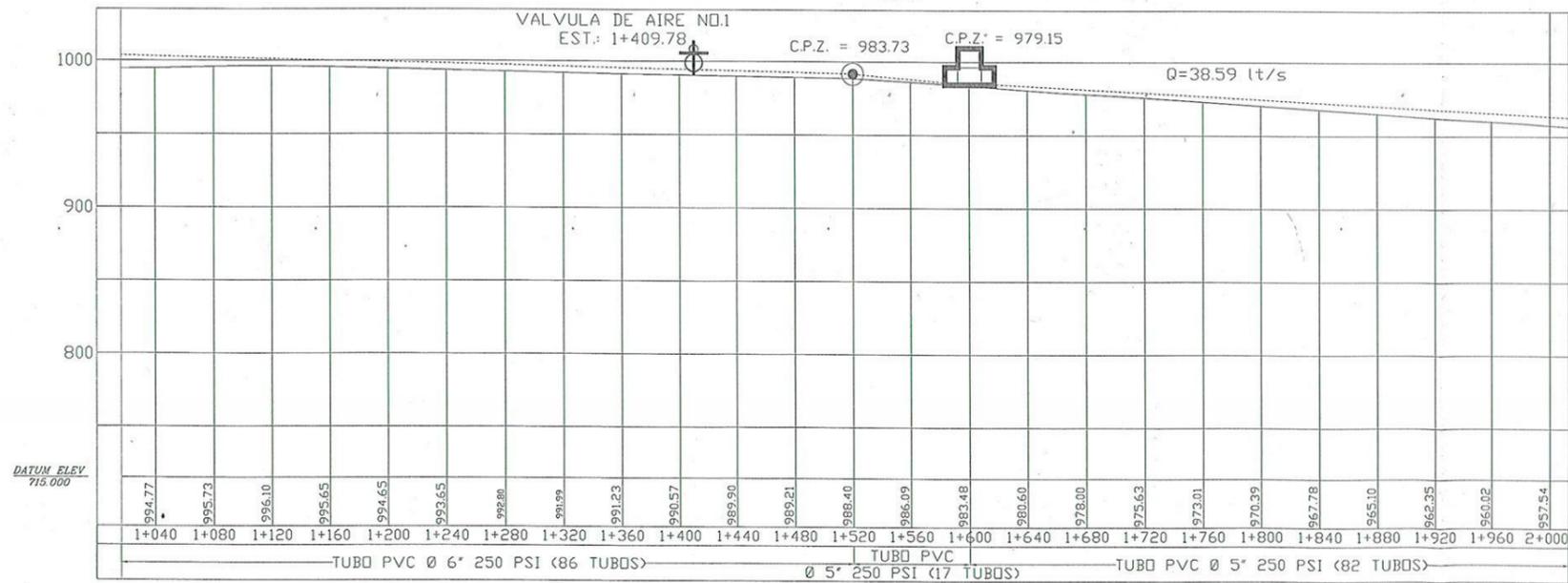
PERFIL GENERAL DEL TERRENO DE E-0 A E-14
LINEA DE CONDUCCION DESDE PUERTA PARADA HACIA LA CABECERA MUNICIPAL.
ESCALA H: 2000
ESCALA V: 500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA			
ARQUITECTURA	INGENIERIA	PLANTA Y PERFIL LINEA DE CONDUCCION	
PROYECTO	INGENIERIA DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	FECHA	RICARDO BARRIOS
INGENIERIA	INGENIERIA	INDICADA	
ASESOR(A)	UNIDAD DE PRACTICAS DE INGENIERIA EPS	PROYECTO	H0 JA:
UNIDAD DE PRACTICAS DE INGENIERIA EPS			08 09
Facultad de Ingenieria			

SIMBOLOGIA HIDRAULICA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
—	TUBERIA A COLOCAR (PVC)
- - -	LINEA PEZONERCA
E-1	ESTACION TOPOGRAFICA
0+000	CAMBIAMIENTO
C.T. =	COTA DEL TERRENO
C.P.Z. =	COTA PEZONERCA
PSI	CAPACIDAD DE LOS TUBOS
⊙	DIAMETRO DE LA TUBERIA
⊕	CLAVICORTE PRESION
⊞	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
⊞	VALVULA DE CERRAMIENTO
⊞	VALVULA DE LIMPIEZA
⊞	VALVULA DE AIRE



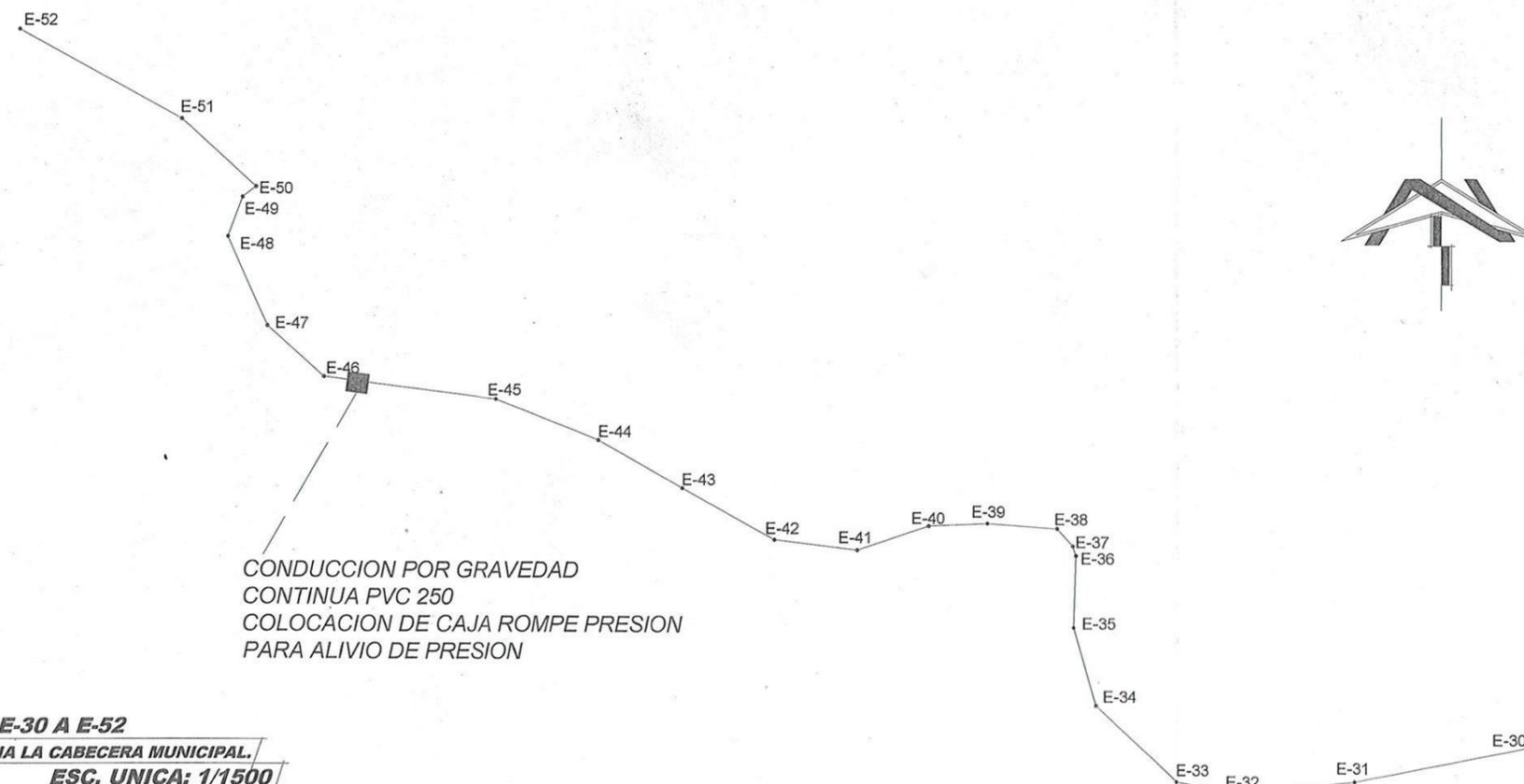
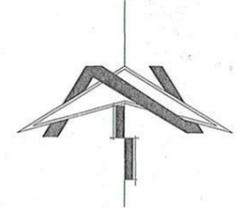
PLANTA DE LA LINEA DE CONDUCCION DE E-14 A E-30
LINEA DE CONDUCCION DESDE PUERTA PARADA HACIA LA CABECERA MUNICIPAL.
ESC. UNICA: 1/1500



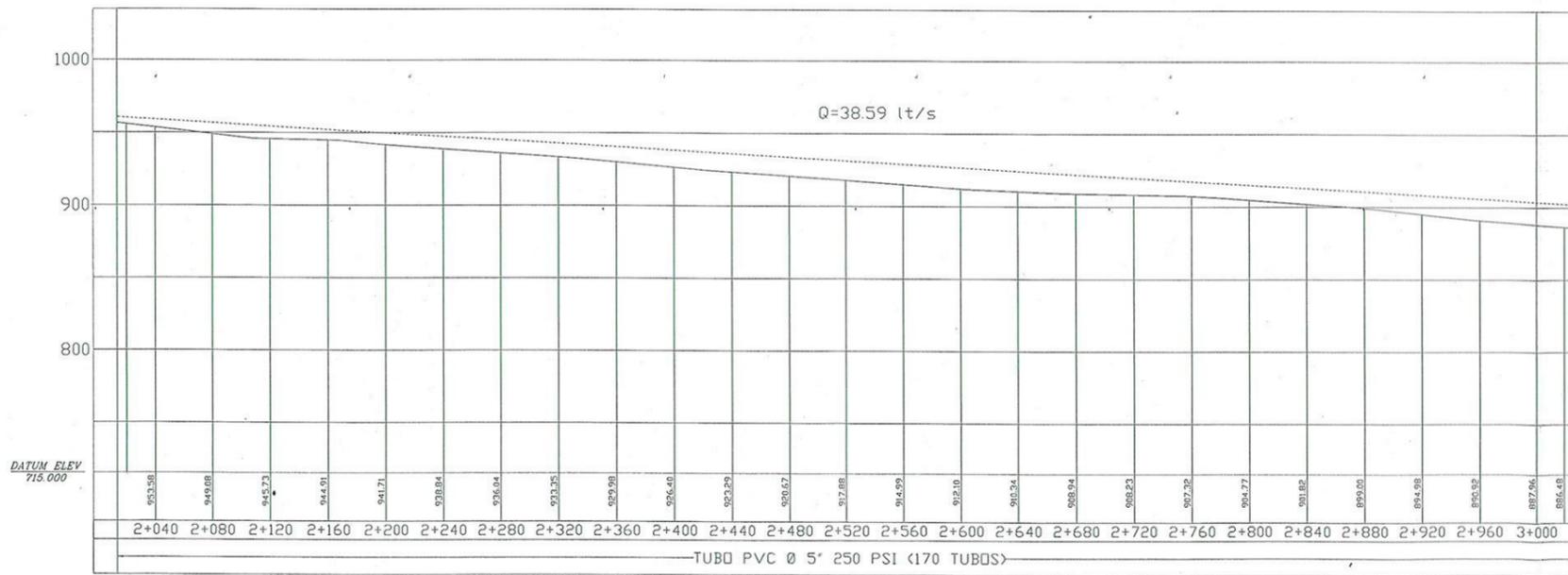
PERFIL GENERAL DEL TERRENO DE E-14 A E-30
LINEA DE CONDUCCION DESDE PUERTA PARADA HACIA LA CABECERA MUNICIPAL.
ESCALA H: 2000
ESCALA V: 500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA			
ANEXO	ARQUITECTURA	OBJETO	PLANTA Y PERFIL LINEA DE CONDUCCION
PROYECTO	RICARDO BARRIOS	INDICADA	INDICADA
ASESOR(A) SUPERVISOR(A)	ASESOR(A) SUPERVISOR(A) DE EPS Unidad de Practicas de Ingenieria y EPS		HOJA: C4 / 09

SIMBOLOGIA HIDRAULICA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
---	TUBERIA A COLOCAR (PVC)
- - -	LINEA PIEZOMETRICA
E-1	ESTACION TOPOGRAFICA
0+000	CAMBIVIENTO
C.T. =	COTA DEL TERRENO
C.P.Z. =	COTA PIEZOMETRICA
PSI	CAPACIDAD DE LOS TUBOS
Ø	DIAMETRO DE LA TUBERIA
☐	CAJA ROMPE PRESION
☐	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
☐	TANQUE DE CAPTACION
⊕	VALVULA DE LIMPIEZA
⊕	VALVULA DE AIRE



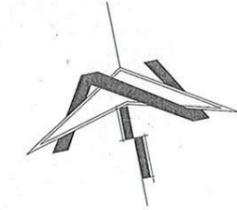
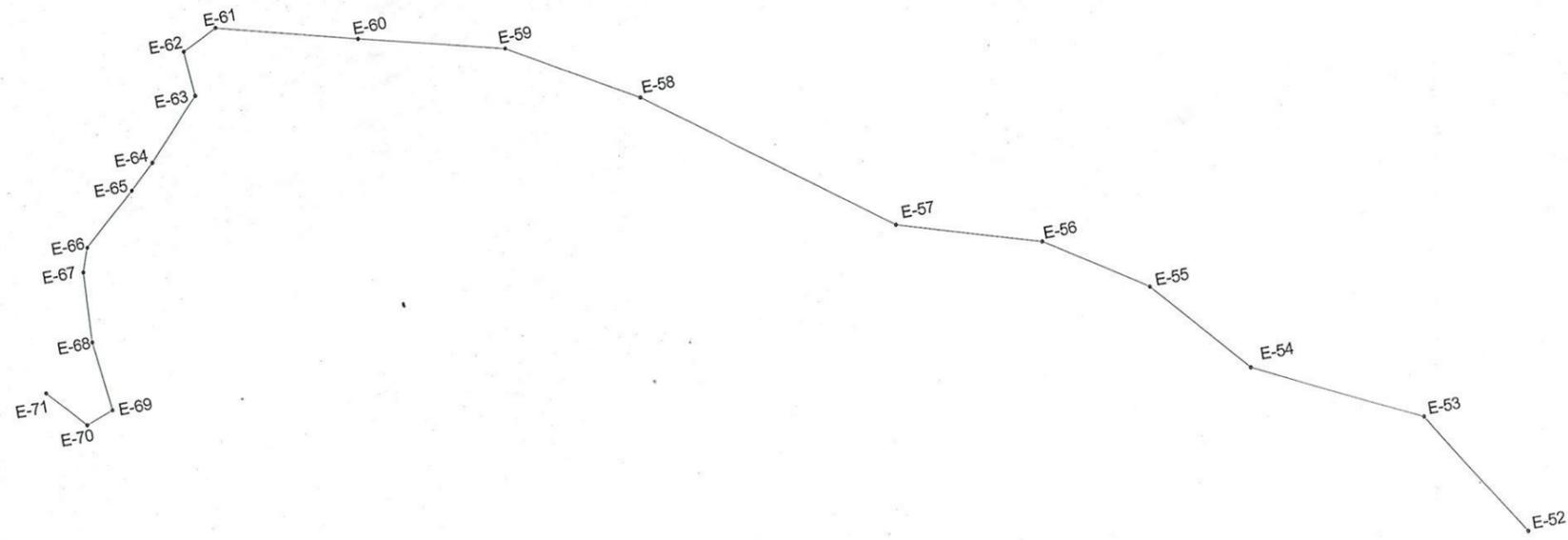
PLANTA DE LA LINEA DE CONDUCCION DE E-30 A E-52
LINEA DE CONDUCCION DESDE PUERTA PARADA HACIA LA CABECERA MUNICIPAL.
ESC. UNICA: 1/1500



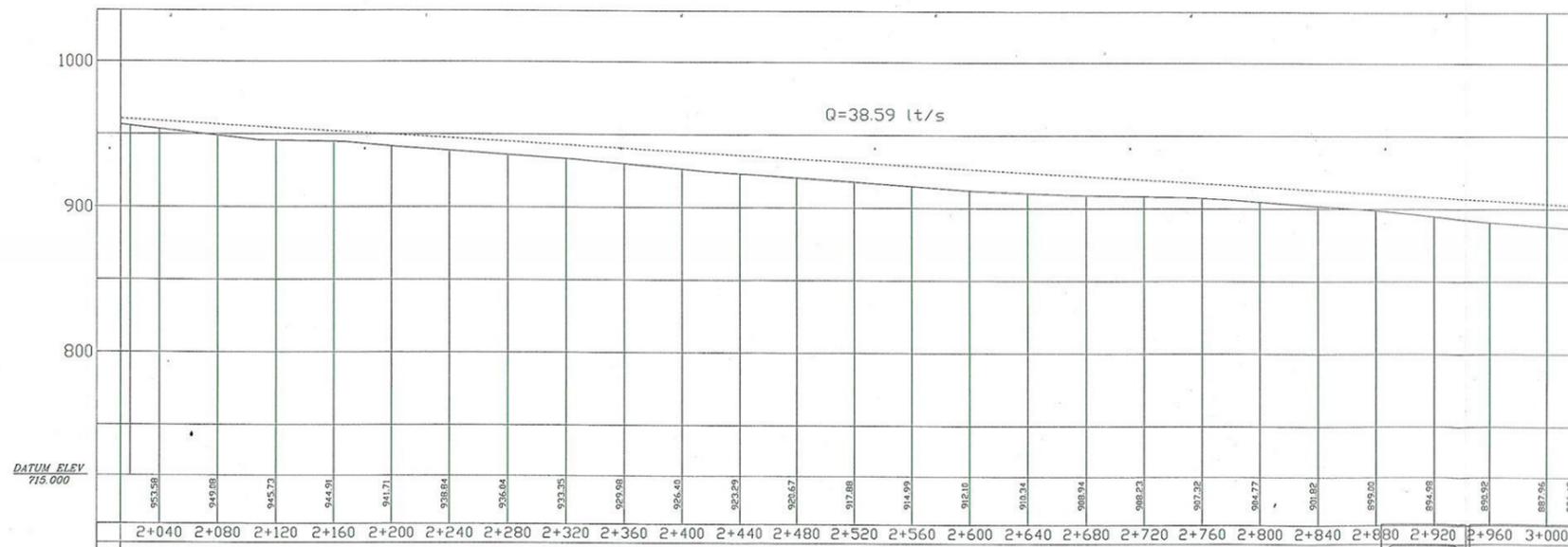
PERFIL GENERAL DEL TERRENO DE E-30 A E-52
LINEA DE CONDUCCION DESDE PUERTA PARADA HACIA LA CABECERA MUNICIPAL.
ESCALA H: 2000
ESCALA V: 500

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA	
PROYECTO:	ARQUITECTURA	PLAN: PLANTA Y PERFIL LINEA DE CONDUCCION
FECHA:	OCTUBRE 2015	PROYECTISTA: RICARDO BARRIOS
DESIGNADO:	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE PRÁCTICAS PROFESIONALES DE INGENIERIA EN EPS	PROYECTO: HOJA: 09 / 09

SIMBOLOGIA HIDRAULICA	
SYMBOLO	DESCRIPCION
—	TIUBERIA GALONADA (PVC)
- - -	LINIA PIEZOMETRICA
E-1	ESTACION TOPOGRAFICA
0+000	CANTONAMIENTO
C.T. =	COTA DEL TERRENO
C.P.Z. =	COTA PIEZOMETRICA
PSI	OPORTUNO DE LOS TUBOS
⊗	PERFORO DE LA TIERRA
⊠	CAJAS DE PRESION
⊞	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
⊞	TANQUE DE OXIDACION
⊕	VALVULA DE LIMPIEZA
⊕	VALVULA DE AIRE



PLANTA DE LA LINEA DE CONDUCCION DE E-52 A E-71
LINEA DE CONDUCCION DESDE PUERTA PARADA HACIA LA CABECERA MUNICIPAL.
ESC. UNICA: 1/1500



PERFIL GENERAL DEL TERRENO DE E-52 A E-71
LINEA DE CONDUCCION DESDE PUERTA PARADA HACIA LA CABECERA MUNICIPAL.
ESCALA H: 2000
ESCALA V: 500

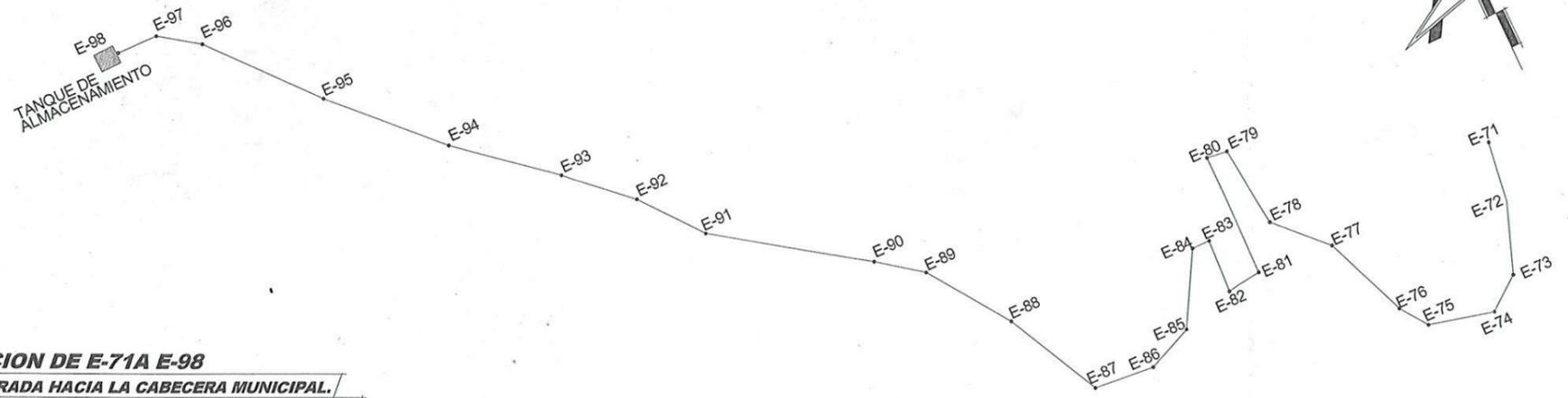
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA

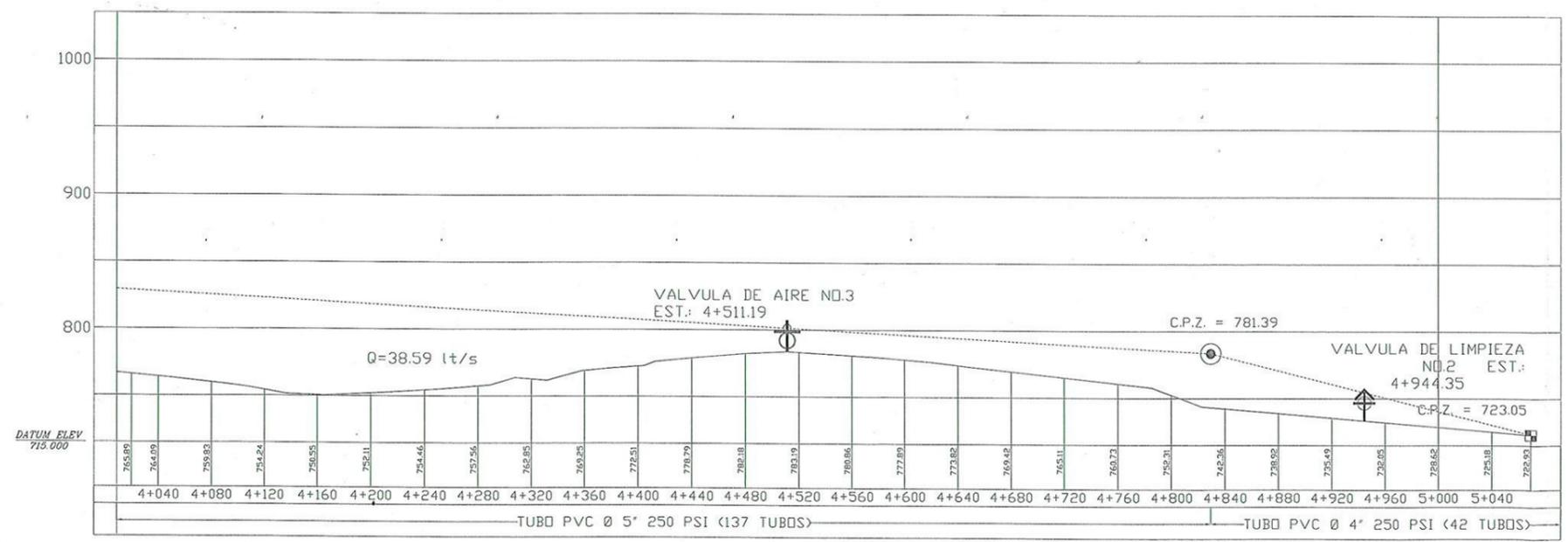
PROYECTO: PLANTA Y PERFIL LINEA DE CONDUCCION
 CLIENTE: Universidad de San Carlos de Guatemala
 FECHA: OCTUBRE 2015
 DISEÑADOR: RICARDO BARRIOS
 SUPERVISOR(A): [Signature]
 Unidad de Prácticas de Ingeniería EPS
 Facultad de Ingeniería

HOJA: 06 DE 09

SIMBOLOGIA HIDRAULICA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
—	TIUBERIA COLOCAR CIVIL
- - -	LINEA PIEZOMETRICA
E-1	ESTACION TOPOGRAFICA
D+000	CAMBIAMIENTO
C.T.=	COTA DEL TERRENO
C.P.Z.=	COTA PIEZOMETRICA
PSI	CAPACIDAD DE LOS TUBOS
Ø	DIAMETRO DE LA TUBERIA
⊕	CARGA DE PRESION
⊕	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
⊕	TANQUE DE CAPACIDAD
⊕	VALVULA DE LIMPIEZA
⊕	VALVULA DE AIRE

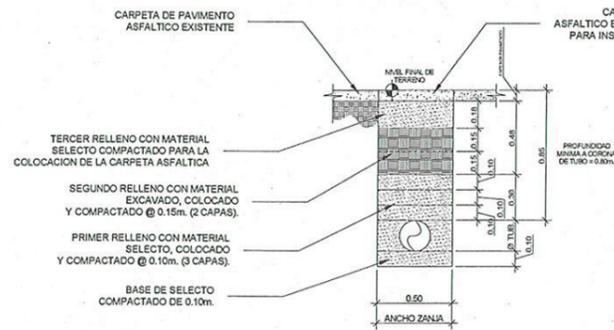


PLANTA DE LA LINEA DE CONDUCCION DE E-71A E-98
LINEA DE CONDUCCION DESDE PUERTA PARADA HACIA LA CABECERA MUNICIPAL.
ESC. UNICA: 1/1500



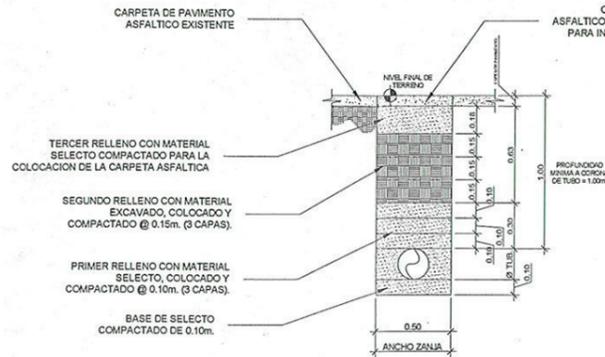
PERFIL GENERAL DEL TERRENO DE E-71 A E-98
LINEA DE CONDUCCION DESDE PUERTA PARADA HACIA LA CABECERA MUNICIPAL.
ESCALA H: 2000
ESCALA V: 500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA			
PAIS: GUATEMALA	PROYECTO: PLANTA Y PERFIL LINEA DE CONDUCCION	FECHA: OCTUBRE 2010	PROFESOR: RICARDO BARRIOS
ASOCIACION SUPERVISORA DE EPS	UNIDAD DE PRACTICAS DE INGENIERIA Y EPS	PROFESOR: RICARDO BARRIOS	FECHA: 07/09



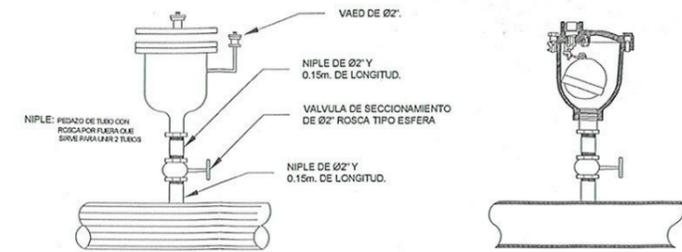
DETALLE DE ZANJA PARA TRAMOS NORMALES

ESCALA 1/20



DETALLE DE ZANJA PARA TRAMOS CON CRUZES DE CALLES

ESCALA 1/20

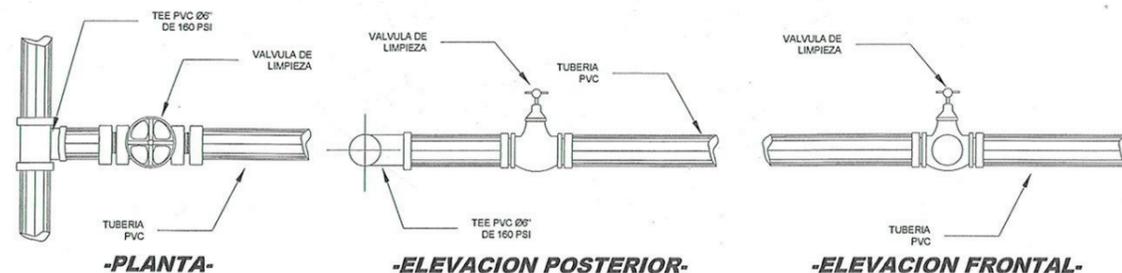


-ELEVACION-

-SECCION-

DETALLE DE VALVULA DE EXPULSION DE AIRE

SIN ESCALA



-PLANTA-

-ELEVACION POSTERIOR-

-ELEVACION FRONTAL-

DETALLES DE VALCULA DE LIMPIEZA

SIN ESCALA

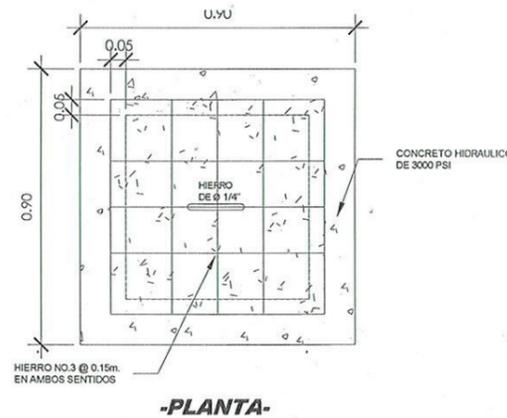


-PLANTA-

-ELEVACION-

DETALLES DE VALVULA DE COMPUERTA

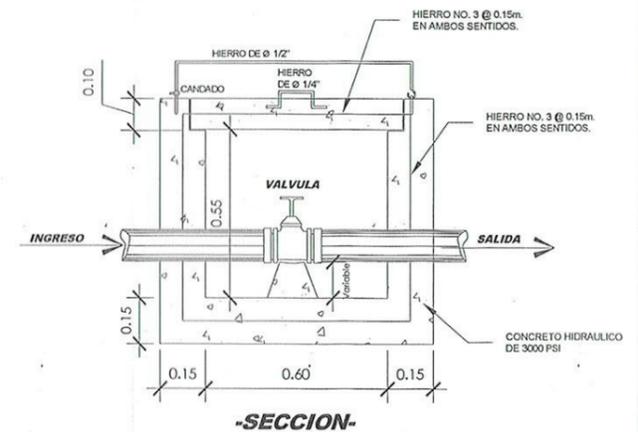
SIN ESCALA



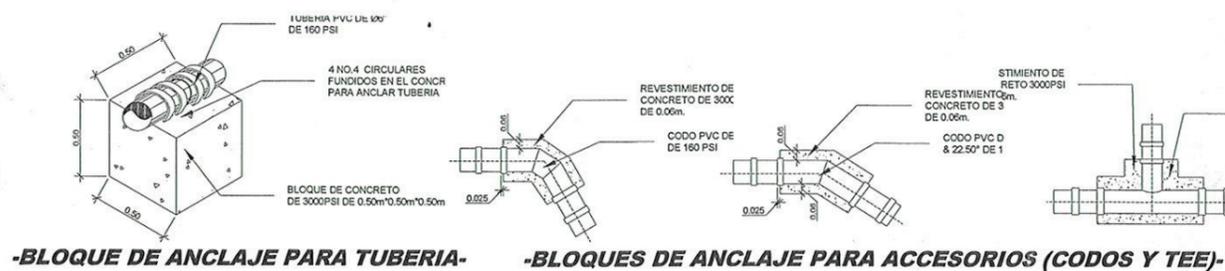
-PLANTA-

DETALLE DE CAJA PARA RESGUARDO DE VALVULAS

ESCALA 1/10



-SECCION-



-BLOQUE DE ANLAJE PARA TUBERIA-

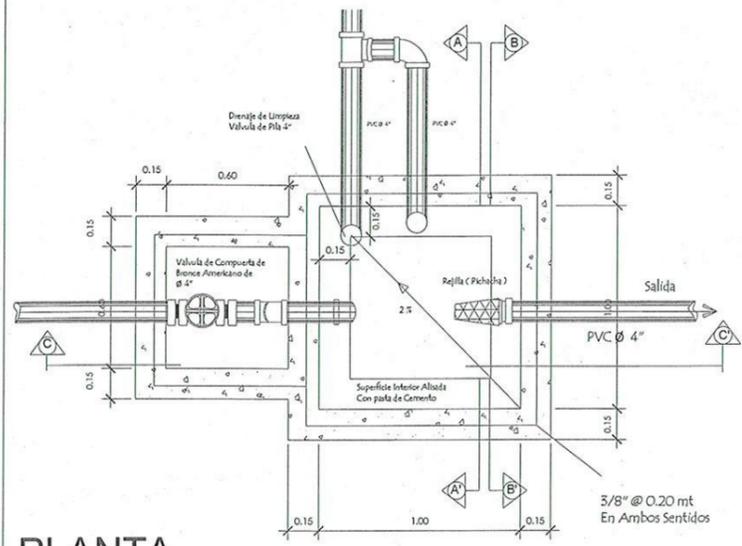
-BLOQUES DE ANLAJE PARA ACCESORIOS (CODOS Y TEE)-

DETALLE DE ANLAJE DE TUBERIA Y ACCESORIOS

SIN ESCALA

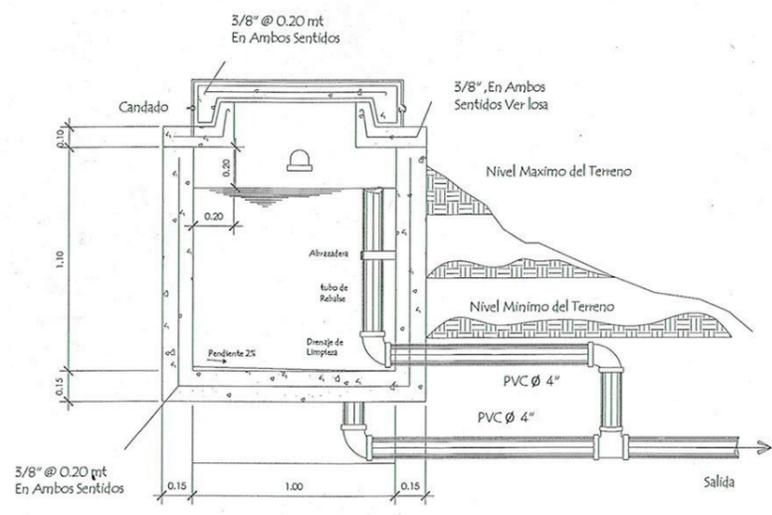


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
MUNICIPALIDAD DE SANTA CATERINA PINULA			
ANEXOS	FECHA	REVISOR	
		RICARDO BARRIOS	
PROYECTO	FECHA	REVISOR	
UNIDAD DE PRACTICAS DE INGENIERIA Y EPS	OCTUBRE 2015	RICARDO BARRIOS	
UNIDAD DE PRACTICAS DE INGENIERIA Y EPS		REVISOR	
		RICARDO BARRIOS	
Facultad de Ingenieria			HOJA: 08/09



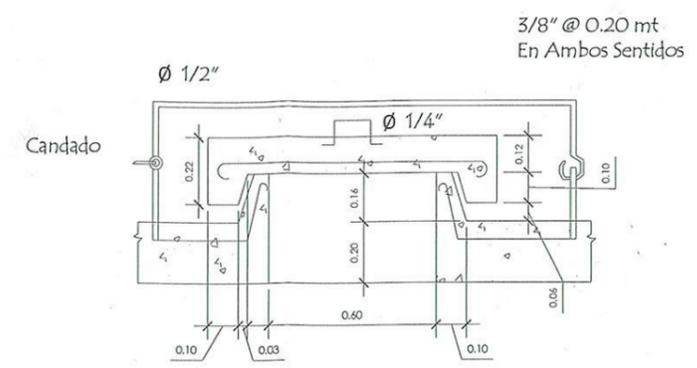
PLANTA

ESCALA 1/25



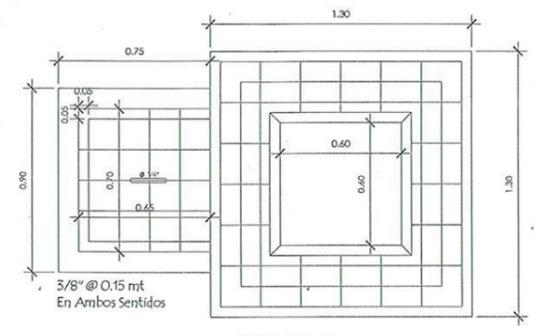
SECCIÓN A-A'

ESCALA 1/25



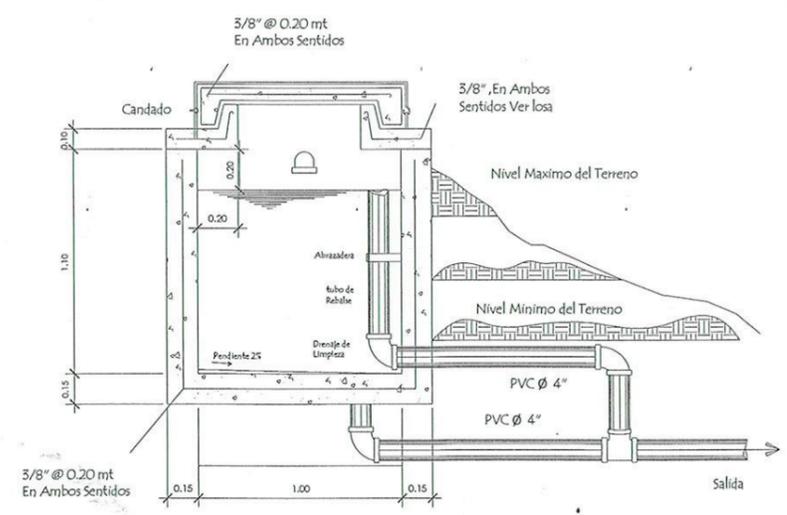
DETALLE DE TAPADERA

ESCALA 1/10



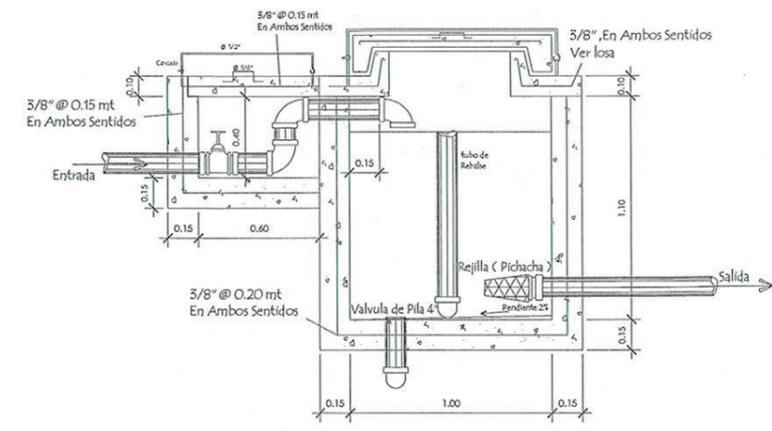
LOSA DE CAJA ROMPE PRESIÓN

ESCALA 1/15



SECCIÓN B-B'

ESCALA 1/25



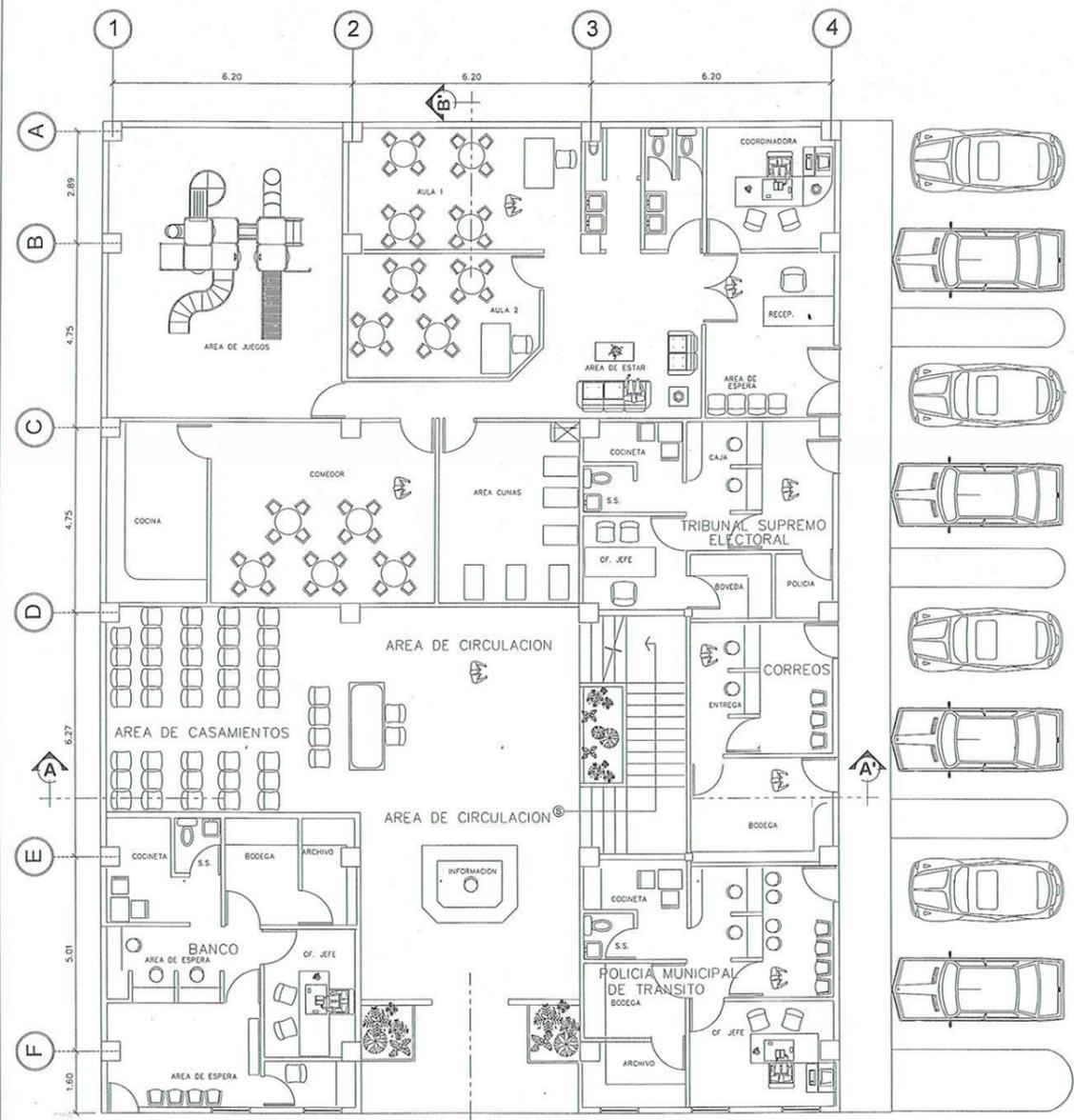
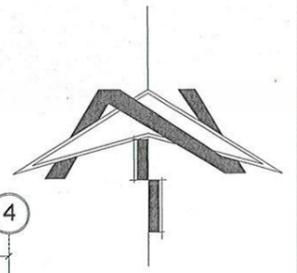
SECCIÓN C-C'

ESCALA 1/15

ESPECIFICACIONES GENERALES

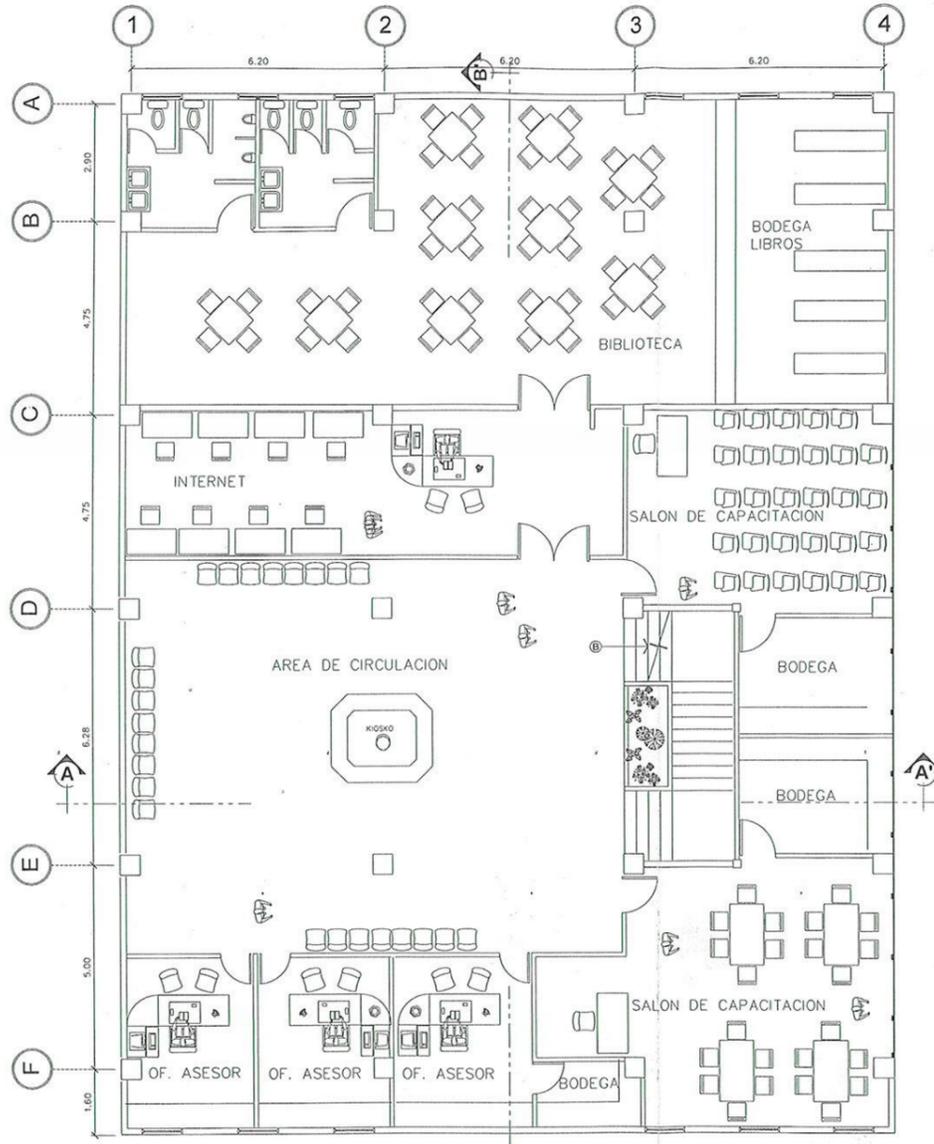
- 1- FLOTE Y PRESION DE TRABAJO
MATERIALES ; CUERPO Y VARILLA DE BRONCE SELLO DE CAUCHO; PELOTA DE COBRE.
PRESION DE TRABAJO EN ROSCAS 100 Lbs/Pul²
- 2- MATERIALES
- CONCRETO f'c = 210 KG./CM2 (3000 PSI)
- ACERO DE REFUERZO # 2 fy = 2300 KG/CM2 (GRADO 33)
3 Y MAYORES fy = 2800 KG/CM2 (GRADO 40)
- 3- CARGAS
- EL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE REBALSE SERA MAYOR QUE EL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE ENTRADA Y EL MINIMO SERA DE 2".
- 4- RECUBRIMIENTOS
- LOSA 2 CM.
- MUROS Y BASE 3 CM.
- 5- INSTALACIÓN
- HORIZONTAL DESVIACIÓN MAXIMA PERMITIDA 45 GRADOS.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA			
PROYECTO	DETALLE DE LA CAJA ROMPE PRESION DE 1 METRO CUADRADO.	FECHA	OCTUBRE 2015
ARQUITECTO	RICARDO BARRIOS	PROFESOR	RICARDO BARRIOS
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	ASOCIACION (A) SUPERVISORA DE EPS		UNIDAD DE INGENIERIA DE TUBERIAS Y EPS
FECHA	09	HOJA:	09



PLANTA AMUEBLADA PRIMER NIVEL

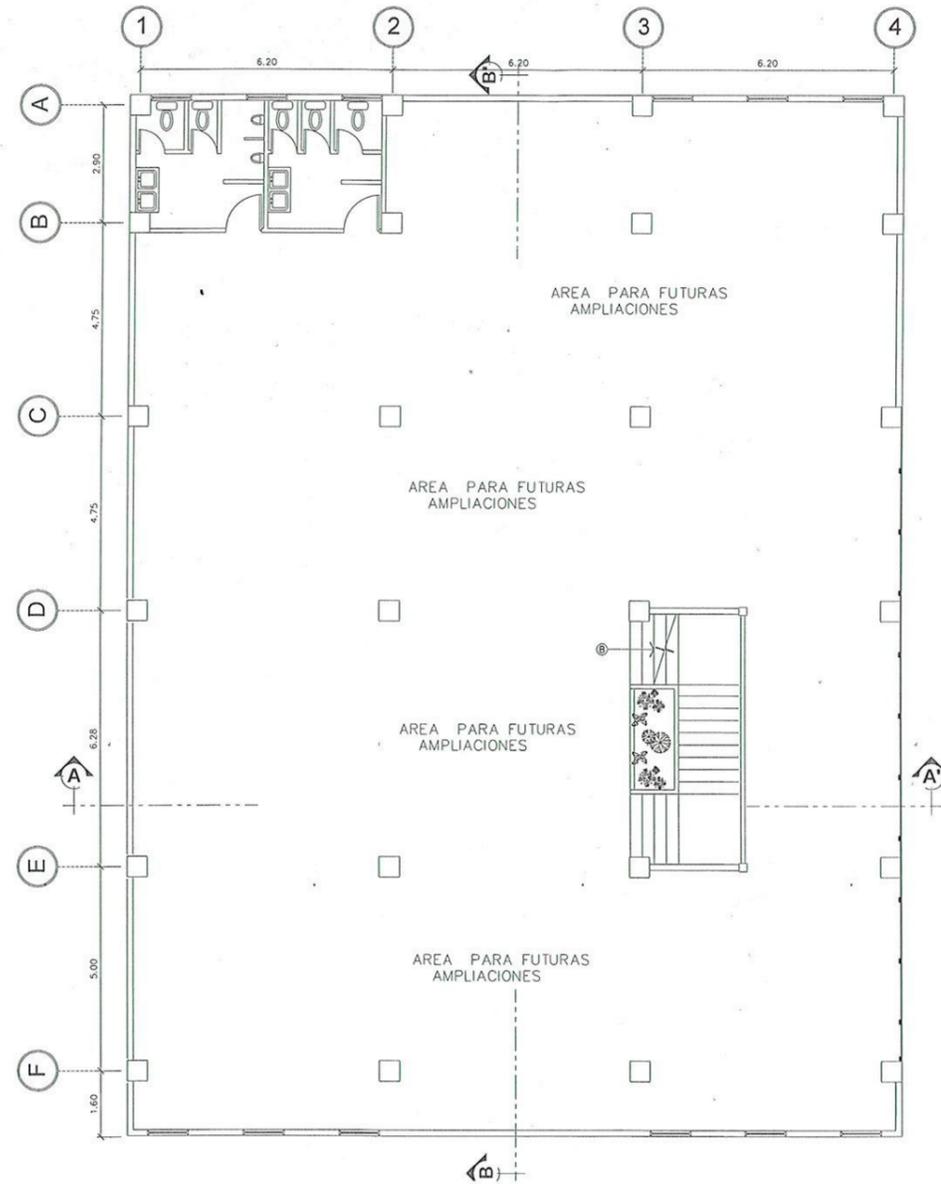
ESCALA 1/75



PLANTA AMUEBLADA SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1/75

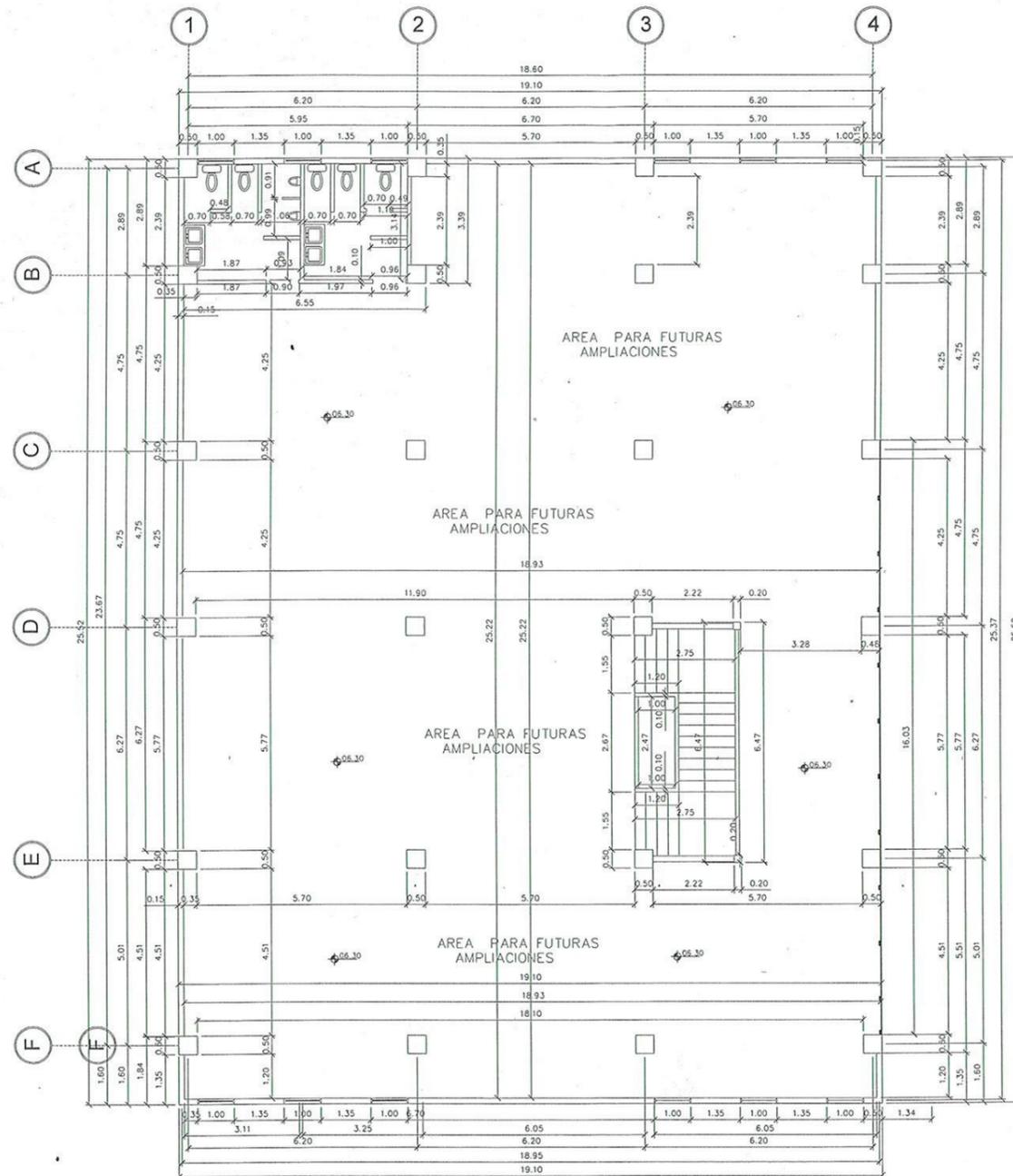
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA	
ARQUITECTO RICARDO BARRIOS	ARQUITECTA RICARDO BARRIOS	FECHA OCTUBRE 2015
ASOCIACION (A) DE INGENIEROS DE EPS Unidad de Prácticas de Ingeniería EPS		NO. JA: CI 25



PLANTA AMUEBLADA TERCER NIVEL

ESCALA 1/75

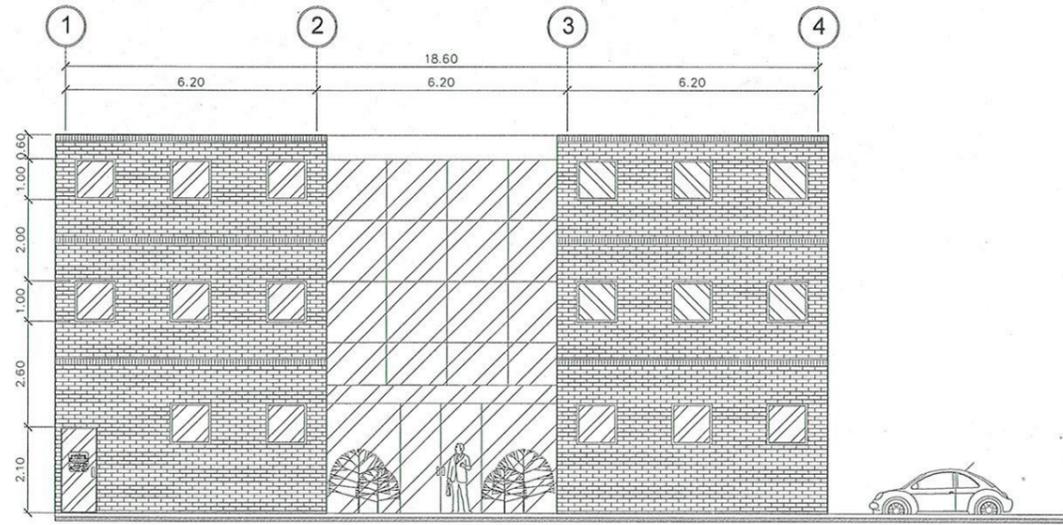
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA			
AREA: ARQUITECTURA	TITULO: PLANO DE ARQUITECTURA		
AUTOR: RICARDO BARRIOS	FECHA: OCTUBRE DE 2015	DISEÑADO POR: RICARDO BARRIOS	
CLIENTE: Unidad de Estudios de Recursos y EPS	ESCALA: INDICADA	PROYECTO: 	HOJA: 02 / 25



PLANTA ACOTADA TERCER NIVEL

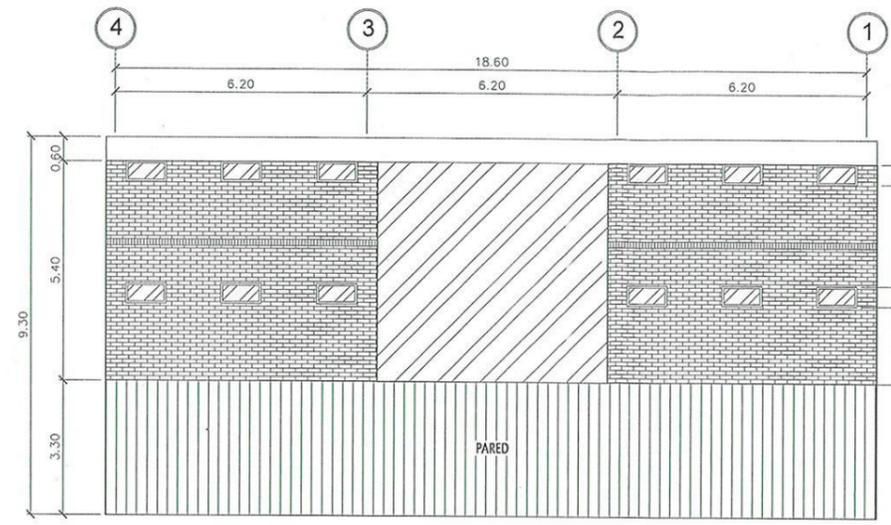
ESCALA 1/75

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
		MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA	
PROYECTO: PROYECTO DE RECONSTRUCCION DE LA PLANTA ACOTADA	LUGAR: Ciudad de San Carlos de Guatemala	FECHA: OCTUBRE 2015	DISEÑADO POR: RICARDO BARRIOS
ASesor(A) SUPERVISOR(A) DE EJECUCION: Unidad de Estudios de Ingeniería y Estructuras	ASesor(A) SUPERVISOR(A) DE EJECUCION: Unidad de Estudios de Ingeniería y Estructuras	HOJA: 04	25



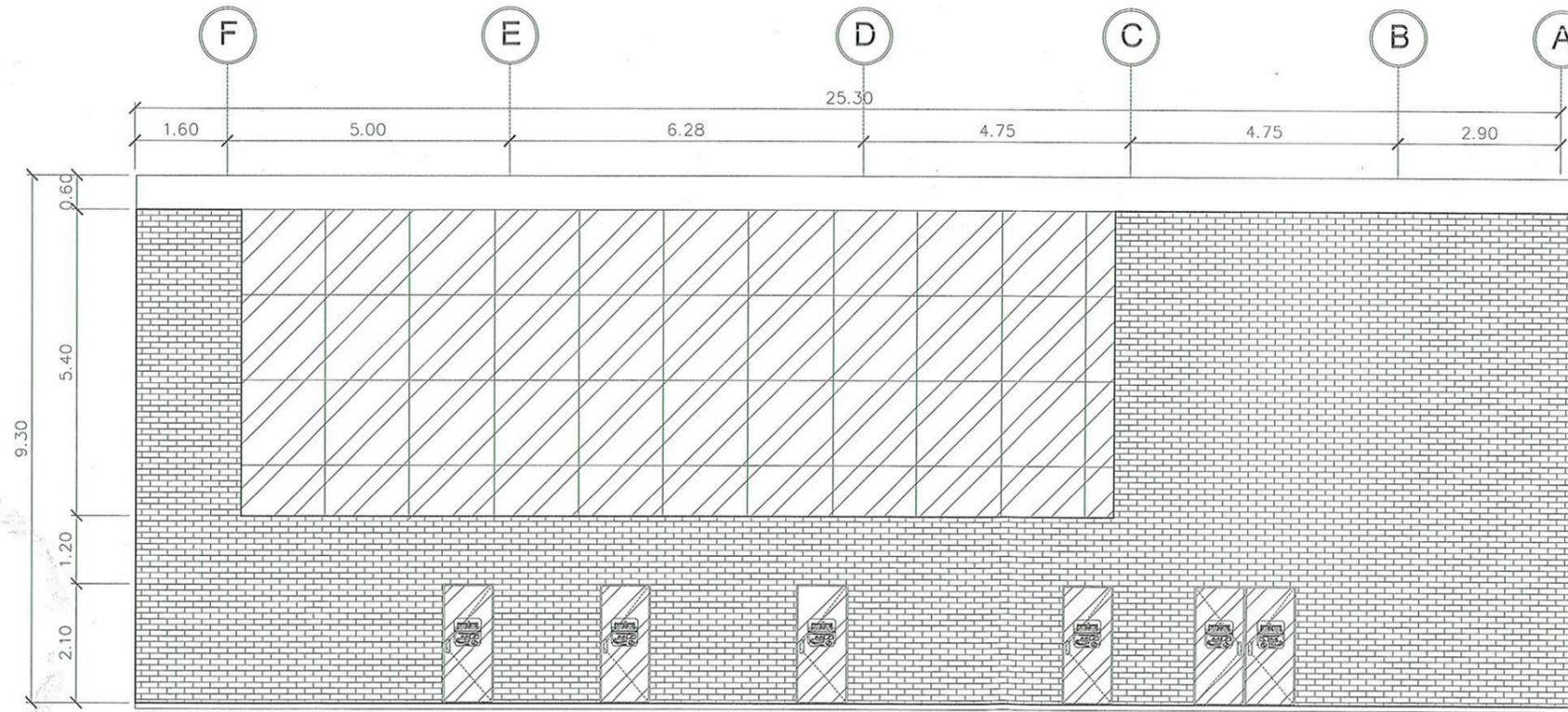
ELEVACIÓN PRINCIPAL

ESCALA 1/75



ELEVACIÓN LATERAL

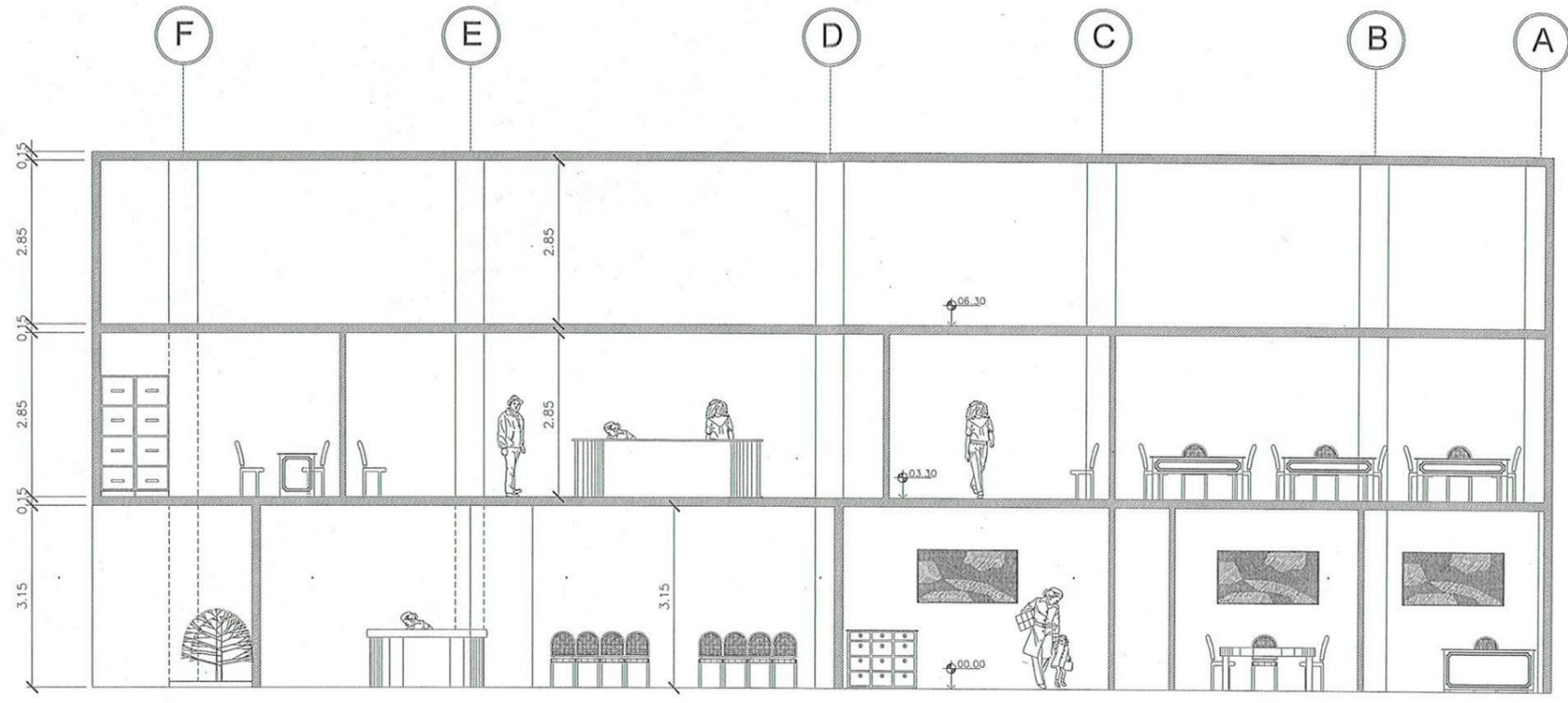
ESCALA 1/75



ELEVACIÓN LATERAL

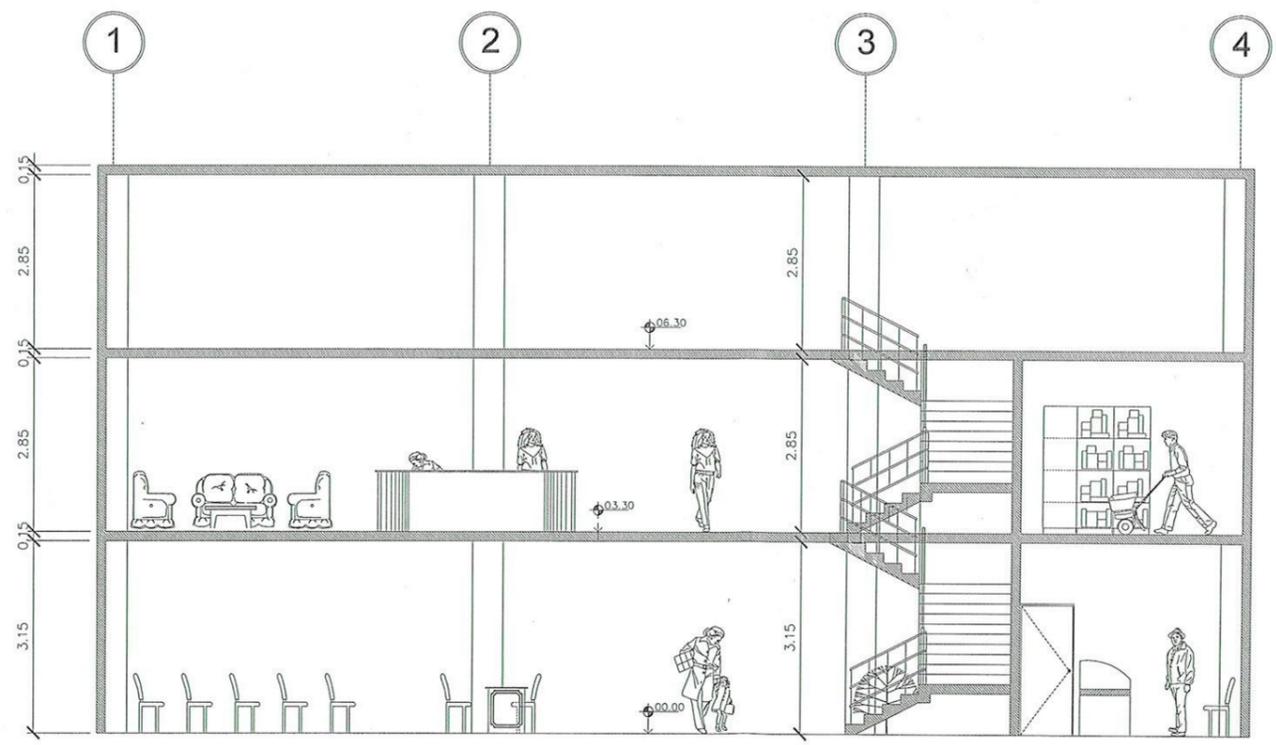
ESCALA 1/50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA			
CARRERA	ARQUITECTURA	CURSOS	ELEVACIONES
ALUMNO	RICARDO BARRIOS	FECHA	OCTUBRE 2015
PROFESOR	RICARDO BARRIOS	PROFESOR	RICARDO BARRIOS
			
PROYECTO		HOJA:	
		05 / 25	



SECCIÓN LONGITUDINAL (SECCIÓN B - B')

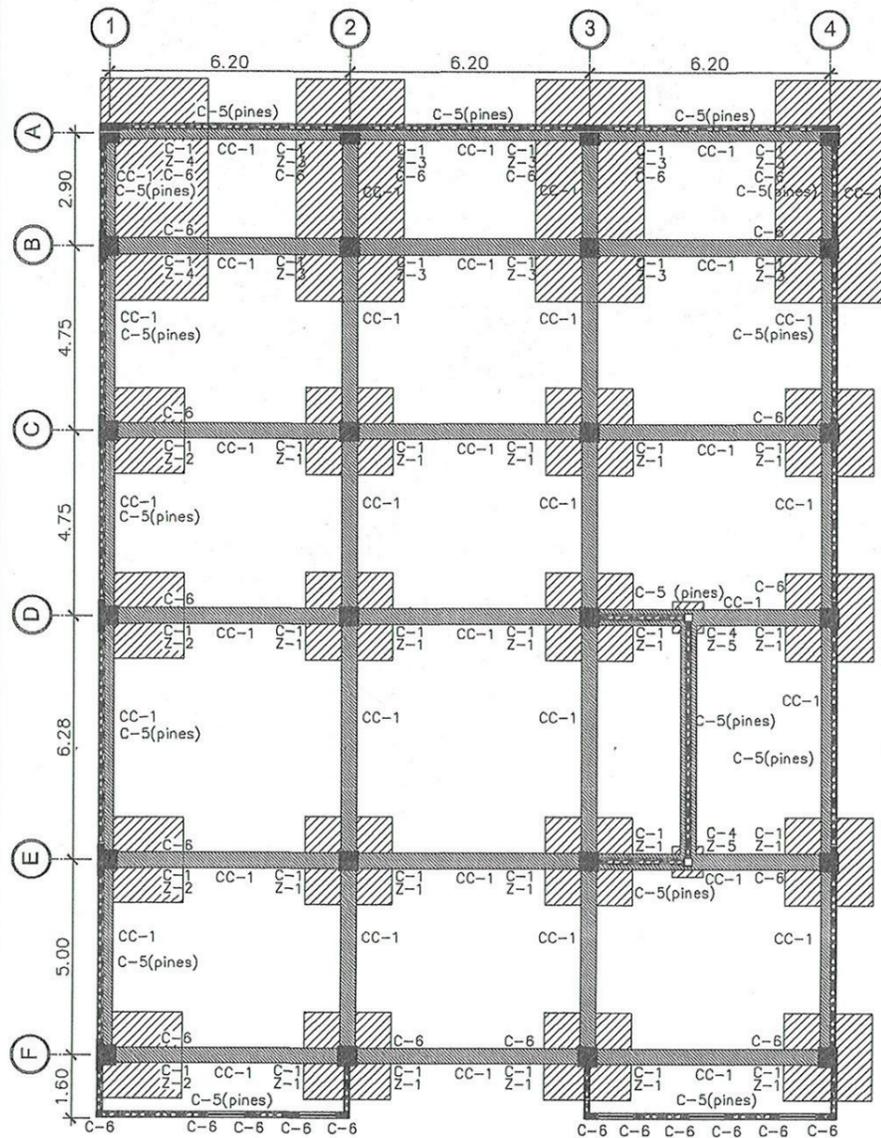
ESCALA 1/50



SECCIÓN TRANSVERSAL (SECCIÓN A - A')

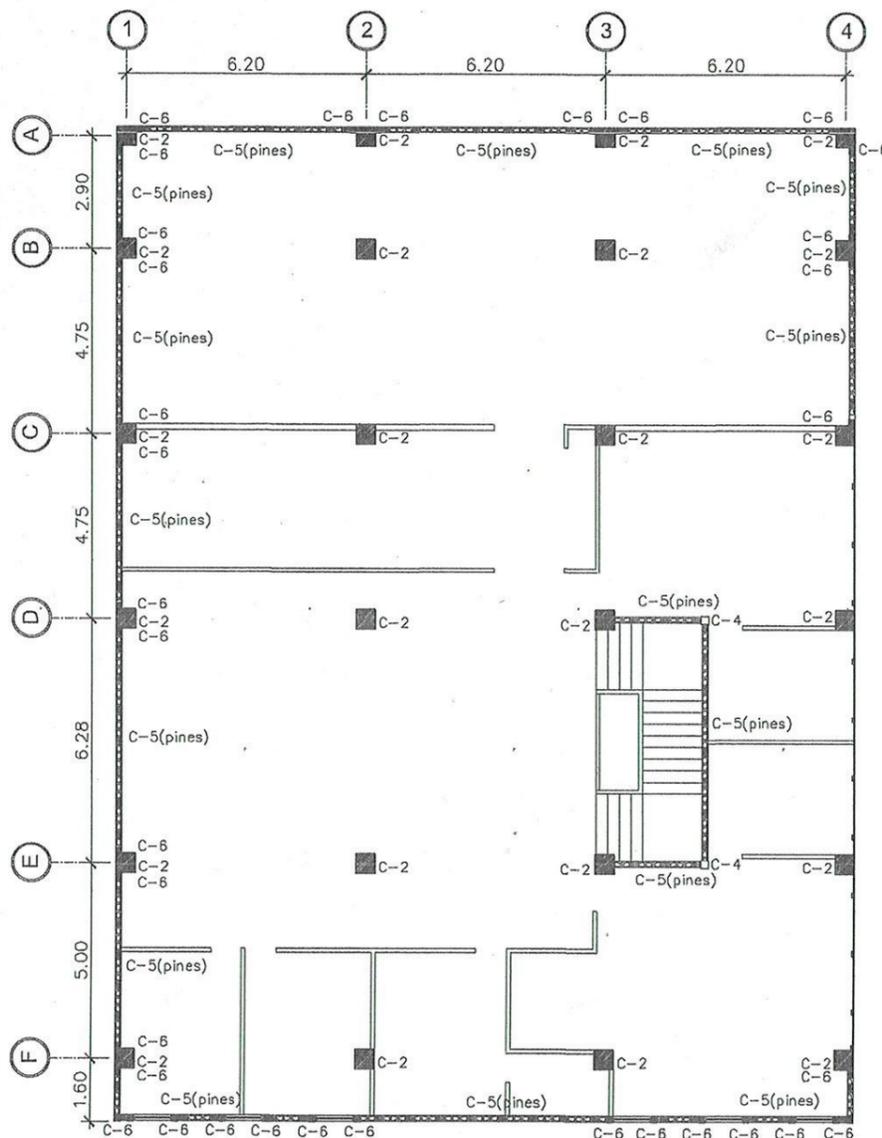
ESCALA 1/50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA	
PROYECTO: ARQUITECTURA	SECCIONES
PROYECTANTE: RICARDO BARRIOS	PROYECTANTE: RICARDO BARRIOS
UNIDAD DE PRÁCTICAS DE INGENIERIA EN EPS	HOJA: 06
Facultad de Ingeniería	



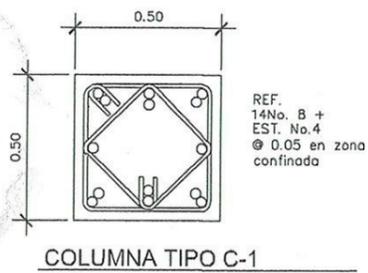
PLANTA DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS

ESCALA 1/75



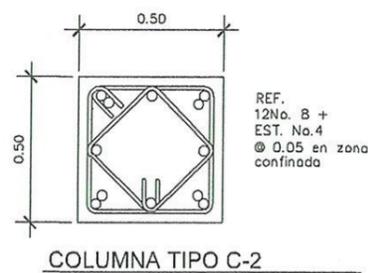
PLANTA DE DISTRIBUCIÓN DE COLUMNAS SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1/75



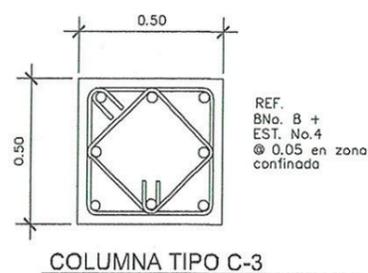
COLUMNA TIPO C-1

ESCALA 1/10



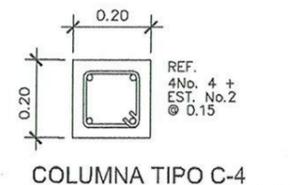
COLUMNA TIPO C-2

ESCALA 1/10



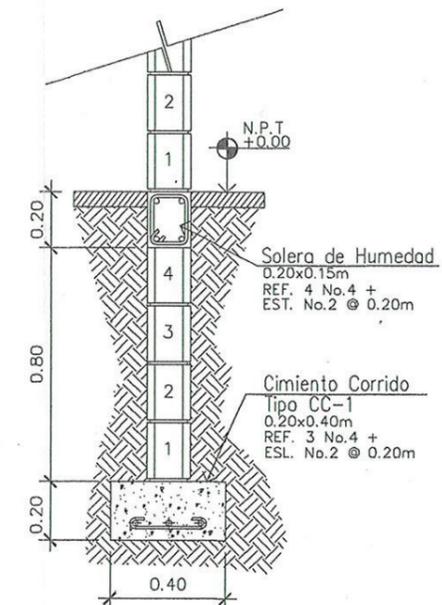
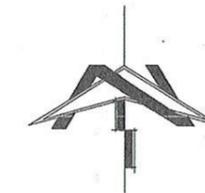
COLUMNA TIPO C-3

ESCALA 1/10



COLUMNA TIPO C-4

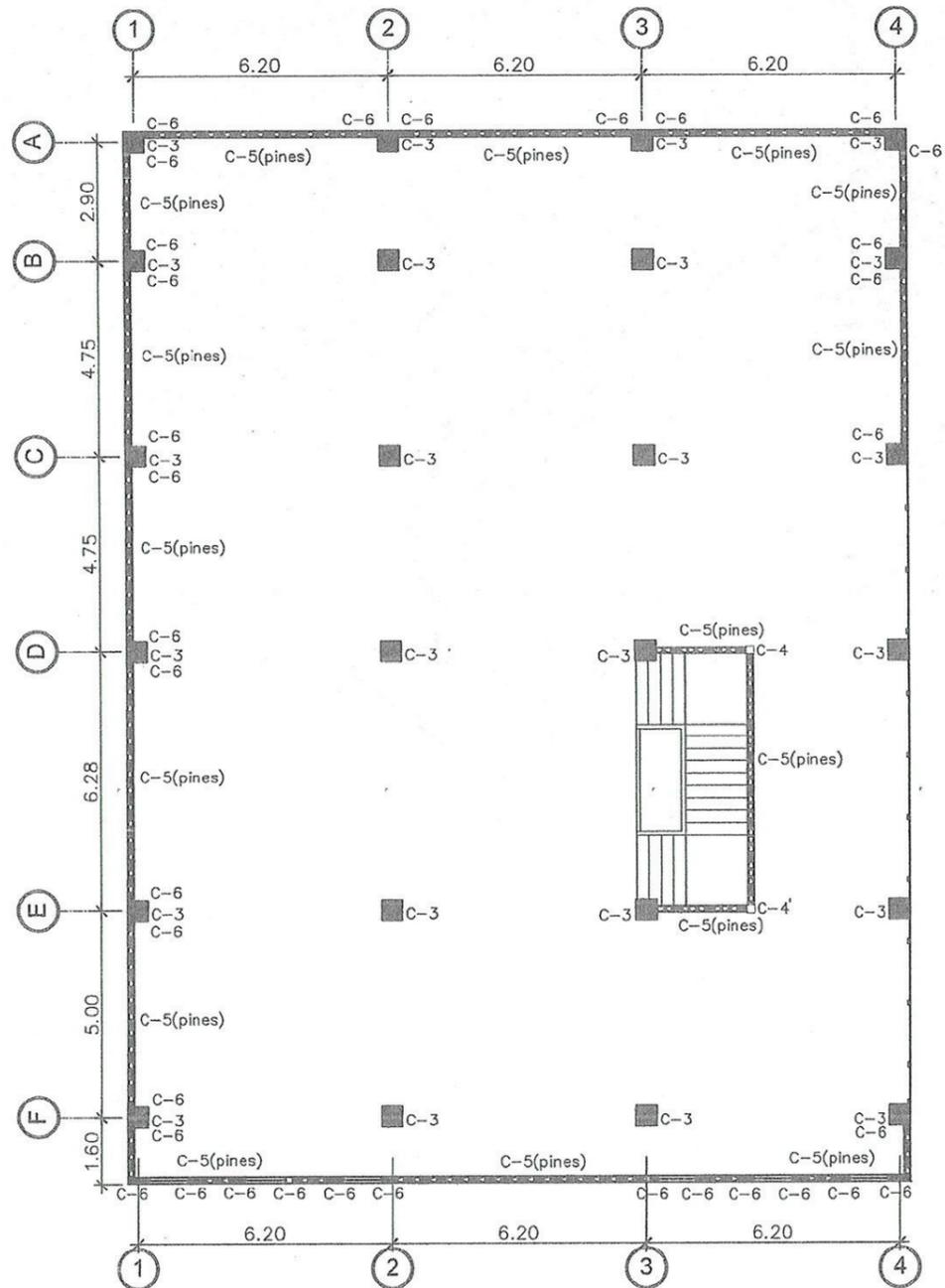
ESCALA 1/5



CIMENTO CORRIDO CC-1

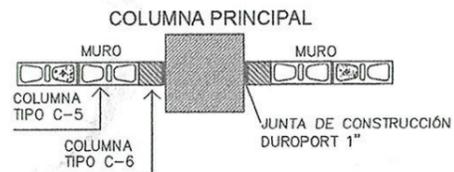
ESCALA 1/10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA			
PROYECTO	PLANTA DE CIMENTACIÓN Y COL. NIVEL	FECHA	
PROYECTISTA		PROYECTISTA	
REVISOR		REVISOR	
APROBADO		APROBADO	
AUTOR		FECHA	
AUTOR		FECHA	



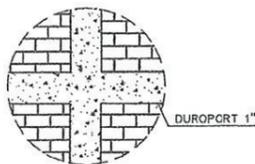
PLANTA DE DISTRIBUCIÓN DE COLUMNAS TERCER NIVEL

ESCALA 1/75



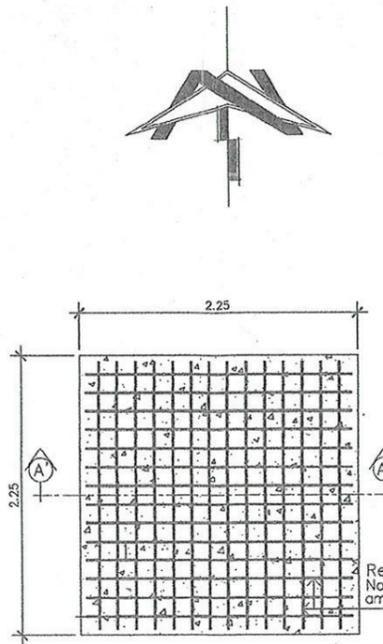
PLANTA JUNTA MURO COLUMNA

ESCALA 1/20



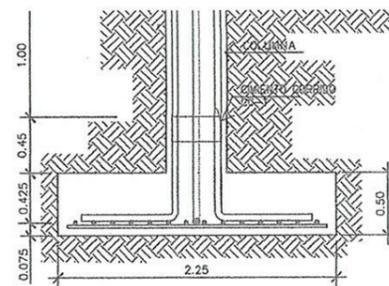
ELEVACIÓN JUNTA MURO-VIGA-COLUMNA

ESCALA 1/50



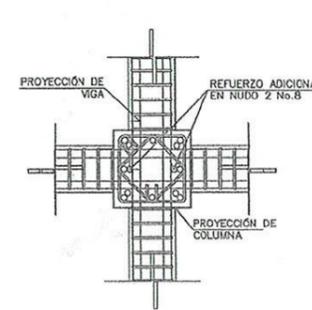
ZAPATA Z-1

ESCALA 1/25



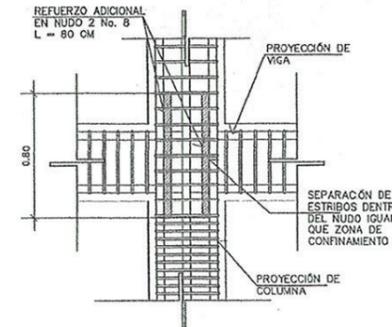
SECCIÓN A-A

ESCALA 1/25



PLANTA

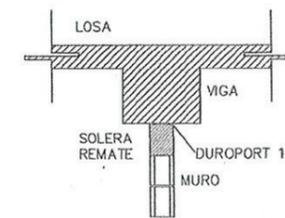
ESCALA 1/20



SECCIÓN

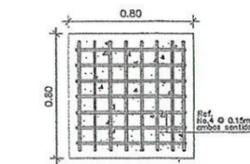
ESCALA 1/20

DETALLE DE NUDO



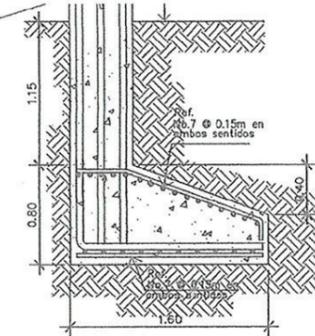
DETALLE JUNTA MURO - VIGA

ESCALA 1/20



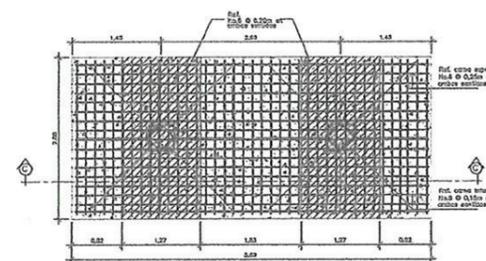
ZAPATA Z-5

ESCALA 1/25



ZAPATA Z-2

ESCALA 1/25



ZAPATA Z-3

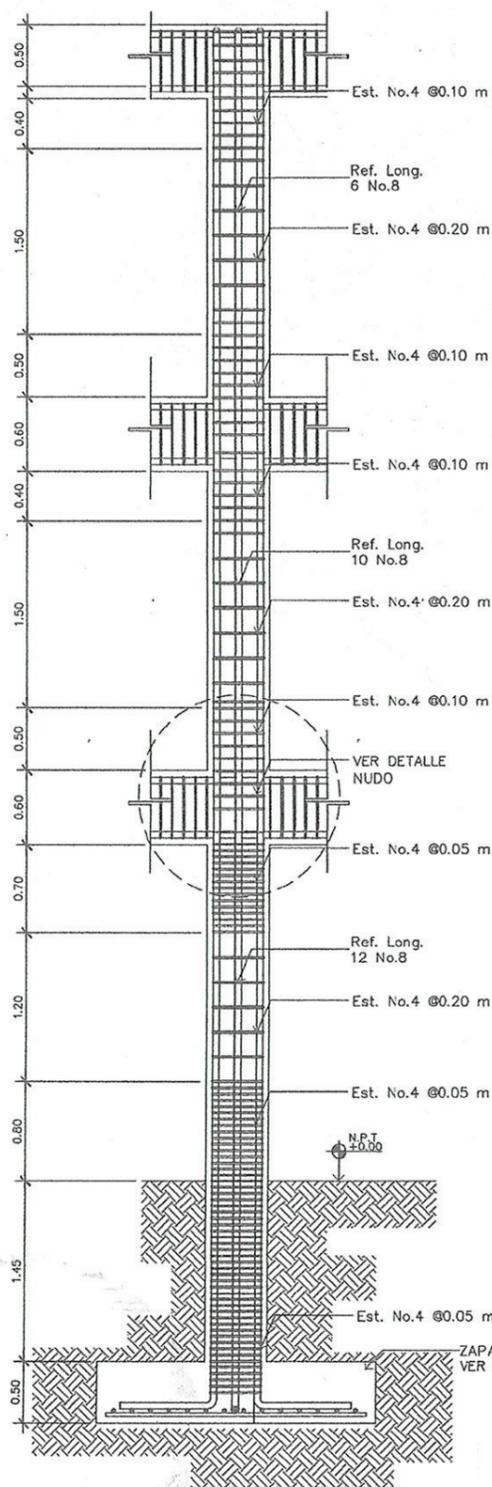
ESCALA 1/50

ESPECIFICACIONES GENERALES

- 1- CODIGOS DE DISEÑO:
 - CONCRETO ACI 08 2008
 - MAMPOSTERIA UBC '97
 - CARGAS UBC '97
 - SISMO UBC '97
- MATERIALES
 - CONCRETO f'c = 280 KG/CM2 (4000 PSI)
 - ACERO DE REFUERZO
 - # 2 fy = 2300 KG/CM2 (GRADO 33)
 - # 3 Y MAYORES fy = 4200 KG/CM2 (GRADO 60)
 - MAMPOSTERIA fu > 6 = 35 KG/CM2 (MEDIDA SOBRE AREA BRUTA)
- 3- CARGAS
 - CMS : CARGA MUERTA SUPERPUESTA: 530 Kg/M2
 - CV : CARGA VIVA: 500 Kg/M2
- 4- RECUBRIMIENTOS
 - LOSA Y NERVIOS 2 CM.
 - COLUMNAS 5 CM.
 - VIGAS 5 CM.
 - CIMIENTOS 7.5 CM.
- 5- LONGITUDES DE DESARROLLO

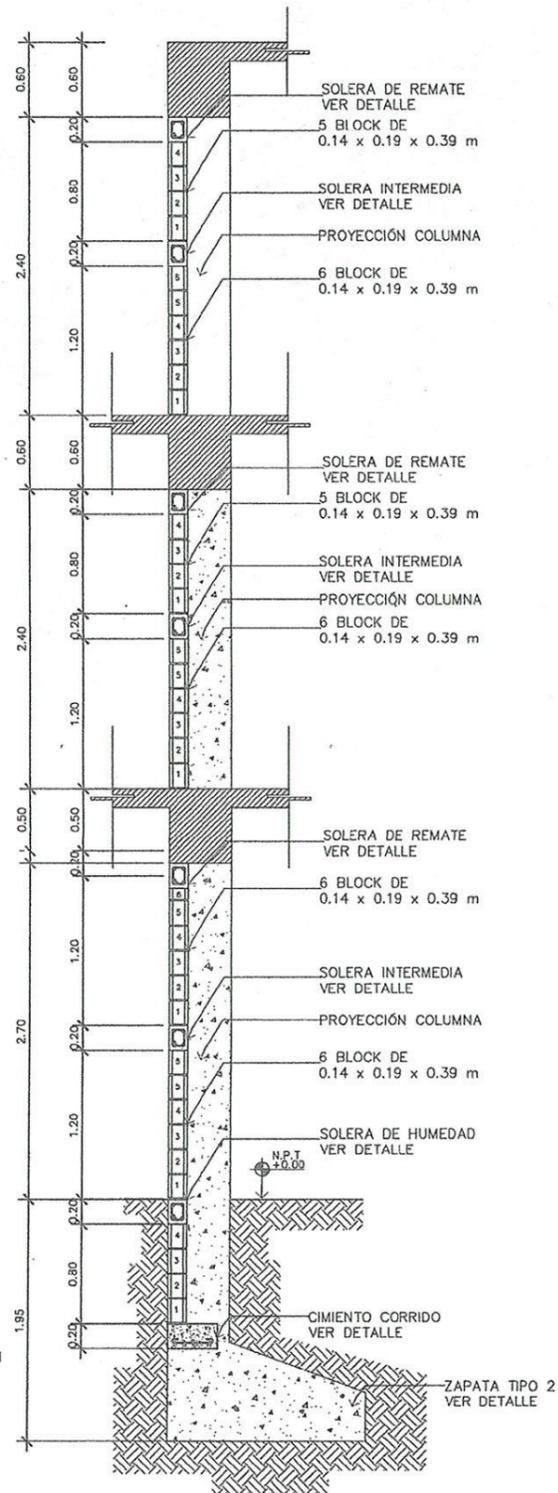
BARRA	No.3	No.4	No.5	No.6
Ld (CMS)	30	35	40	45
- 6- CAPACIDAD SOPORTE DEL SUELO
 - C.S. = 36 TON/MT2 (TRIAJAL)

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA			
TITULO: ARQUITECTURA	CONTENIDO: PLANTA DE COLUMNAS		
PROFESOR: RICARDO PARRON	COORDINADOR: RICARDO PARRON	PROYECTO PUBLICA	
ESTUDIANTE: RICARDO PARRON	PROFESOR: RICARDO PARRON	MATERIA: H2-A	
FECHA: 03/03/2008		MATERIA: H2-A	



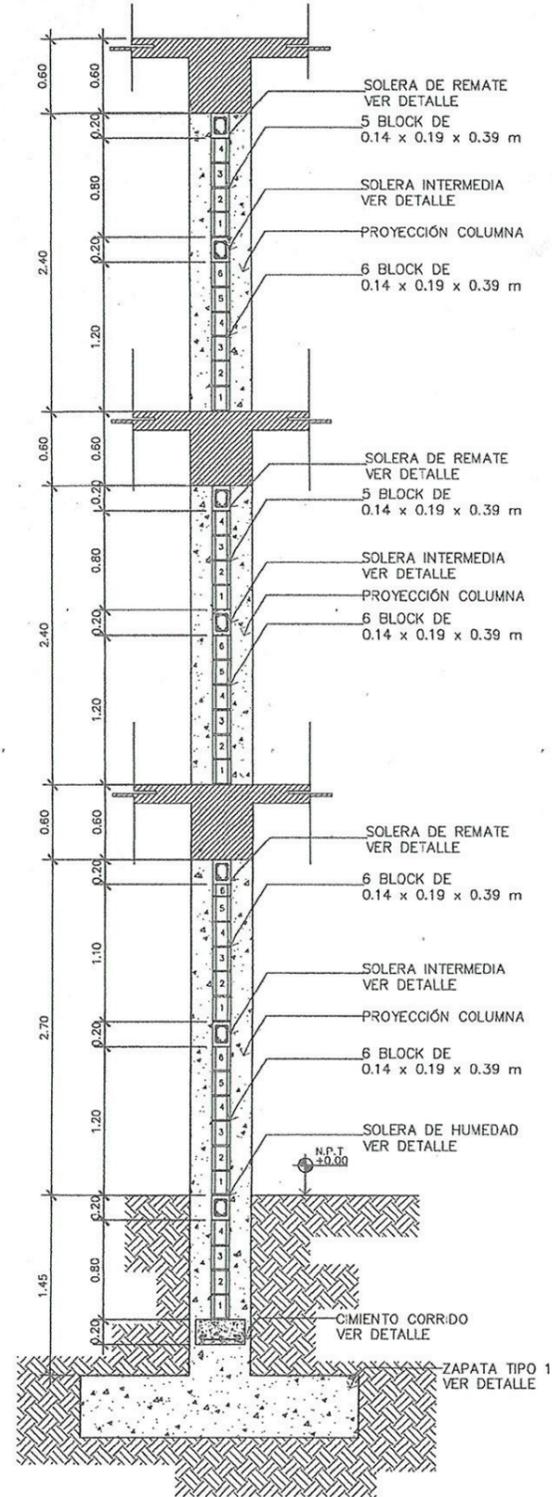
ARMADO DE COLUMNA

ESCALA 1/25



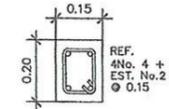
DETALLE DE MURO A - A'

ESCALA 1/25



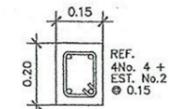
DETALLE DE MURO B - B'

ESCALA 1/25



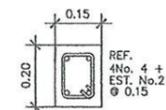
SOLERA DE REMATE

ESCALA 1/10



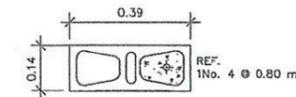
SOLERA INTERMEDIA

ESCALA 1/10



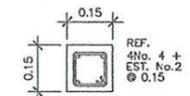
SOLERA DE HUMEDAD

ESCALA 1/10

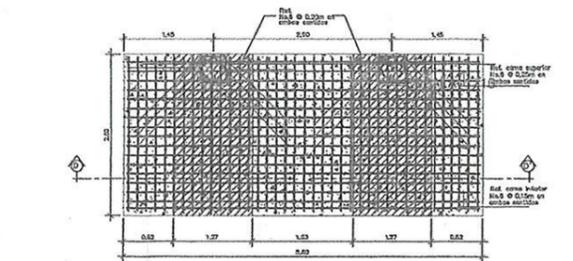


COLUMNA C-5

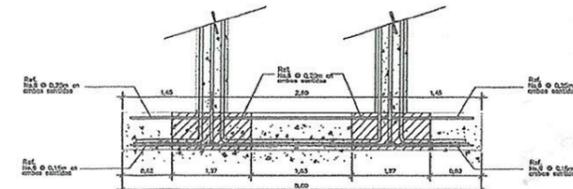
ESCALA 1/10



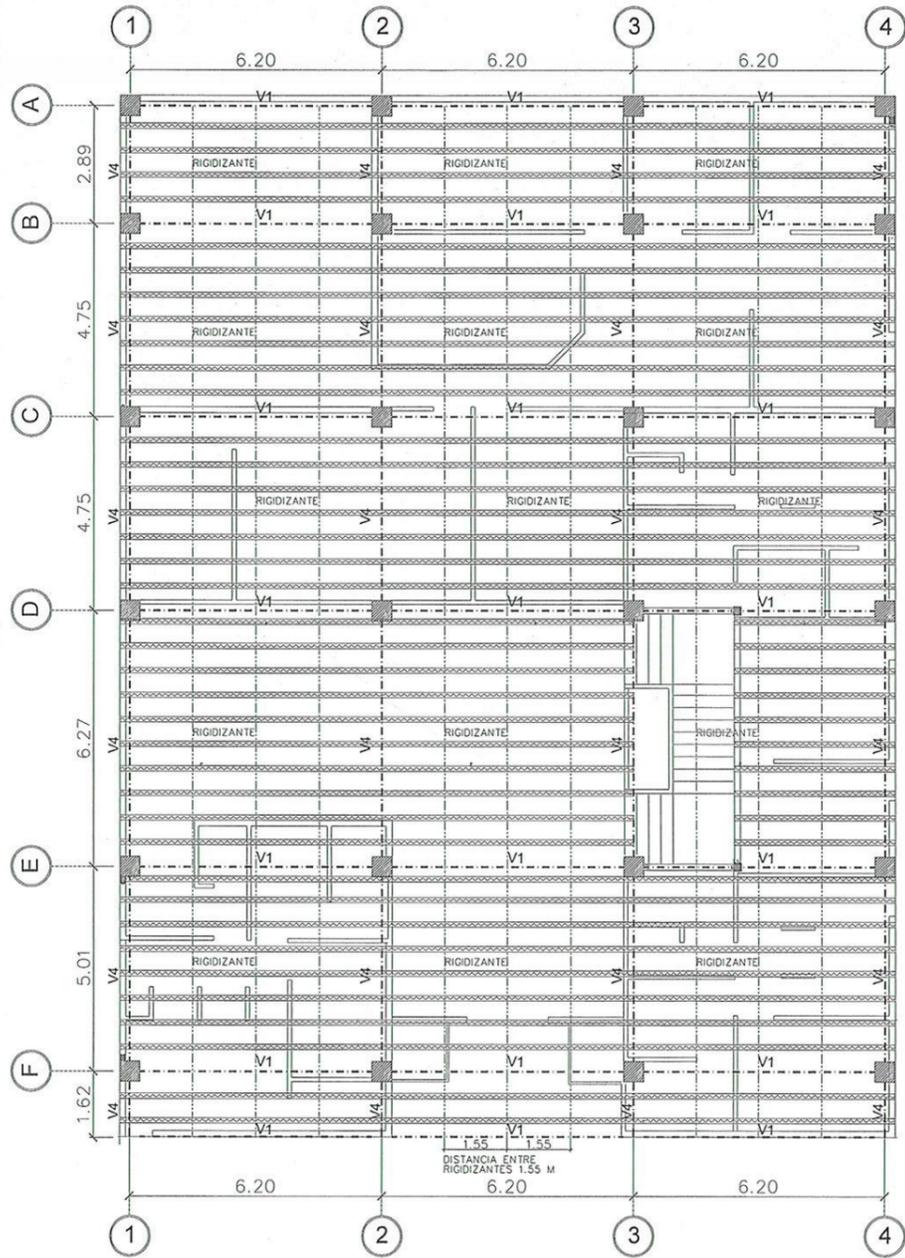
COLUMNA C-6



ZAPATA Z-4

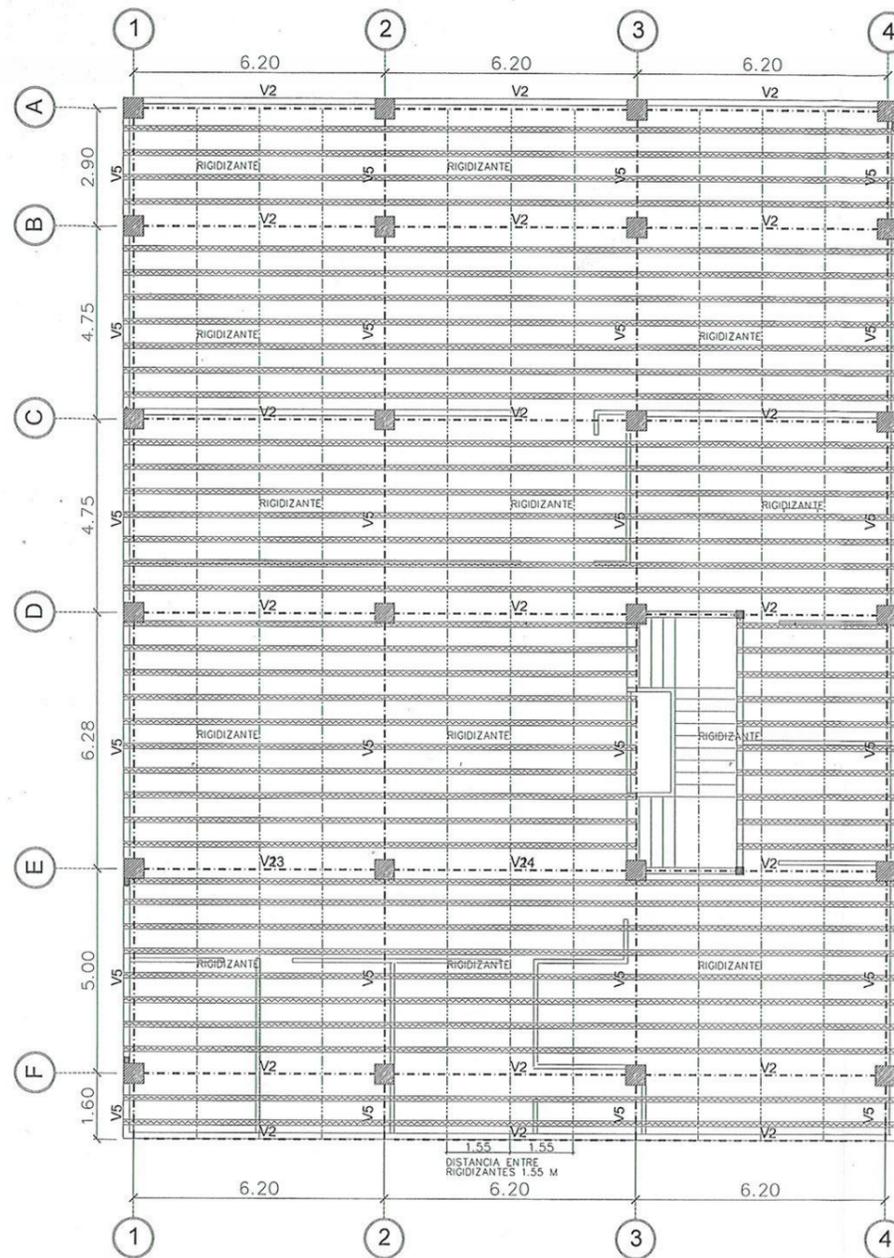


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
MUNICIPALIDAD DE SANTA CATERINA PINULA			
PROF.	INGENIERIA	OPERA	SECCION DE OBRAS
PROF.	RICHARDO PARRON	OPERA	OSWALDO TOB
PROF.	RICHARDO PARRON	PROF.	RICHARDO PARRON
PROF.	RICHARDO PARRON	PROF.	F. ESCATA
N.º 1000		N.º 1000	
A. 10.10.20		C. 10	



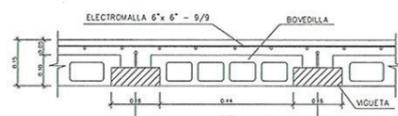
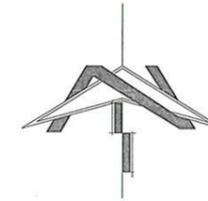
PLANTA DE LOSAS PRIMER NIVEL

ESCALA 1/75



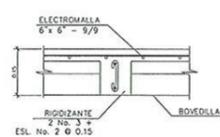
PLANTA DE LOSAS SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1/75



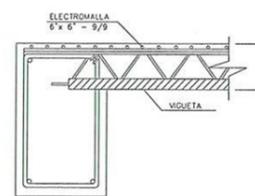
MODULACIÓN CON BOVEDILLA

ESCALA 1/10



SECCIÓN RIGIDIZANTE

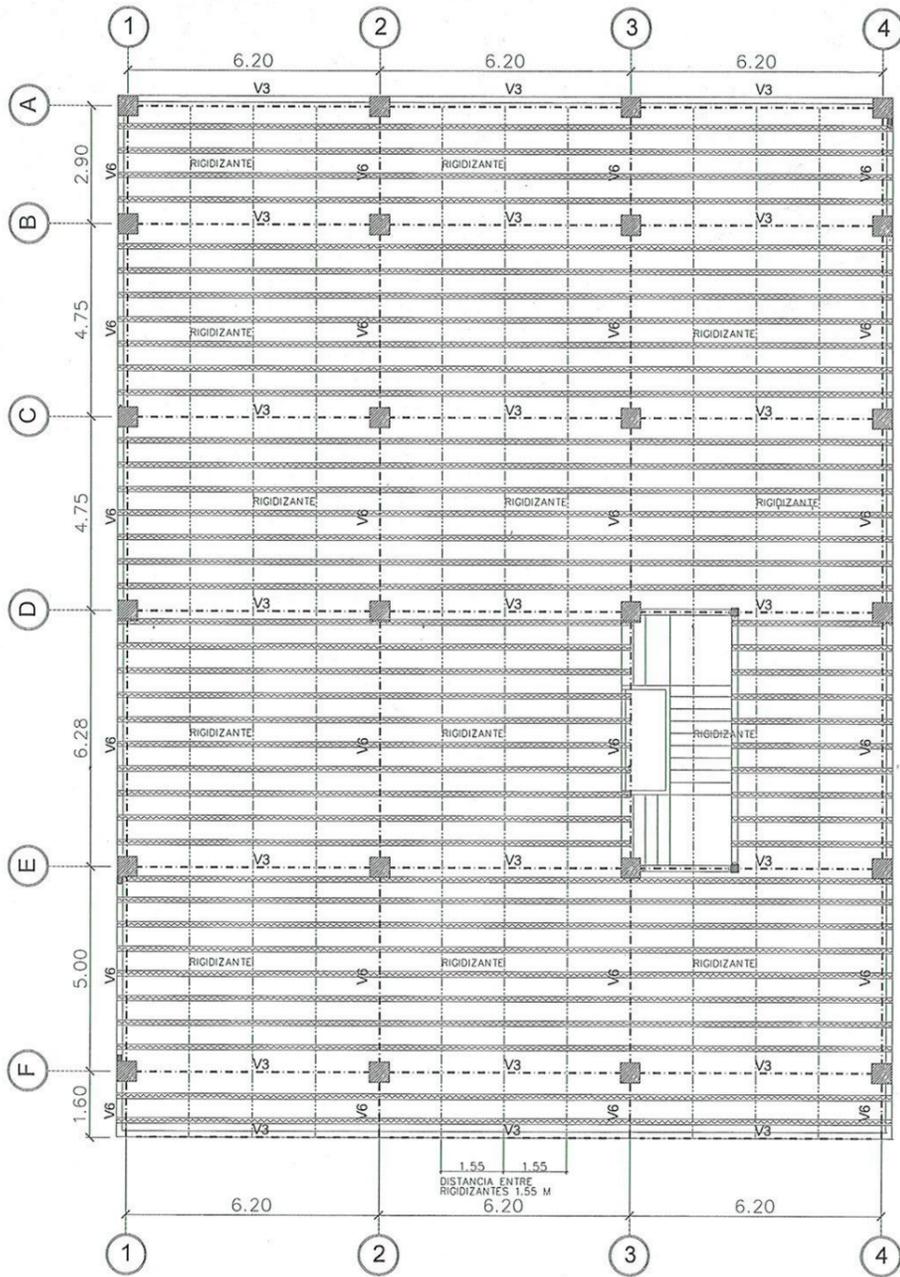
ESCALA 1/10



DETALLE DE ANCLAJE

ESCALA 1/10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA	
 	
PROYECTO: RECONSTRUCCIÓN DE LA UNIDAD DE SERVICIOS DE EPS	FECHA: 15/05/2017
ELABORADO POR: ING. JUAN CARLOS BARRIOS	REVISADO POR: ING. JUAN CARLOS BARRIOS
	
VA. 16.416.8 HOJA: 10 DE 25	

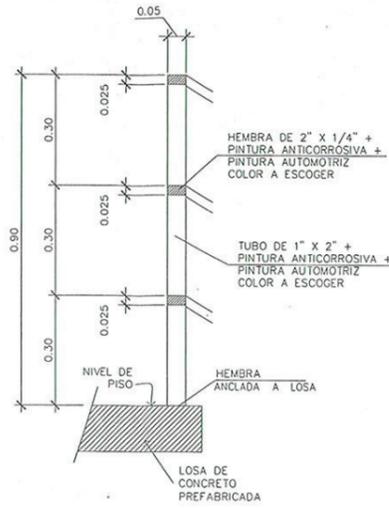


PLANTA DE LOSAS TERCER NIVEL

ESCALA 1/75

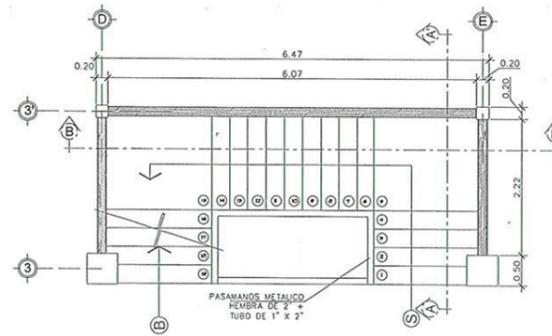
NOMENCLATURA	
	DIRECCION DE LA VIGUETA
	INDICA RIGIDIZANTE
	INDICA VIGA TIPO
	INDICA ELECTROMALLA

NOTAS:	
1.-	LAS VIGUETAS SE ENCUENTRAN SEPARADAS 0.60 A E.A.S.
2.-	ESPESOR DE LOSA PREFABRICADA 0.15m
3.-	COTAS EN METROS.
4.-	LA COLOCACION DE RIGIDIZANTES QUEDAN A 0.155 METROS.
5.-	CARGA ENTREPISO 500KG/M ² PISO MAS ACABADOS 100KG/M ²
6.-	ELECTROMALLA 6" X 6" - 9/9 REFUERZO POR TEMPERATURA.



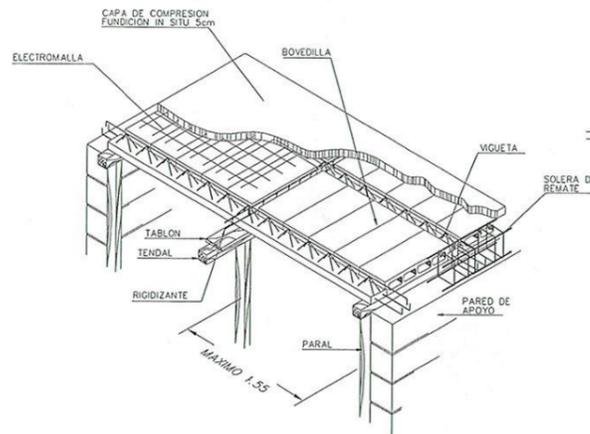
DETALLE DE PASAMANOS

ESCALA 1/25



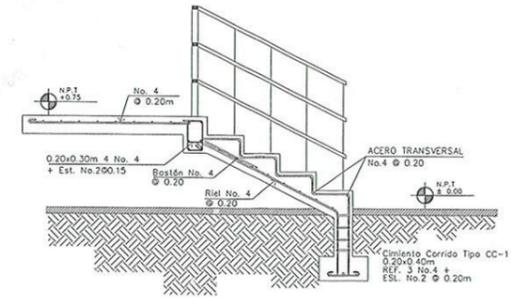
PLANTA MÓDULO DE GRADAS

ESCALA 1/50



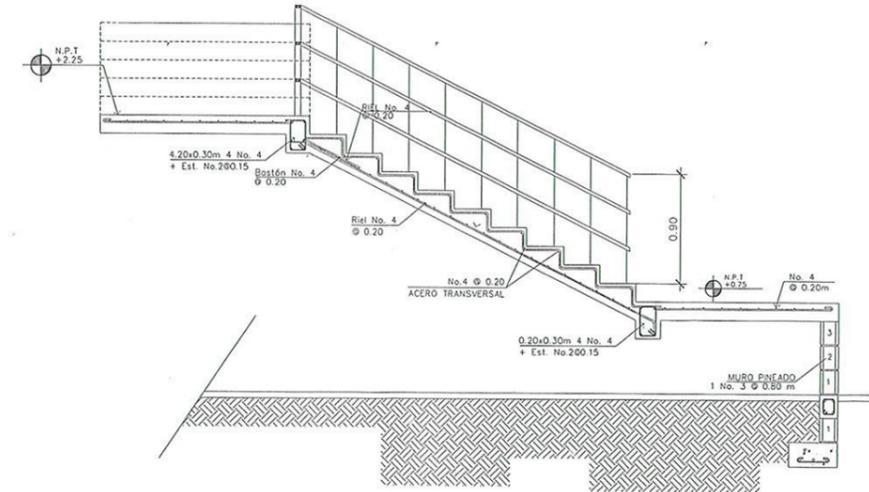
DETALLE CONSTRUCTIVO DE LOSA PREFABRICADA

SIN ESCALA



SECCIÓN B-B' ARMADO DE MÓDULO DE GRADAS

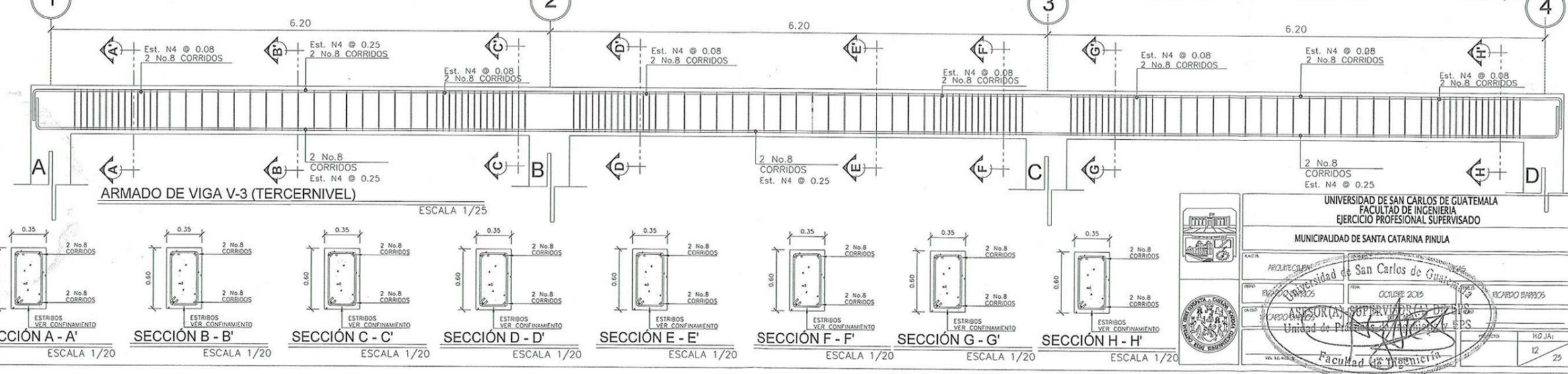
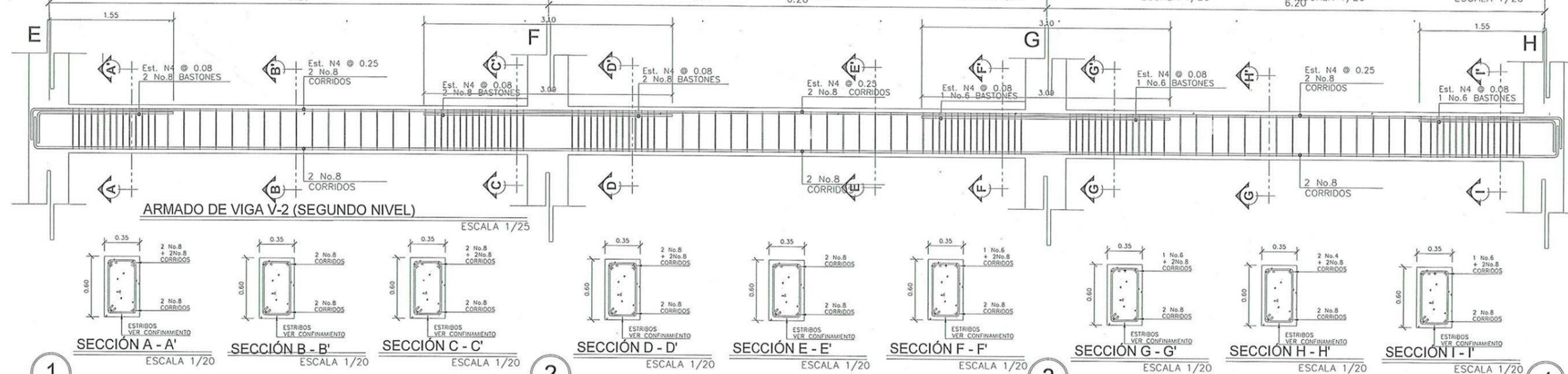
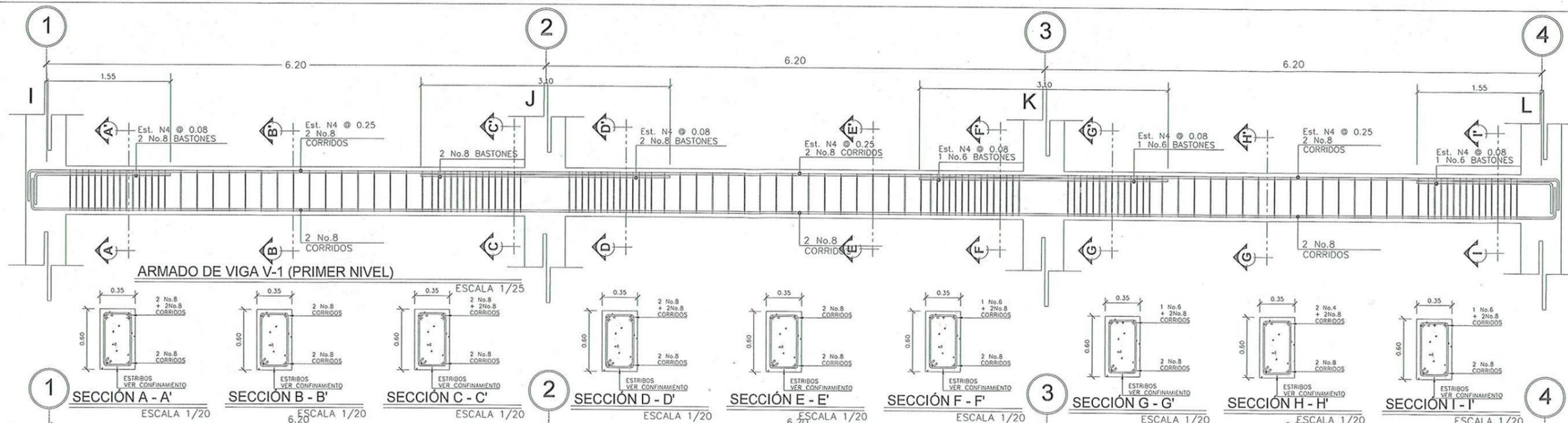
ESCALA 1/25



SECCIÓN A-A' ARMADO DE MÓDULO DE GRADAS

ESCALA 1/25

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA San Carlos de Guatemala	
PROFESOR: RICARDO BARRIOS	ALUMNO: [Nombre]
ASISTENTE: RICARDO BARRIOS	UNIDAD DE PRÁCTICA: [Nombre]
Facultad de Ingeniería	
HOJA: II	25

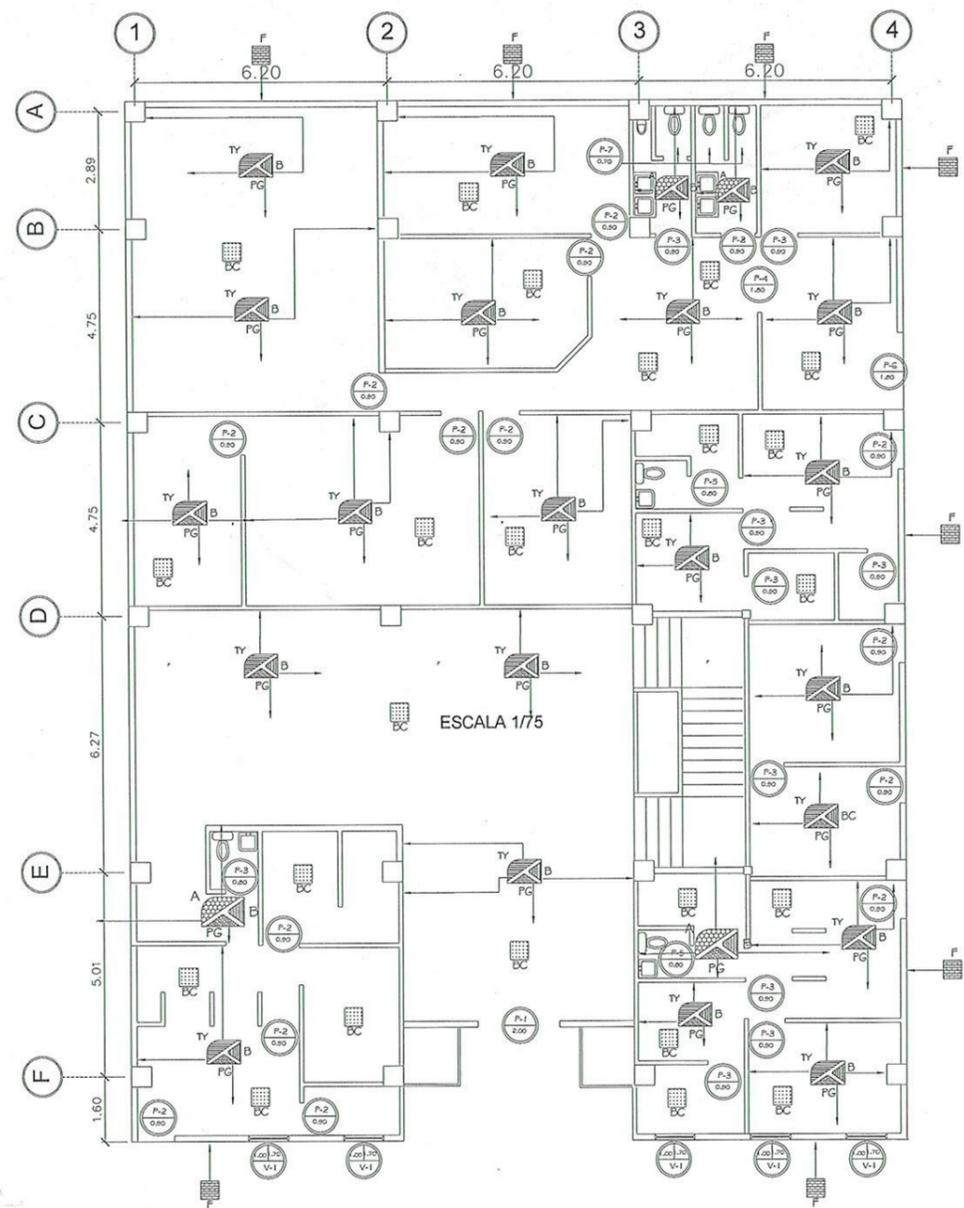


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE SANTA CATERINA PINULA

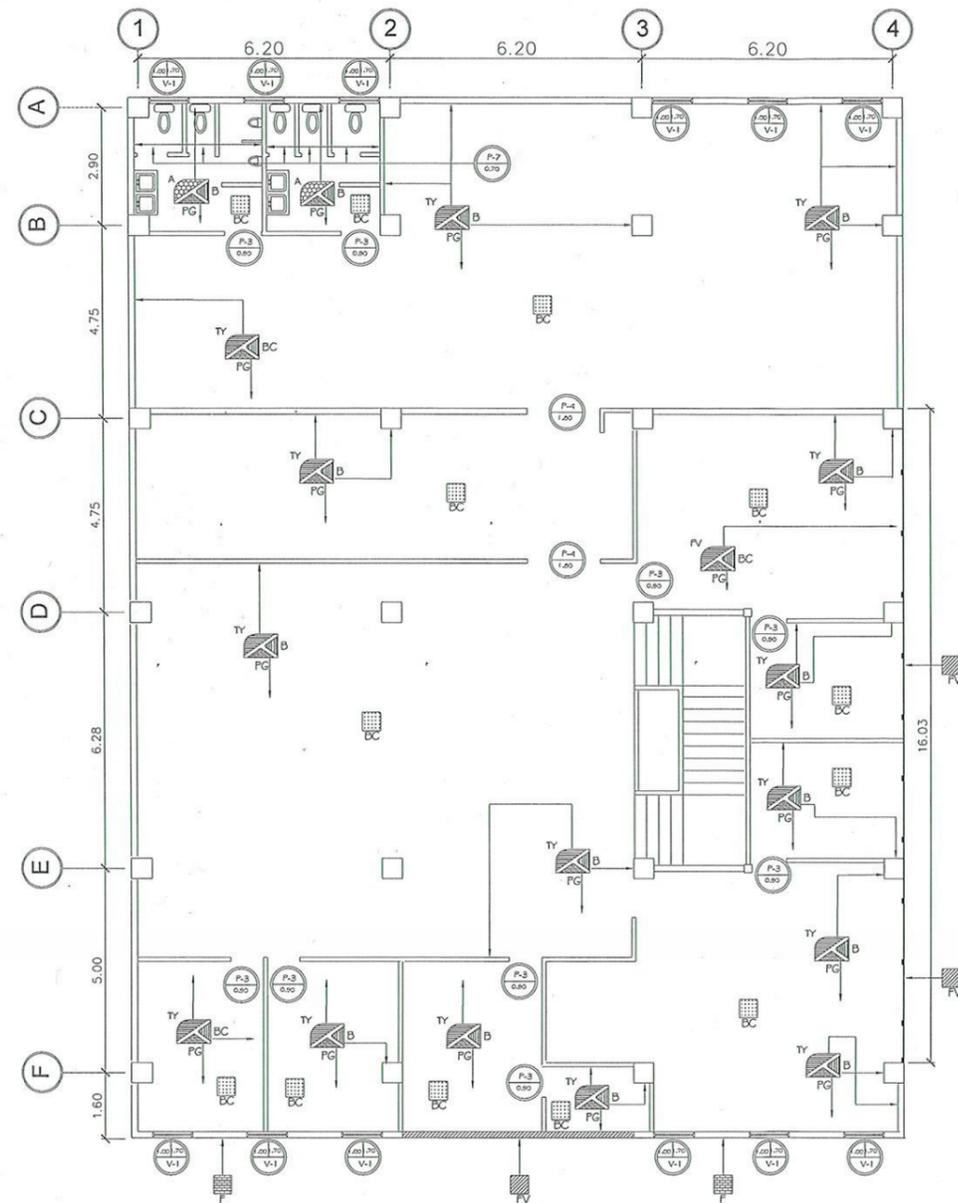
PROYECTO: [Illegible]
FECHA: OCTUBRE 2015
DISEÑADO POR: [Illegible]
REVISADO POR: RICARDO BARRIOS
UNIDAD DE PRÁCTICA: [Illegible]
FACULTAD DE INGENIERIA

H0 JA: 12 / 25



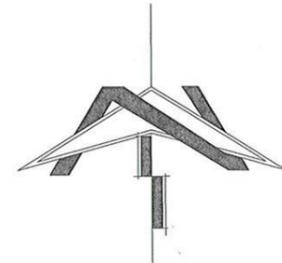
PLANTA ACABADOS PRIMER NIVEL

ESCALA 1/75

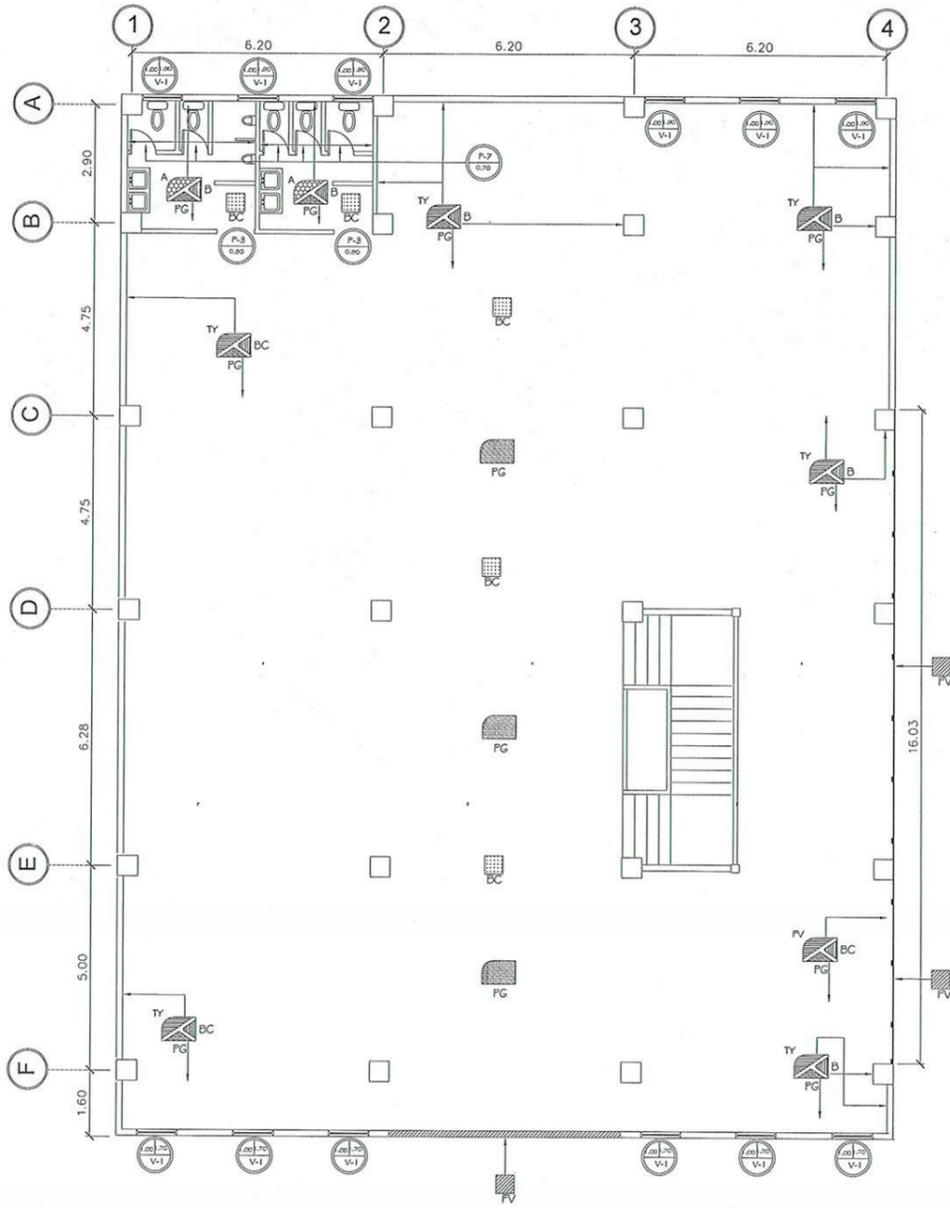


PLANTA ACABADOS SEGUNDO NIVEL

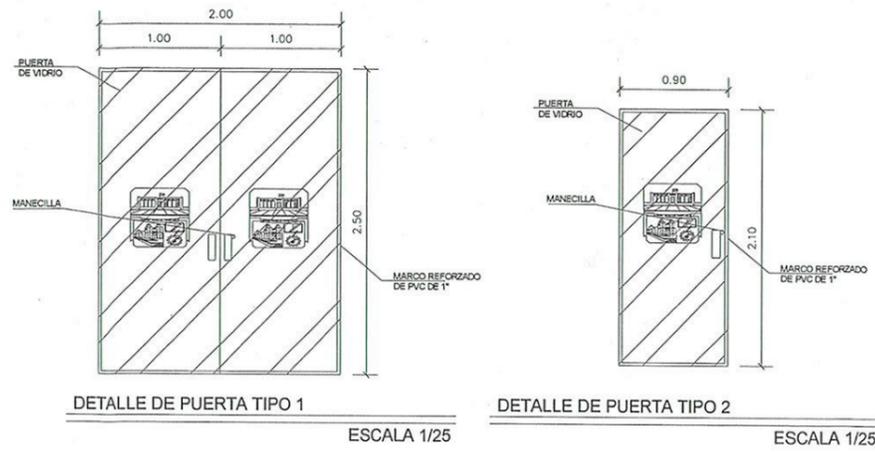
ESCALA 1/75



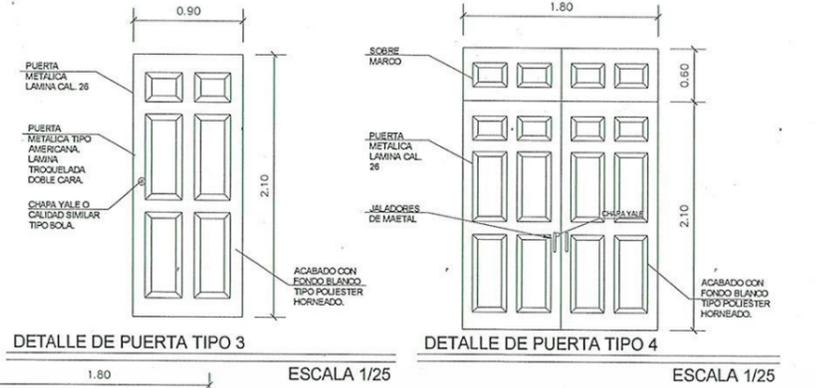
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA			
TITULO: ARQUITECTURA	OBJETO: PLANTA DE ACABADOS	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FECHA: 2015	MES: OCTUBRE 2015	AUTOR: RICARDO BARRIOS	
ASesor(A) SUPERVISOR(A) DE BES Unidad de Prácticas Profesionales		HOJA: 14 25	



PLANTA ACABADOS PRIMER NIVEL ESCALA 1/75



DETALLE DE PUERTA TIPO 1 ESCALA 1/25
DETALLE DE PUERTA TIPO 2 ESCALA 1/25



DETALLE DE PUERTA TIPO 3 ESCALA 1/25
DETALLE DE PUERTA TIPO 4 ESCALA 1/25



DETALLE DE PUERTA TIPO 5 ESCALA 1/25
DETALLE DE PUERTA TIPO 6 ESCALA 1/25

SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
PG	INDICA PISO DE GRANITO
A	INDICA AZULEJO EN PARED A 2.00M DE ALTURA
TY	INDICA PARED DE TABLA YESO
BV	INDICA BLOCK-VISTO
B	INDICA BLANQUEADO VIGAS O COLUMNAS
F	INDICA FACHADA DE LADRILLO
BC	INDICA BLANQUEADO EN CIELO
FV	INDICA FACHADA DE VIDRIO

PLANILLA DE PUERTAS						
TIPO	UN.	ANCHO	ALTO	MATERIALES	OBSERVACIONES	
P-1	1	2.00	2.50	VIDRIO	PUERTA PRINCIPAL	
P-2	5	0.90	2.10	VIDRIO	PUERTAS PRINCIPALES	
P-3	27	0.90	2.10	METALICA	PUERTAS OFICINAS	
P-4	3	0.90	2.10	METALICA	PUERTA DOBLE OFICINA	
P-5	1	1.80	2.10	VIDRIO	PUERTA DOBLE ENTRADA OFICINA	
P-6	3	0.80	2.00	METALICA	PUERTAS ENTRADAS S.S. PEQUEÑOS	
P-7	16	0.75	1.50	METALICA	PUERTAS PARA S.S.	

PLANILLA DE VENTANAS						
TPO	UN.	ANCHO	SILLAR	ALTO	MATERIALES	OBSERVACIONES
V-1	29	1.00	1.40	0.50	VENTANO NUEVO E INFERIOR ALMID	VENTANERA
V-2	6	1.00	1.90	0.50	VENTANO NUEVO E INFERIOR ALMID	VENTANAS EN PARTE ROSERA DE EDIFIC



DETALLE DE VENTANA TIPO 2 ESCALA 1/20

NOTA:
PARA LAS VENTANAS SE UTILIZARA ALUMINO ANODIZADO COLOR BLANCO Y VIDRIO BRONCE DE 5mm. VER NOMENCLATURA PARA ALTURA DEL SILLAR.



DETALLE DE VENTANA TIPO 1 ESCALA 1/20

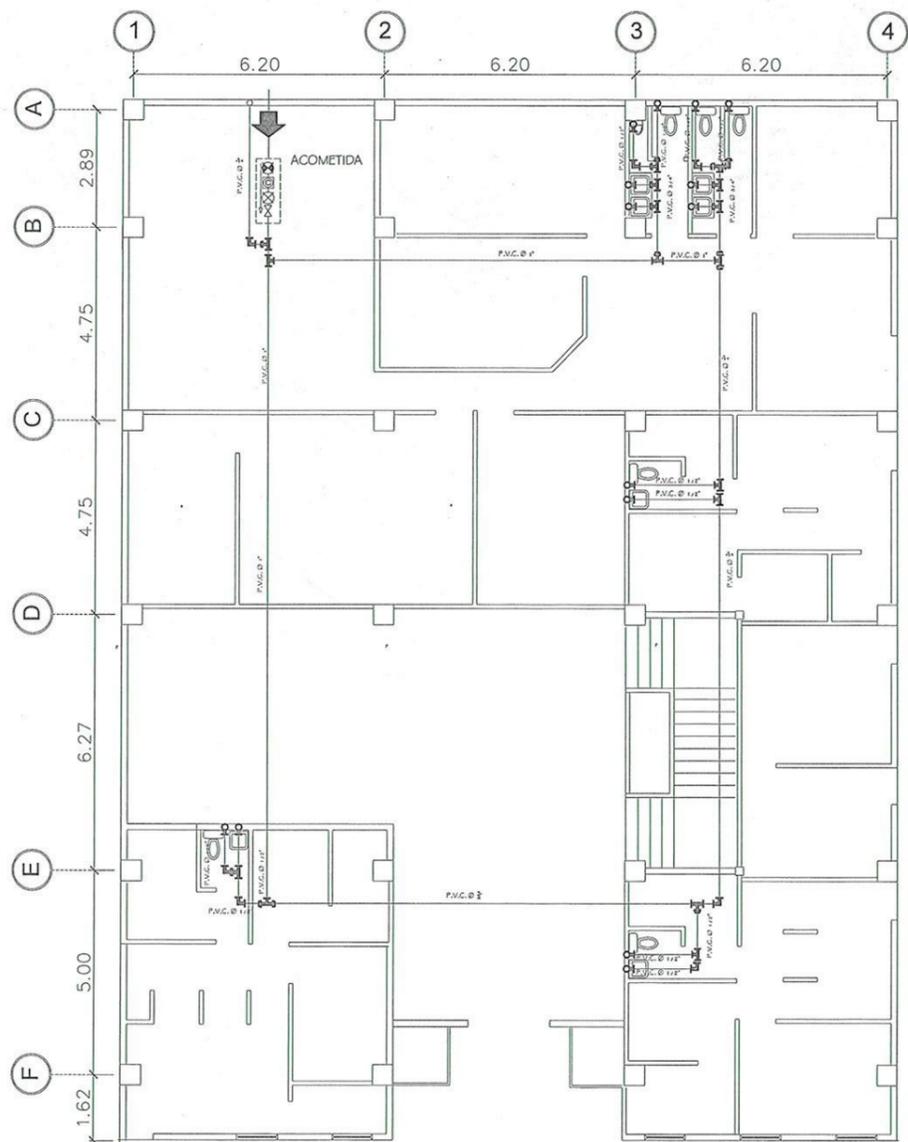


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA

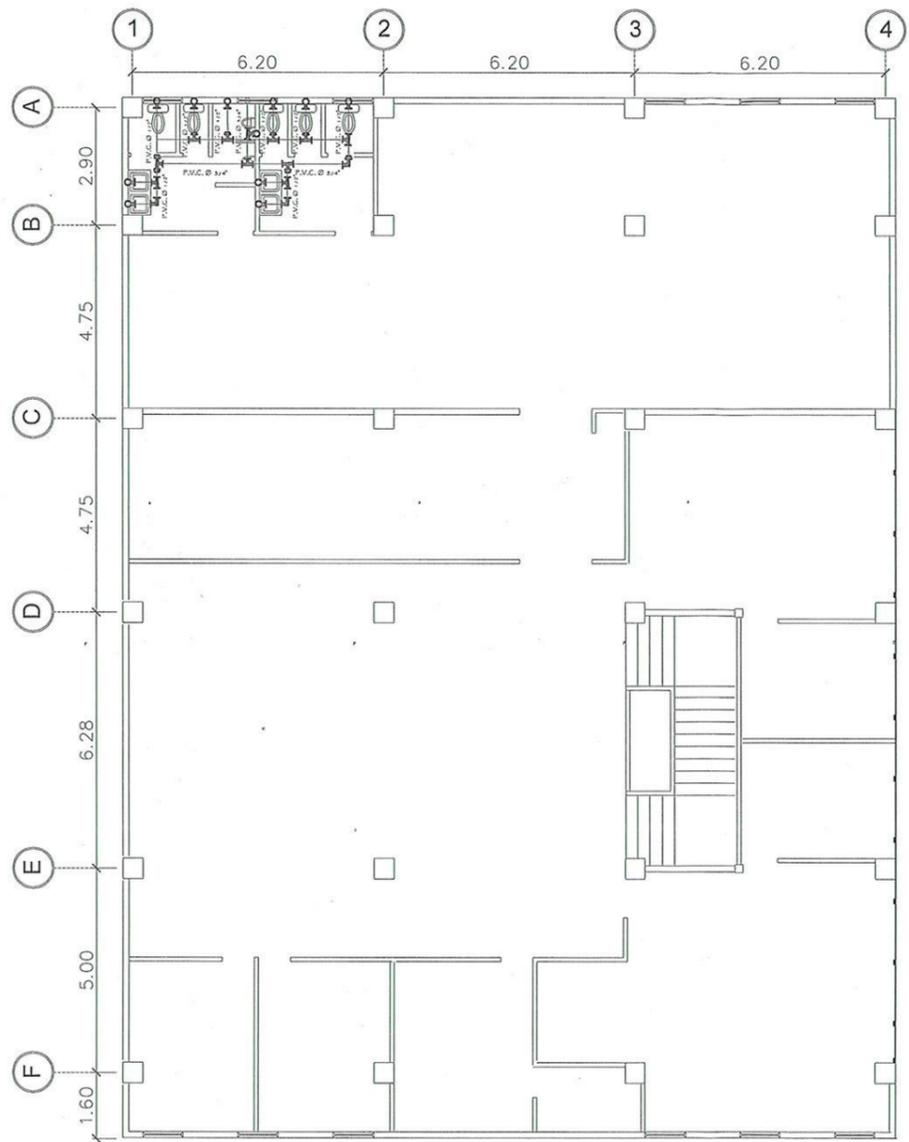
PROYECTO: [...]
FECHA: OCTUBRE 2013
ASesor(A) SUPERVISOR(A) DE TPO: RICARDO BARRIOS
Unidad de Práctica de Ingeniería: [...]

H0 JA: 15/25



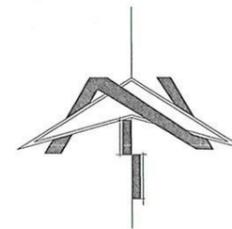
PLANTA DE INSTALACIÓN DE AGUA POTABLE (PRIMER NIVEL)

ESCALA 1/75

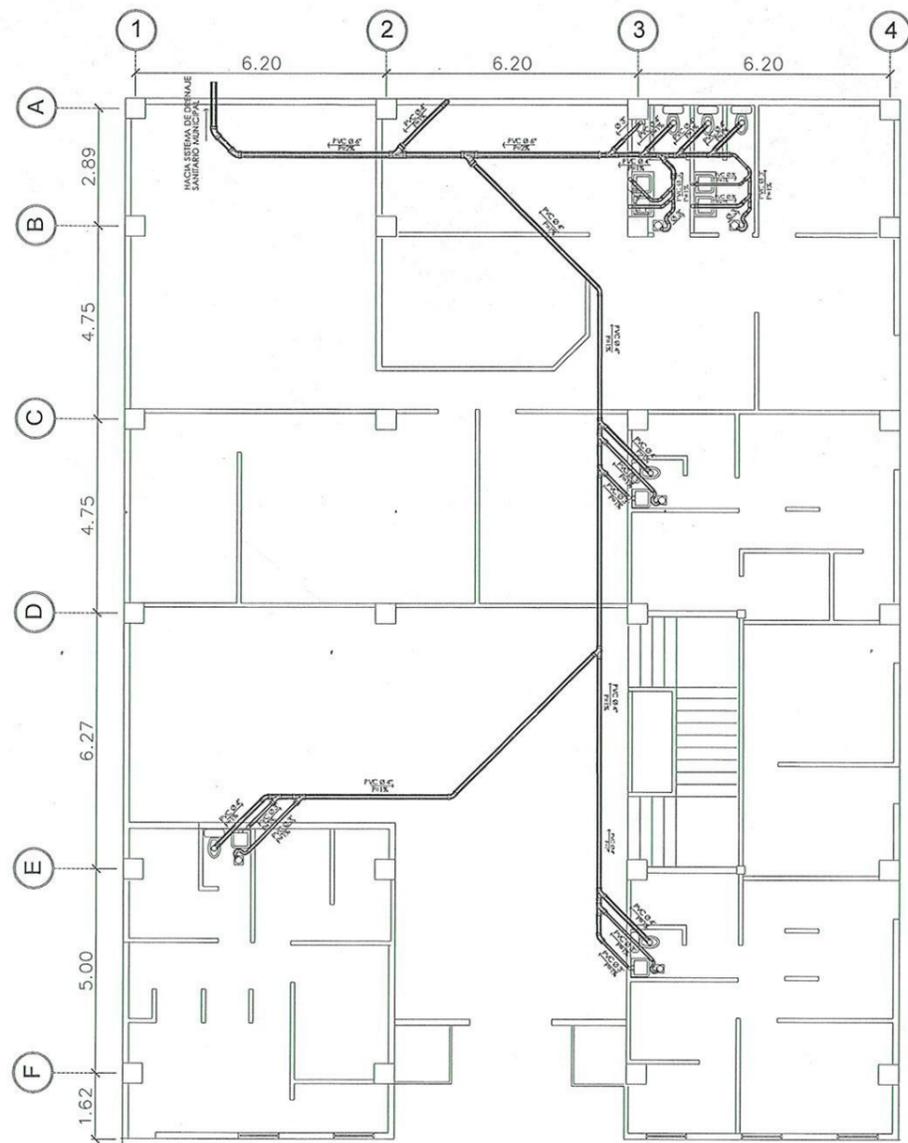


PLANTA DE INSTALACIÓN DE AGUA POTABLE (SEGUNDO NIVEL)

ESCALA 1/75

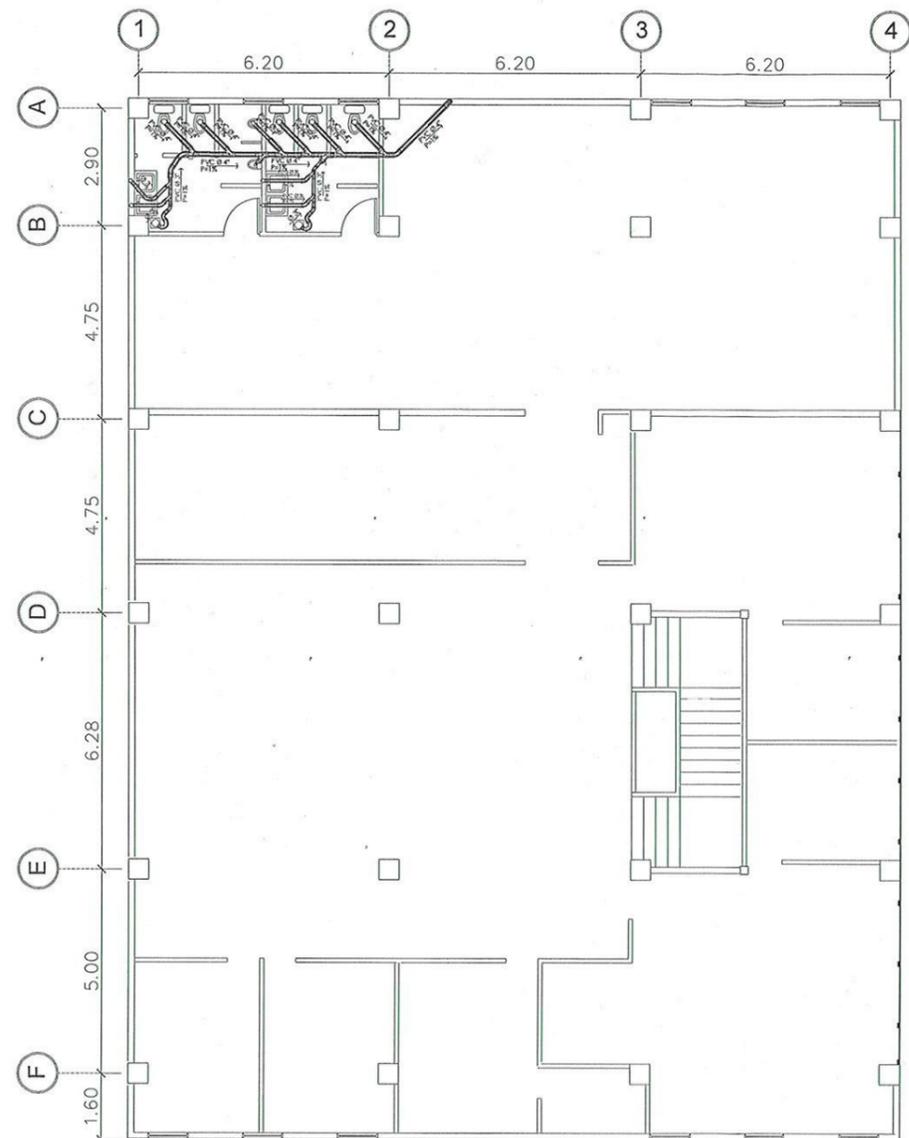


	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA	
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA Unidad de Prácticas de Ingeniería Facultad de Ingeniería	RICARDO BARRIOS PROYECTO: HOJA: 16 / 22



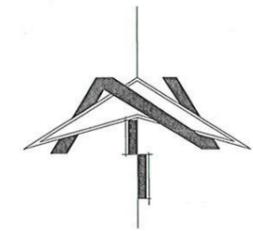
PLANTA DE INSTALACIÓN DE DRENAJE (PRIMER NIVEL)

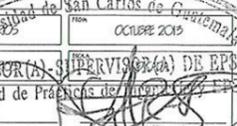
ESCALA 1/75

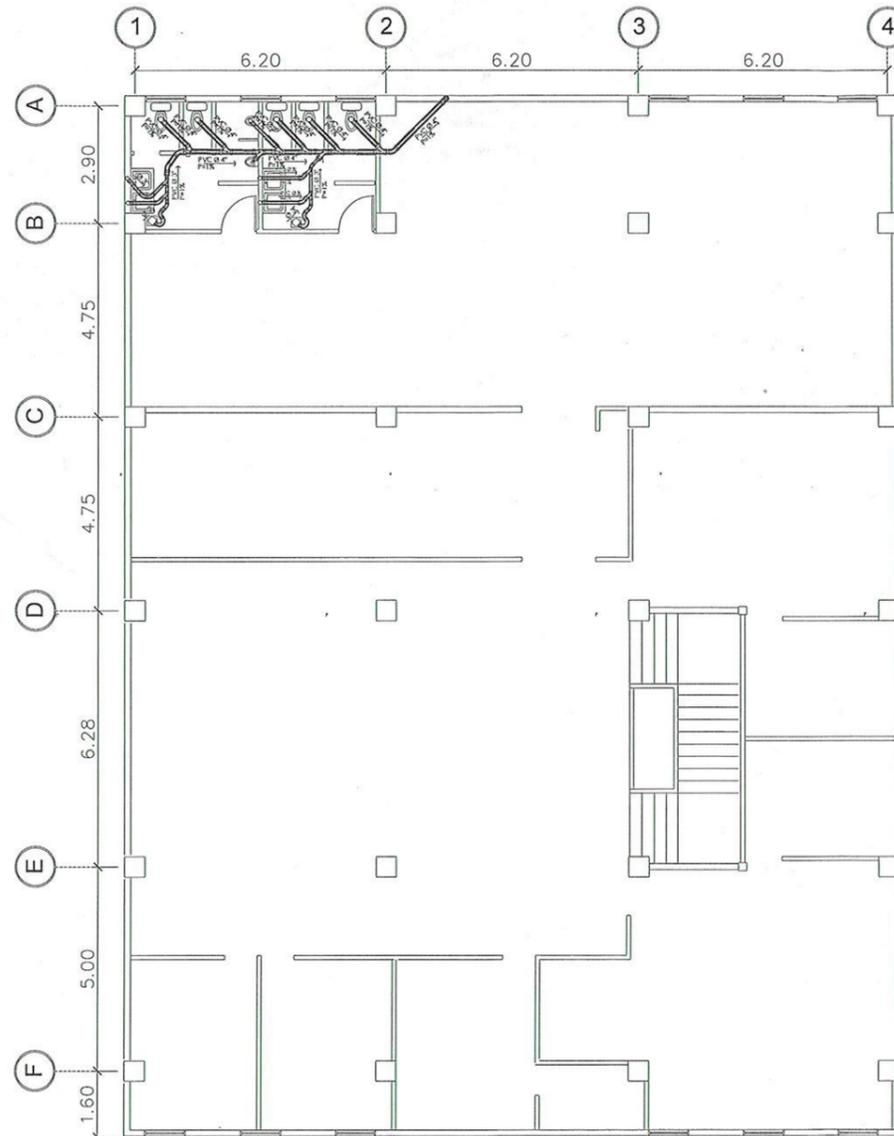
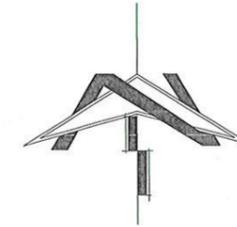


PLANTA DE INSTALACIÓN DE DRENAJE (SEGUNDO NIVEL)

ESCALA 1/75



		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
		MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA	
AREA: ARQUITECTURA	TITULO: MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA	OBJETO: PLANTA DE DRENAJES	FECHA: OCTUBRE 2015
DISEÑADO POR: RICARDO BARRIOS	SUPERVISADO POR: RICARDO BARRIOS	ASISTENTE: 	HOJA: 18 / 25



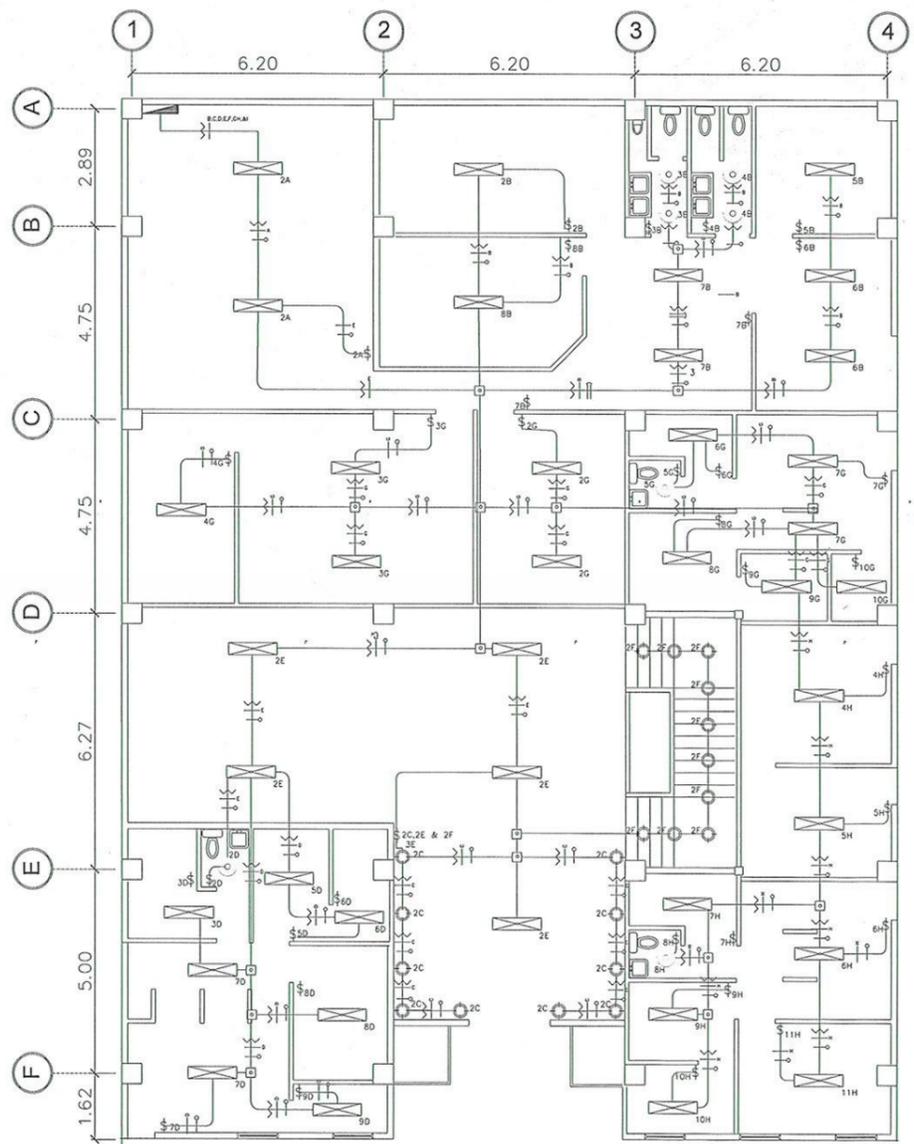
SIMBOLOGIA HIDRAULICA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	TUBERÍA DE AGUAS NEGRAS
	PEND. PARA DRENAJES
	TEE SANITARIA HORIZONTAL
	TEE SANITARIA HORIZONTAL
	CODO 90° VERTICAL
	CODO 90° HORIZONTAL
	CODO 45° HORIZONTAL
	REPOSADERA DE BRONCE Ø INDICADO
	SIFÓN TERMINAL Ø INDICADO
	YEE SIMPLE A 45°
	REDUCIDOR

1. LA TUBERIA QUE SE INDICA EN PLANTA BAJA IRA ENTERRADA.
2. LA PENDIENTE DE LA TUBERIA SERA DE 1%, SALVO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO.
3. TODA LA TUBERIA DE DRENAJE SERA DE PVC SDR 26 PARA 125 PSI. CON ACCESORIO CEDULA 40

PLANTA DE INSTALACIÓN DE DRENAJE (TERCER NIVEL)

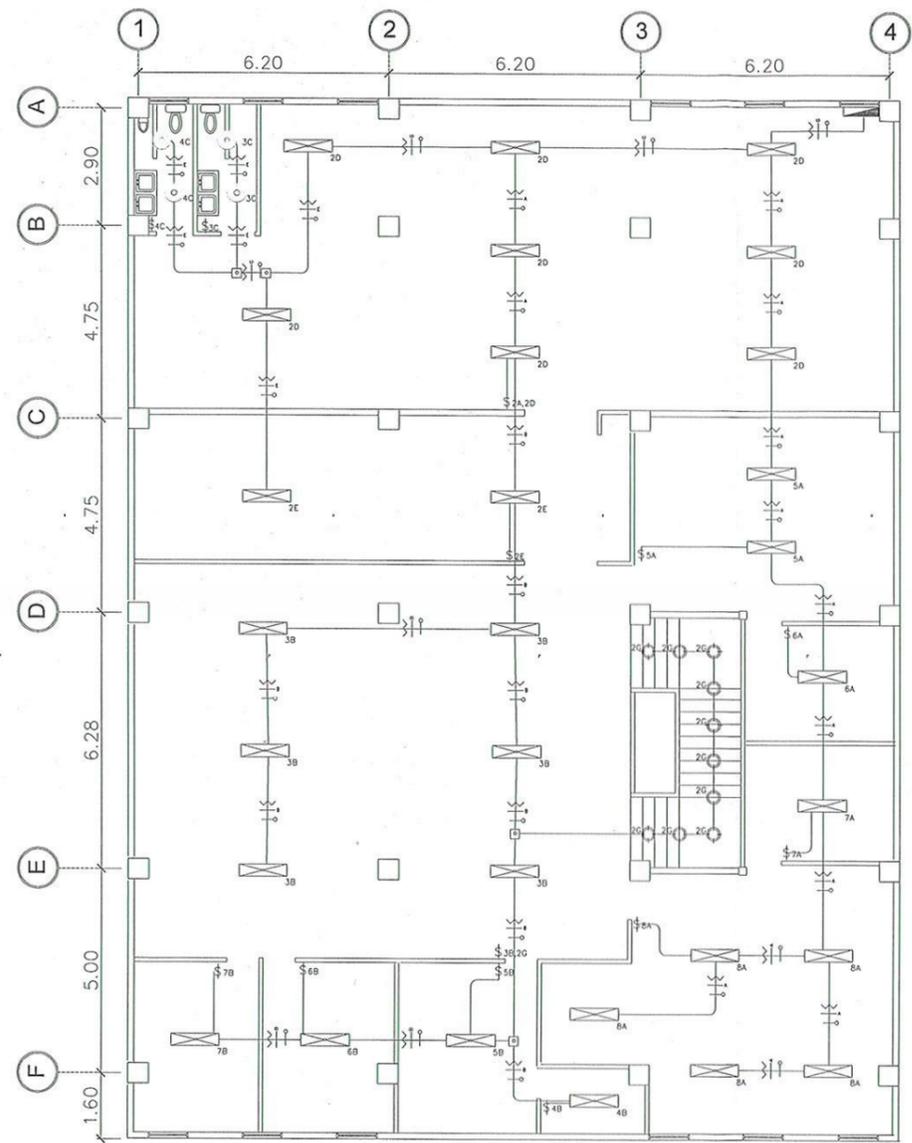
ESCALA 1/75

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA	
PROYECTO: PLANTA DE DRENAJE	CLIENTE: ASESORIA INGENIERIA Y EPS
PROYECTISTA: RICARDO BARRIOS	REVISOR: RICARDO BARRIOS
FECHA: 19	HOJA: 25



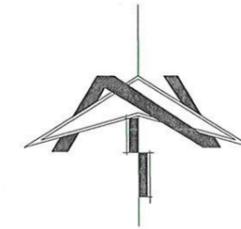
PLANTA DE ILUMINACIÓN (PRIMER NIVEL)

ESCALA 1/75

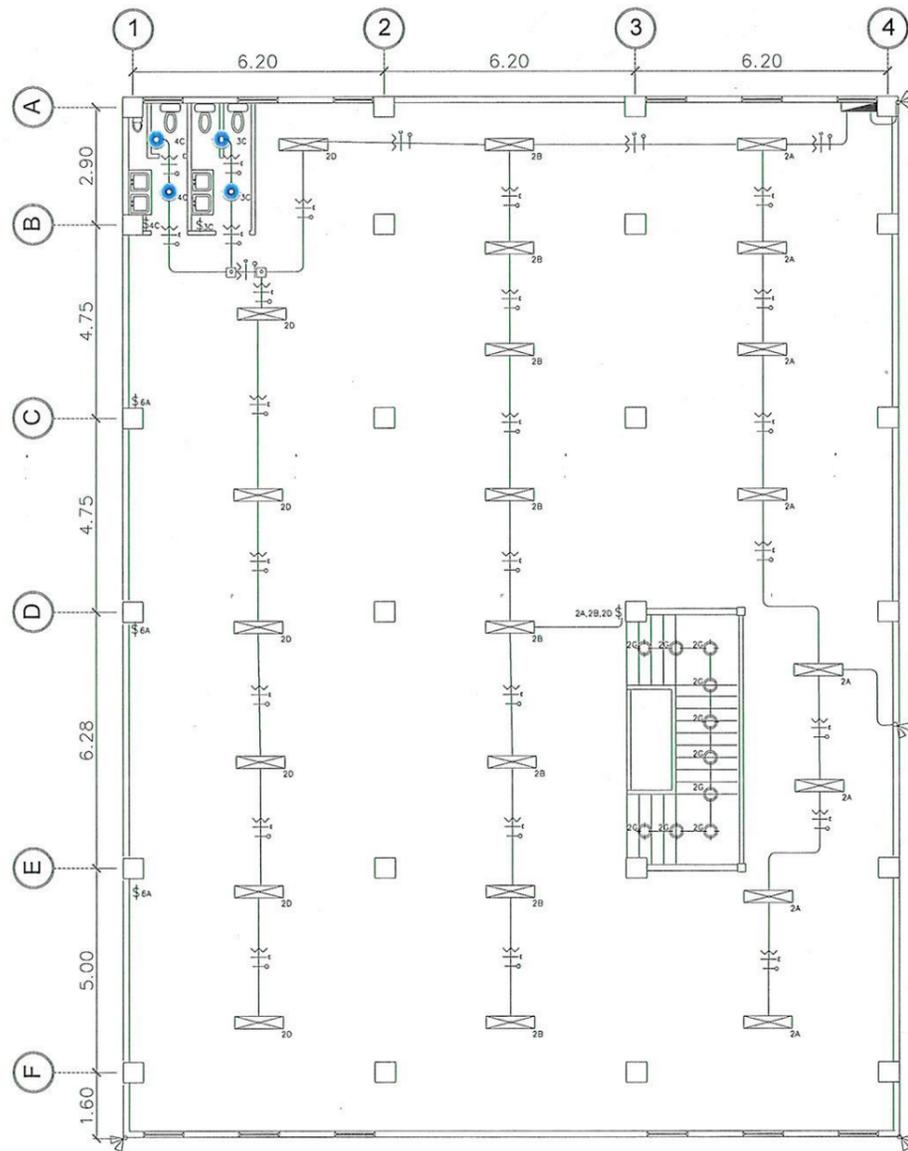


PLANTA DE ILUMINACIÓN (SEGUNDO NIVEL)

ESCALA 1/75



	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
	MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA		
RANCIL PROYECTISTA	DISEÑO PLANTA DE PREVALES	FECHA OCTUBRE 2009	ELABORADO RICARDO BARRIOS
	SUPERVISOR(A) SUPERVISOR(A) DE EPS Unidad de Prácticas de Ingeniería - EPS		PROYECTO H.O. JA: 20 25
Facultad de Ingeniería			



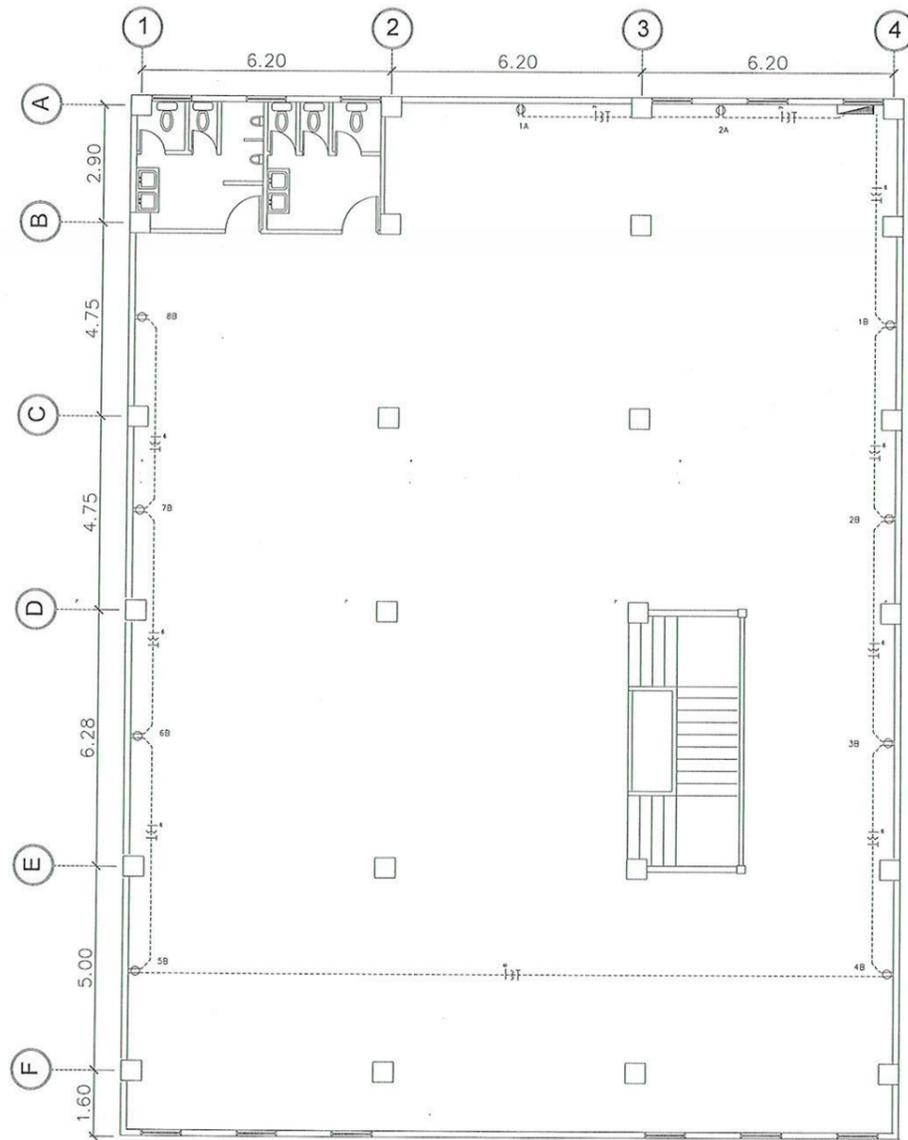
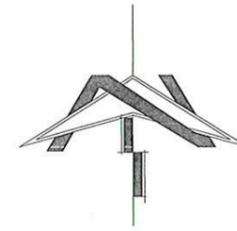
SIMBOLOGIA ELECTRICA

SIMBOLO	DESCRIPCION
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	TUBERIA POR CIELO
	LAMPARA TIPO OJO DE BUEY
	TUBERIA POR TIERRA
	REFLECTOR DOBLE PARA INTERPERIE
	LAMPARA FLUORESCENTE DE 4X32W. T8/120V. PARA SOBREPONER DE 2' X 4' CON DIFUSOR ACRILICO
	INTERRUPTOR SIMPLE O MAS SEGUN CASO A h=1.20 SNP
	INTERRUPTOR PARA 3 VIAS (3 WAY) A h=1.20 SNP
	CONDUCTOR ACTIVO E INDICACION DE # DE CIRCUITO
	CONDUCTORES NEUTRAL Y TIERRA
	CONDUCTOR RETORNO
	CONDUCTOR PUENTE PARA 3 VIAS (3 WAY)
	LAMPARA DE SODIO TIPO INDUSTRIAL

PLANTA DE ILUMINACIÓN (TERCER NIVEL)

ESCALA 1/75

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA PLANTA DE ILUMINACIÓN	
R. BARROS R. BARROS R. BARROS	R. BARROS (A) Unidad de Ingeniería	R. BARROS R. BARROS
Facultad de Ingeniería	PROYECTO:	HOJA: 21 / 29



PLANTA DE INSTALACIÓN DE DRENAJE (TERCER NIVEL)

ESCALA 1/75

SIMBOLOGIA ELECTRICA

SIMBOLO	DESCRIPCION
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	CONDUCTOR ACTIVO E INDICACION DE CIRCUITO
	CONDUCTOR NEUTRO
	CONDUCTOR TIERRA
	TOMACORRIENTES 110v. @ 0.30 SNPT.
	TOMACORRIENTES 220v. @ 0.30 sobre NPT.
	TOMACORRIENTES 110v. @ 1.20 SNPT.
	TUBERIA EN TECHO
	TUBERIA EN PISO

NOTAS:
 TODA LA TUBERIA SERA PVC Ø 3/4" SALVO INDICACION
 TODOS LOS CONDUCTORES SERAN TIPO CABLE THHN # 12
 SALVO INDICACION.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA PINULA			
	PLAN DE ARQUITECTURA	TITULO PLANA DE FUERZA	
RIBO RICARDO BARRIOS	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	FECHA OCTUBRE 2015	RIBO RICARDO BARRIOS
CALIDAD RIBO (A) SIXER HERRERA DE LOS RIOS	Unidad de Prácticas de Ingeniería		HOJA 25 / 25