



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

**DISEÑO DE UN EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA USOS MÚLTIPLES EN LA ALDEA LAS
CRUCES Y UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASCO URBANO
DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR, SAN MARCOS**

Sergio Daniel Aragón González

Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, mayo de 2017

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE UN EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA USOS MÚLTIPLES EN LA ALDEA LAS
CRUCES Y UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASCO URBANO
DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR, SAN MARCOS**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

SERGIO DANIEL ARAGÓN GONZÁLEZ
ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 2017

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Jurgen Andoni Ramírez Ramírez
VOCAL V	Br. Oscar Humberto Galicia Nuñez
SECRETARIA	Ing. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

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

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE UN EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA USOS MÚLTIPLES EN LA ALDEA LAS CRUCES Y UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR, SAN MARCOS.

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 21 de octubre de 2014.

Sergio Daniel Aragón González

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 19 de febrero de 2016
Ref.EPS.DOC.107.02.16

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

Estimado Ingeniero Rodríguez Serrano.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Sergio Daniel Aragón González** con carné No. **200815506**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE UN EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA USOS MÚLTIPLES EN LA ALDEA LAS CRUCES Y UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR, SAN MARCOS.**

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Arentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


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



c.c. Archivo
LGAV/ra



Guatemala,
027 de febrero de 2017

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

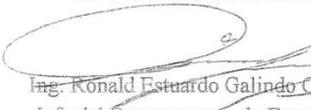
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DE UN EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA USOS MÚLTIPLES EN LA ALDEA LAS CRUCES Y UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR, SAN MARCOS desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Sergio Daniel Aragón González, con Carnet No. 200815506, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑADA A TODOS



Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/mrrm.





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,
09 de marzo de 2016

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE UN EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA USOS MÚLTIPLES EN LA ALDEA LAS CRUCES Y UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR, SAN MARCOS** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Sergio Daniel Aragón González, con Carnet No.200815506, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,


 ID Y ENSEÑADA TODOS FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE HIDRAULICA
 USAC
 Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
 Revisor por el Departamento de Hidráulica

Más de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 13 de marzo de 2017
Ref.EPS.D.82.03.17

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

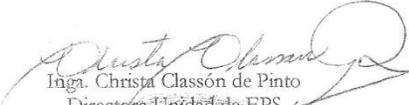
Estimado Ingeniero Montenegro Franco:

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE UN EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA USOS MÚLTIPLES EN LA ALDEA LAS CRUCES Y UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR, SAN MARCOS**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Sergio Daniel Aragón González**, Registro Académico **200815506** y CUI **1998 44909 0101**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. **Luis Gregorio Alfaro Véliz**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Christa Classón de Pinto
Directora Unidad de EPS

CCdP/ra

Edificio de EPS, Facultad de Ingeniería, Ciudad Universitaria, zona 12.
Teléfono directo: 2442-3509



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto, al trabajo de graduación del estudiante Sergio Daniel Aragón González titulado **DISEÑO DE UN EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA USOS MÚLTIPLES EN LA ALDEA LAS CRUCES Y UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR, SAN MARCOS** da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, mayo 2017.

/mrrm.



Universidad de San Carlos
de Guatemala

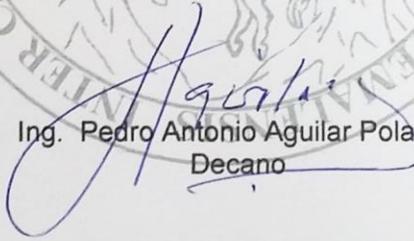


Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref.DTG.D.249.2017

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DE UN EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA USOS MÚLTIPLES EN LA ALDEA LAS CRUCES Y UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR, SAN MARCOS**, presentado por el estudiante universitario: Sergio Daniel Aragón González, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano

Guatemala, mayo de 2017



/cc

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por darme la vida y la bendición de alcanzar esta meta.
- Mi madre** Francisca González por el apoyo en todo momento, Por sus consejos, valores y motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, pero más que nada, por su amor.
- Mi padre** Marco Aragón Cruz, por los ejemplos de perseverancia y constancia que lo caracterizan que me ha infundado siempre, le agradezco la paciencia y el apoyo que ha brindado para la obtención de este triunfo.
- Mis hermanos** Carlos, María del Rosario y Manuel Aragón González, porque siempre he contado con ellos para todo, gracias a la confianza que nos hemos tenido y por el apoyo que me han brindado en el transcurso de la vida.
- Mis amigos** Jaime Alexander Aguirre, Oscar Reyes, Abner Salguero, Carlos Silva, Fredy Lemus, con mucho aprecio.

Mi novia

Lisbeth Marroquín por su amor y apoyo incondicional en todo momento que me ha servido para salir adelante.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Alma máter que ha formado mis ideas, me ha dado la oportunidad de superación y llenado de incontables alegrías.
Municipalidad de El Tumbador, San Marcos	Por brindarme la oportunidad de realizar mi Ejercicio Profesional Supervisado.
Asesor de EPS	Ingeniero Luis Gregorio Alfaro Veliz por su valiosa asesoría.
Mis catedráticos	Gracias por compartir sus conocimientos conmigo.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	IX
LISTA DE SÍMBOLOS	XV
GLOSARIO	XVII
RESUMEN.....	XXI
OBJETIVOS.....	XXIII
INTRODUCCIÓN	XXV
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del municipio El Tumbador, San Marcos	1
1.1.1. Localización geográfica	1
1.1.2. Aspecto climático	3
1.1.3. Topografía del lugar.....	3
1.2. Aspectos de infraestructura	3
1.2.1. Accesos y comunicaciones.....	3
1.2.2. Actividades y servicios públicos.....	4
1.3. Componentes de desarrollo.....	4
1.3.1. Población	4
1.3.2. Salud	5
1.3.3. Educación	6
1.3.4. Cultura y deportes	6
1.3.5. Organización comunitaria	7
1.3.6. Economía.....	8
1.3.7. Alfabetismo	8

1.4.	Diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Las cruces y el casco urbano del municipio de El Tumbador, departamento de San Marcos.....	9
1.4.1.	Descripción de las necesidades	9
1.4.2.	Priorización de las necesidades	10
2.	SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	11
2.1.	Diseño de un edificio de usos múltiples de dos niveles para la aldea Las Cruces.....	11
2.1.1.	Descripción del proyecto	11
2.1.2.	Estudio de suelo.....	12
2.1.2.1.	Ensayo de compresión triaxial.....	12
2.1.3.	Normas y especificaciones para edificaciones	15
2.1.3.1.	Diseño arquitectónico	16
2.1.3.2.	Distribución de espacios.....	16
2.1.3.3.	Altura del edificio	17
2.1.3.4.	Tipo de estructura	18
2.1.4.	Elementos del sistema de mampostería reforzada	19
2.1.4.1.	La lechada.....	19
2.1.4.2.	Mampostería	19
2.1.4.3.	Mortero	21
2.1.4.4.	Amarres.....	22
2.1.4.5.	Acero de refuerzo.....	22
2.1.5.	Especificaciones según Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.....	23
2.1.6.	Tipo de cargas que afectan la estructura	32
2.1.6.1.	Cargas gravitacionales	32

	2.1.6.2.	Carga viva.....	32
	2.1.6.3.	Carga muerta.....	32
	2.1.6.4.	Corte basal	33
2.1.7.		Método del análisis estructural del edificio	33
	2.1.7.1.	Generalidades del diseño de elementos en mampostería	34
	2.1.7.2.	Análisis simplificado.....	34
	2.1.7.3.	Procedimiento de análisis.....	35
2.1.8.		Cálculo de cargas	36
2.1.9.		Cálculo de cargas laterales.....	39
	2.1.9.1.	Esfuerzos por viento	39
	2.1.9.2.	Esfuerzos por sismo	44
2.1.10.		Cálculo de momentos de volteo.....	49
2.1.11.		Solución por método simplificado	50
	2.1.11.1.	Localización del centro de masa de la estructura	53
	2.1.11.2.	Localización del centro de rigidez.....	55
	2.1.11.3.	Cálculo de excentricidad con respecto al centro de rigidez.....	62
	2.1.11.4.	Resultados parciales para el análisis simplificado primer nivel	63
2.1.12.		Distribución de cargas y momentos en los muros ..	63
	2.1.12.1.	Resultados del análisis de mampostería.....	64
2.1.13.		Esfuerzos admisibles.....	68
	2.1.13.1.	Cálculo del máximo esfuerzo axial permitido.....	68
	2.1.13.2.	Cálculo de esfuerzo de corte	70
	2.1.13.3.	Cálculo de esfuerzo de tensión.....	70

2.1.14.	Diseño de muros críticos	72
2.1.15.	Diseño de losa y cubierta de lámina.....	83
2.1.15.1.	Cálculo de momentos actuantes en losas.....	88
2.1.15.2.	Armado de losas	92
2.1.15.3.	Diseño de cubierta de lámina	96
2.1.16.	Diseño de vigas y módulo de gradas	114
2.1.16.1.	Cálculo de momentos actuantes en vigas.....	117
2.1.16.2.	Confinamiento para vigas.....	123
2.1.16.3.	Diseño del módulo de gradas.....	127
2.1.17.	Diseño de cimentación	135
2.1.17.1.	Determinación del valor soporte.....	135
2.1.17.2.	Diseño del cimiento corrido	136
2.1.17.2.1.	Diseño de espesor del cimiento.....	139
2.1.17.2.2.	Área de acero requerido	141
2.1.18.	Muro de contención para el edificio de usos múltiples de la aldea las cruces.....	142
2.1.18.1.	Descripción y especificaciones para el muro de contención	143
2.1.18.2.	Resultado de la prueba de compresión triaxial	143
2.1.18.3.	Aplicación de las teorías de la presión lateral de tierra al diseño	144
2.1.18.3.1.	Revisión de la estabilidad	144
2.1.18.3.2.	Revisión por volteo.....	145

2.1.18.3.3.	Revisión por deslizamiento a lo largo de la base	146
2.1.18.3.4.	Revisión de la falla por capacidad de apoyo.....	146
2.1.18.4.	Diseño de muro de contención en voladizo	147
2.1.18.4.1.	Parámetros de diseño	148
2.1.18.4.2.	Dimensionamiento.....	148
2.1.18.4.3.	Revisión de la estabilidad	150
2.1.18.5.	Diseño del armado del muro.....	162
2.1.18.5.1.	Diseño del armado de la cortina.....	162
2.1.18.5.2.	Diseño del armado de losa de base	168
2.1.18.6.	Drenaje	176
2.1.19.	Planos arquitectónicos y estructurales	178
2.1.19.1.	Instalaciones del edificio.....	178
2.1.19.2.	Instalaciones hidráulicas.....	178
2.1.19.3.	Instalaciones sanitarias	182
2.1.19.4.	Instalaciones eléctricas (iluminación y fuerza).....	189
2.1.20.	Cronograma.....	193
2.1.21.	Presupuesto.....	194
2.1.22.	Evaluación de impacto ambiental	196

2.2.	Diseño de la red de alcantarillado sanitario para el casco urbano del municipio de El Tumbador, departamento de San Marcos	198
2.2.1.	Descripción del proyecto	198
2.2.2.	Aspectos preliminares	198
2.2.3.	Levantamiento topográfico	199
2.2.3.1.	Altimetría	199
2.2.3.2.	Planimetría	200
2.2.4.	Población futura	200
2.2.5.	Período de diseño	201
2.2.6.	Diseño del sistema de alcantarillado sanitario.....	201
2.2.6.1.	Partes de un sistema de alcantarillado sanitario.....	201
2.2.6.2.	Alcantarillas	201
2.2.6.3.	Sistema de alcantarillado sanitario	202
2.2.6.4.	Pozos de visita	202
2.2.6.5.	Conexión domiciliar	202
2.2.7.	Cálculo de caudales	203
2.2.7.1.	Consideraciones generales	203
2.2.7.1.1.	Caudal.....	203
2.2.7.1.2.	Tirante	203
2.2.7.1.3.	Velocidad de flujo.....	204
2.2.7.1.4.	Velocidad de arrastre ..	205
2.2.8.	Caudal domiciliar	205
2.2.9.	Caudal de conexiones ilícitas	206
2.2.10.	Caudal de infiltración	207
2.2.11.	Caudal comercial.....	207
2.2.12.	Caudal industrial.....	208
2.2.13.	Factor de caudal medio	208

2.2.14.	Factor de Harmond.....	210
2.2.15.	Caudal de diseño.....	210
2.2.16.	Pendientes máximas y mínimas.....	211
2.2.17.	Principios hidráulicos.....	212
2.2.18.	Ecuación de Manning.....	212
2.2.19.	Ecuación a sección llena.....	214
2.2.20.	Ecuación a sección parcialmente llena.....	215
2.2.21.	Relaciones hidráulicas.....	216
2.2.22.	Cálculo de cotas invert.....	217
2.2.23.	Diámetro de tubería.....	221
2.2.24.	Factor de rugosidad.....	222
2.2.25.	Pozos de visita.....	223
	2.2.25.1. Especificaciones de colocación.....	223
	2.2.25.2. Especificaciones físicas.....	224
2.2.26.	Conexiones domiciliarias.....	225
2.2.27.	Profundidad de tuberías.....	225
	2.2.27.1. Normas y recomendaciones.....	225
2.2.28.	Volumen de excavación.....	226
2.2.29.	Diseño de alcantarillado sanitario del casco urbano.....	227
	2.2.29.1. Especificaciones técnicas.....	227
	2.2.29.2. Ejemplo de cálculo.....	228
2.2.30.	Presupuesto.....	238
2.2.31.	Evaluación ambiental.....	239
2.2.32.	Amenazas naturales.....	239
	2.2.32.1. Desastres naturales.....	241
2.2.33.	Vulnerabilidad del proyecto.....	242
	2.2.33.1. Concepto de vulnerabilidad.....	242
	2.2.33.2. Clasificación de la vulnerabilidad.....	243

2.2.33.3.	Estimación de la vulnerabilidad	244
2.2.33.4.	Identificación de la vulnerabilidad.....	244
2.2.33.5.	Vulnerabilidad administrativa.....	244
2.2.33.6.	Vulnerabilidad operativa	245
2.2.33.7.	Vulnerabilidad física	246
2.2.34.	Capacidad de respuesta del gobierno local.....	247
2.2.35.	Importancia de la preparación para emergencias .	248
2.2.36.	Evaluación socioeconómica de los proyectos	248
2.2.36.1.	Valor actual neto (VAN).....	249
2.2.36.2.	Tasa de rendimiento mínima aceptada (TREMA).....	250
2.2.37.	Elaboración de planos.....	251
CONCLUSIONES.....		253
RECOMENDACIONES		255
BIBLIOGRAFÍA.....		257
APÉNDICES.....		259
ANEXOS.....		295

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización del departamento de San Marcos.....	2
2.	Departamento de San Marcos	2
3.	Mapa de zonas sísmicas.....	26
4.	Planta primer nivel.....	36
5.	Planta segundo nivel	37
6.	Mapa de viento de la República de Guatemala.....	41
7.	Muros estructurales primer nivel	51
8.	Muros estructurales segundo nivel.....	52
9.	Diseño a flexocompresión	71
10.	Diseño a corte	71
11.	Relación modular	74
12.	Detalle de mocheta principal tipo A.....	80
13.	Detalle de mocheta secundaria tipo B.....	80
14.	Detalle de mocheta terciaria tipo C	80
15.	Detalle de solera hidrófuga e intermedia.....	82
16.	Detalle de solera de corona primer nivel	83
17.	Detalle de solera de corona segundo nivel	83
18.	Losa de entepiso.....	85
19.	Áreas tributarias en losa número 4	86
20.	Planta de losas con momentos actuantes.....	90
21.	Planta de losas con momento balanceados.....	92
22.	Detalle de cubierta	100
23.	Distribución de cubierta.....	101

24.	Modelo matemático de costanera	103
25.	Carga actuante en tendales	108
26.	Modelo matemático de tendal	109
27.	Diagrama de momento del tendal	109
28.	Vigas y áreas tributarias	115
29.	Armado de viga V - 1	125
30.	Armado de viga V -4, V-5 Y V-6.....	125
31.	Elevación de viga V-1	126
32.	Elevación de viga V - 5	126
33.	Planta módulo de gradas	128
34.	Longitud de la losa inclinada.....	130
35.	Momentos actuantes en losa	130
36.	Detalle armado de gradas.....	134
37.	Cimiento corrido del edificio	137
38.	Longitud de punzonamiento de cimiento corrido	140
39.	Teoría de la presión lateral de Rankine	144
40.	Revisión por volteo	145
41.	Revisión por falla de capacidad de apoyo	147
42.	Dimensionamiento de muros de contención en voladizo	149
43.	Dimensionamiento de muro	150
44.	Diagrama de las fuerzas actuantes en el muro, factor de seguridad contra deslizamiento	160
45.	Diagrama de la variación de la presión vertical transmitida por losa de base a suelo.....	161
46.	Diagrama de fuerzas actuantes sobre la cortina del muro en voladizo.....	163
47.	Diagrama de cargas sobre la losa de base.....	169
48.	Esfuerzos actuantes sobre la punta del muro	170
49.	Sección del canal.....	212

50.	Tubería parcialmente llena	215
51.	Detalle de cota invert tramo inicial	218
52.	Detalle de cota invert pozo intermedio	219
53.	Ajuste de pendiente de tubería	220
54.	Tubería PVC Norma ASTM F-949.....	222

TABLAS

I.	Necesidades presentadas en la aldea Las Cruces	10
II.	Necesidades presentadas en el casco urbano.....	10
III.	Factores de capacidad de carga modificados de <i>Terzaghi</i>	14
IV.	Factores de capacidad de carga	15
V.	Alturas recomendadas de techos o entrepisos	18
VI.	Proporciones del mortero por volumen	22
VII.	Índice de sismicidad.....	25
VIII.	Nivel de protección sísmica requerida.....	26
IX.	Clasificación por tipo de estructura	28
X.	Redundancia estructural (q1) según número de tramos	29
XI.	Número de ejes estructurales (q2)	29
XII.	Configuración en planta	31
XIII.	Cálculo de cargas gravitacionales.....	38
XIV.	Coeficiente de exposición	42
XV.	Presión del viento q _s	42
XVI.	Guía para establecer la estructura sismo resistente de una edificación	44
XVII.	Fuerzas de sismo.....	49
XVIII.	Momentos de volteo por piso	49
XIX.	Primer nivel de muros en sentido X.....	53
XX.	Primer nivel de muros en sentido Y.....	54

XXI.	Segundo nivel de muros en sentido X	54
XXII.	Segundo nivel de muros en sentido Y	54
XXIII.	Cálculo del centro de rigidez, primer nivel sentido X	56
XXIV.	Cálculo del centro de rigidez, primer nivel sentido Y	57
XXV.	Cálculo del centro de rigidez, segundo nivel sentido X.....	57
XXVI.	Cálculo del centro de rigidez, segundo nivel sentido Y.....	57
XXVII.	Centro de masa entepiso.....	59
XXVIII.	Resultados de análisis de mampostería en primer nivel sentido X-X ...	65
XXIX.	Resultado de análisis en mampostería en primer nivel sentido Y-Y ...	65
XXX.	Resultado de análisis en mampostería en segundo nivel sentido X- X	66
XXXI.	Resultado de análisis en mampostería segundo nivel sentido Y- Y...	66
XXXII.	Resultados finales del primer nivel	67
XXXIII.	Resultados finales del segundo nivel.....	67
XXXIV.	Resumen de esfuerzos actuantes y As necesario para el primer nivel	77
XXXV.	Resumen de esfuerzos actuantes y As necesario para el segundo nivel	78
XXXVI.	Área de acero distribuida por muros en primer nivel.....	81
XXXVII.	Área de acero distribuida por muros en segundo nivel.....	81
XXXVIII.	Acero de refuerzo mínimo para soleras	82
XXXIX.	Momentos actuantes en losas	90
XL.	Armado de losas de entepiso	95
XLI.	Cargas muertas para cubierta de lámina	96
XLII.	Datos a utilizar para la cubierta de lámina	98
XLIII.	Especificaciones técnicas de costaneras	98
XLIV.	Cargas actuantes en vigas	117
XLV.	Momentos en vigas.....	118
XLVI.	Áreas de acero requeridas.....	121

XLVII.	Armado de vigas	123
XLVIII.	Cargas actuantes sobre muro crítico.....	137
XLIX.	Predimensionamiento de muro	149
L.	Cálculos de áreas de concreto y suelo para determinar el Mr	157
LI.	Unidades de gasto para el cálculo de tuberías de distribución de agua en los edificios.....	180
LII.	Gastos probables para el método de Hunter.....	181
LIII.	Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones simples y sifones de descarga	184
LIV.	Diámetro de la derivación en colector	185
LV.	Coeficiente de rugosidad “n” para las fórmulas de Manning en tuberías	188
LVI.	Resumen cálculo de lúmenes necesarios	191
LVII.	Circuitos de iluminación y fuerza.....	192
LVIII.	Cronograma del edificio de dos niveles para usos múltiples en la aldea Las Cruces, El Tumbador, San Marcos.....	193
LIX.	Cronograma del muro de contención	194
LX.	Presupuesto general del edificio de dos niveles para usos múltiples en la aldea Las Cruces, El Tumbador, San Marcos	195
LXI.	Presupuesto general del muro de contención	196
LXII.	Estudio de impacto ambiental	197
LXIII.	Valores permitidos de factor de caudal medio	209
LXIV.	Dimensiones mínimas	222
LXV.	Factores de rugosidad (n)	223
LXVI.	Ancho libre de zanja, según la profundidad y el diámetro nominal a instalar	226
LXVII.	Presupuesto general drenaje sanitario.....	238
LXVIII.	Cronograma de ejecución	239

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
Ao	Aceleración máxima efectiva del terreno
C	Coefficiente de fricción hidráulica de la tubería
CM	Carga muerta
CU	Carga última
CV	Carga viva de diseño
Cm	Centro de masa
CR	Centro de rigidez
Cs	Coefficiente sísmico de diseño
Vb	Corte basal
CT	Cota del terreno
Δ	Deformación
\emptyset	Diámetro comercial de la tubería
f'm	Esfuerzo básico de ruptura de la mampostería
e	Excentricidad
Q	Factor de calidad sismoresistente
R	Factor de reducción
Ro	Factor genérico de reducción de respuesta sísmica
D(T)	Función de ampliación dinámica
Io	Índice de sismicidad del sitio
kg/cm²	Kilogramo por centímetro cuadrado
E	Módulo de elasticidad de compresión
Fy	Módulo de elasticidad del acero
Ev	Módulo de elasticidad en corte

I	Momento de inercia en dirección de la deformación
T_a	Período de vibración que define el espectro de sísmico de diseño.
T	Período fundamental de vibración de la estructura
f_c	Resistencia del concreto a compresión a los 28 días

GLOSARIO

AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica
Alcantarillas	Son los conductos por donde corren las aguas negras, pluviales o ambas, que provienen de las calles, casas, industrias, comercios, entre otros.
ASTM	Sociedad Americana para Pruebas y Materiales
Carga viva	Son aquellas producidas por el uso y la ocupación de la edificación, no incluyendo cargas de viento y sismo.
Caudal	Volumen de agua expresado generalmente en litros sobre unidad de tiempo (segundos).
COGUANOR	Comisión Guatemalteca de Normas
Derivas	Deformación postelástica desarrolladas en una estructura después de varias excursiones fuera del rango elástico.
Dotación	Cantidad de agua en litros asignada a un usuario o habitante en un día.

Diafragma rígido	Está constituido por las losas de concreto reforzado y son capaces de transmitir las fuerzas horizontales de corte a los elementos verticales en proporción a la rigidez de los mismos, además, son capaces de transmitir las fuerzas rotacionales causadas por la excentricidad de la masa con respecto al centro de rigidez de la estructura.
Excentricidad	Distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez.
Factor de Harmond	Es el valor estadístico, que determina la probabilidad del número de usuarios que estarán haciendo uso del servicio.
Grava	Acumulaciones sueltas de fragmentos de roca, que tienen más de 2 milímetros de tamaño.
INE	Instituto Nacional de Estadística de Guatemala.
Mampostería reforzada	Está conformada por muros construidos con piezas prismáticas de piedra artificial, macizas o con celdas, unidas con mortero, y reforzadas con concreto y acero; ya sea confinado o integral.
PVC	Cloruro de polivinilo
Tirante hidráulico	Es el resultado de dividir el área hidráulica por el ancho superficial del agua, es un parámetro

fundamental en el estudio del movimiento de un fluido en un canal a sección cerrada.

RESUMEN

El presente documento está elaborado con base en los teoremas y métodos de las ciencias básicas como la matemática y la física, aplicados a la resolución de problemas básicos de la ingeniería civil.

A través de la investigación de campo, así como de la observación directa se identifican y se establecen los límites de la problemática social del municipio de El Tumbador y considerando esta situación como punto de partida, se plantea en la solución técnica, la construcción de un edificio de usos múltiples en la aldea Las Cruces y el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario para el casco urbano del municipio.

Para el desarrollo de estos proyectos, el estudio, los métodos de análisis y diseño utilizados, están basados en normas nacionales e internacionales. El Instituto de Fomento Municipal, provee una guía para la formulación de proyectos en el área rural. La infraestructura del edificio de usos múltiples está diseñada con base en los requisitos de funcionalidad y habitabilidad del Ministerio de Educación, descritos en el documento Criterios Normativos para el Diseño Arquitectónico de Centros Educativos Oficiales, además, el diseño considera los requisitos del reglamento para concreto estructural del Instituto Americano del Concreto ACI de su comité ACI 318, especificaciones según Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica AGIES y del Código Uniforme de la Edificación, UBC 97.

OBJETIVOS

General

Proveer al municipio de El Tumbador y a sus pobladores, los medios adecuados para lograr un desarrollo sostenible de acuerdo al crecimiento de la demanda de servicios públicos, a través del diseño y la planificación del edificio de dos niveles para usos múltiples en la aldea Las Cruces y el sistema de alcantarillado sanitario para el casco urbano.

Específicos

1. Brindar una solución factible y económica para la captación de aguas servidas de las viviendas en el casco urbano y el manejo adecuado de las mismas, evitando contaminar el medio ambiente.
2. Capacitar a la población del casco urbano para evitar gastos innecesarios debido a la operación y mantenimiento del sistema de alcantarillado sanitario
3. Aplicar las bases y la normativa vigente para el análisis y diseño en el desarrollo de los proyectos.
4. Realizar el diseño estructural en mampostería reforzada según normas correspondientes.

INTRODUCCIÓN

La Universidad de San Carlos de Guatemala, como entidad comprometida con el pueblo, trabaja de manera conjunta con las corporaciones municipales del país, a través del programa del Ejercicio Profesional Supervisado, el cual tiene como meta contribuir con el desarrollo de las comunidades en el área rural del país, así como diseñar información técnica adquirida en el transcurso de la carrera a los colaboradores del área.

La municipalidad de El Tumbador, del departamento de San Marcos, brinda la oportunidad para la implementación del programa del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS). El Tumbador es un municipio que carece de infraestructura, pero que con la ayuda de la municipalidad, el Consejo Comunitario de Desarrollo, COCODE y otras entidades ha sido posible crear obras de beneficio para el municipio.

Debido a que es un municipio grande, además que tiene un crecimiento acelerado de la población, sus necesidades cada vez se hacen más grandes, haciendo que los recursos con los que cuentan las entidades no sean suficientes para abastecer a toda la población. Los proyectos presentados en este documento, contribuyen a la resolución de la problemática que representa una prioridad tanto para las autoridades, como para los vecinos del municipio. Se tiene contemplado diseñar un edificio de usos múltiples de dos niveles, el proyecto está ubicado en la aldea Las Cruces. También, se hace necesario hacer un diseño de sistema de alcantarillado sanitario para el casco urbano.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

A continuación se realiza una descripción de la fase de investigación del proyecto objeto de estudio.

1.1. Monografía del municipio El Tumbador, San Marcos

Es importante comprender las características del municipio, para apreciar las cualidades del mismo. Es por ello que se describen, a través de una monografía, los aspectos importantes del municipio de El Tumbador, San Marcos.

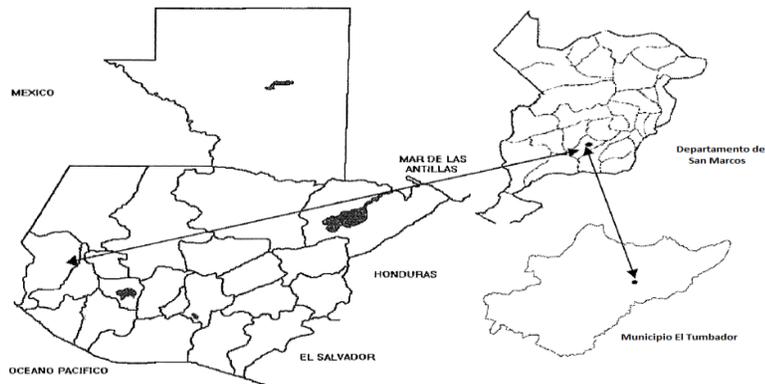
1.1.1. Localización geográfica

El municipio de El Tumbador se encuentra situado en la parte sur del departamento de San Marcos, a una distancia de 265 kilómetros de la ciudad capital, su ubicación geográfica está en latitud 14° 51' 45" y longitud 91° 56' 06" a 920 metros sobre el nivel del mar, su extensión territorial es de 84 kilómetros cuadrados, el número de comunidades identificadas son de 476.

El municipio de El Tumbador colinda al norte con los municipios de San Rafael Pie de la Cuesta y San José el Rodeo, sirviendo de línea divisoria los ríos: Mopa y Xula. Al sur con el municipio de Pajapita sirviendo como límites los mojones de la hacienda la Entrada, finca Santa Anita, aldeas El Amparo y la Democracia. Al oriente con los municipios de San Pedro Sacatepéquez y Nuevo Progreso, sirviendo de línea divisoria los mojones de las fincas Santa Elena, El Perú, Montecristo y río Pajapita. Al occidente limita con el municipio de

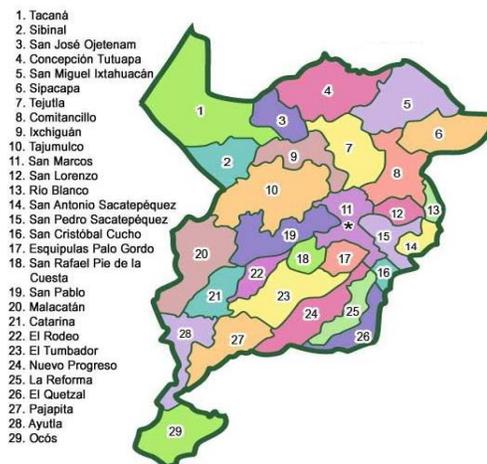
Catarina y las fincas Gracias a Dios y Los Ángeles de Jesús, sirviendo de línea divisoria el río Meléndrez.

Figura 1. **Localización del departamento de San Marcos**



Fuente: elaboración propia con base en información proporcionada por la Unidad Técnica de Planificación de la Municipalidad de El Tumbador, San Marcos.

Figura 2. **Departamento de San Marcos**



Fuente: <http://www.municipalidadesdeguatemala.info/mapas/mapa-san-marcos.jpg>. {Consulta: 25 de marzo de 2015}.

1.1.2. Aspecto climático

El clima es templado, tiene un invierno con vientos a velocidad promedio de 4.5 kilómetros por hora y en algunas ocasiones con descargas eléctricas atmosféricas de gran intensidad. La precipitación pluvial promedio es de 2,800 milímetros al año, en los meses de mayo a noviembre. La temperatura máxima es de 30 grados Celsius y la mínima de 15.

1.1.3. Topografía del lugar

En el municipio de El Tumbador la topografía generalmente es accidentada, encontrándose cerros, barrancos y planicies, formadas por rocas volcánicas y piedra.

1.2. Aspectos de infraestructura

El desarrollo económico y el bienestar, necesitan de los servicios básicos con una infraestructura adecuada que permita agilizar las actividades diarias y cotidianas.

1.2.1. Accesos y comunicaciones

La ruta principal para acceder a la cabecera municipal de El tumbador, desde la ciudad capital es a través de la principal carretera CA-2, luego se sigue por la Ruta Nacional 3. Desde la ciudad capital, también es posible ingresar por la carretera interamericana CA-1, luego se sigue por la Ruta Nacional 13. Haciendo una distancia total de 265 kilómetros.

Toda el área urbana cuenta con calles adoquinadas, la mayoría de las áreas rurales mantienen las calles de terracería.

1.2.2. Actividades y servicios públicos

Entre las actividades que acostumbran realizar se pueden mencionar procesiones, excursiones al volcán Tajumulco y Tacaná, la quema del castillo, convites, así como actividades culturales, deportivas y religiosas. La fiesta más importante que se celebra en el municipio es la feria patronal, entre el 2 y el 8 de enero en honor a los Tres Reyes Magos.

En el municipio de El Tumbador, a nivel de área urbana existen todos los servicios básicos entre ellos agua potable, drenajes, suministro de energía eléctrica, entre otras ya que hay comunidades en el área rural que carecen de algunos servicios básicos.

1.3. Componentes de desarrollo

Los componentes de desarrollo son elementos importantes para obtener una mejor calidad de vida en una población, es importante reconocer que estas trabajan en conjuntos ya que en al trabaja individualmente la calidad de vida del ser humano puede ser afectada significativamente.

1.3.1. Población

De acuerdo al último censo del Instituto Nacional de Estadística, en 2002, la población total fue de 35 507 habitantes, 17 728 hombres (49,93 %) y 20 616 mujeres (50,73 %). La población total (2010) es de 40 520 habitantes, la superficie territorial es de 84 kilómetros cuadrados. La densidad poblacional

es de 482,38 habitantes por kilómetro cuadrado, el segundo municipio del departamento de San Marcos con mayor densidad poblacional. Las proyecciones del Instituto Nacional de Estadística, esperan que para el 2010 la población alcance los 40 520 habitantes.

La población está compuesta mayormente por la población joven que representa el 58,08 % (joven de 0 a 19 años); el 17,81 % o representa la joven adulta de 20 a 29 años; el 21,95 % la adulta de 30 a 59 años; y por último con un 4,72 % el adulto mayor de 60 años en adelante. Como aspecto relevante se pudo notar que la esperanza de vida después de los 60 años es mínima.

La dispersión y concentración en cuanto al comportamiento de asentamientos, refleja que en el municipio la población se ha concentrado un 82,05 % en el área rural. Catalogando únicamente la cabecera municipal, El Amparo y San Jerónimo como áreas urbanas.

1.3.2. Salud

En relación a la salud y asistencia social dentro del municipio se encuentra la participación de varias instituciones no gubernamentales e instituciones como La Agencia de los Estados Unidos para el Desarrollo Internacional, USAID y Visión Mundial, que prestan servicios en el área de salud, y otros relacionados con el bienestar y salud de los habitantes, la cobertura de cada una de las organizaciones es parcial e incluye capacitaciones a comadronas y técnicos en salud. Hay identificados tres puestos de salud en aldea El Amparo, aldea La Democracia y Santo Domingo, además un centro de salud en la cabecera municipal. También existe un centro de rehabilitación para pacientes con alguna discapacidad física.

1.3.3. Educación

La mayoría de establecimientos educativos se encuentran distribuidos en el área rural con 124 centros y 15 para el área urbana, todas las comunidades cuentan con escuela primaria, aunque algunas no posean infraestructura e imparten las clases en los salones comunales, galeras o en las auxiliaturas comunales. Esto se debe a que las poblaciones no poseen los recursos económicos suficientes para crear los edificios que necesitan y la inversión del sistema educativo en infraestructura educativa y para su funcionamiento es débil en el municipio. La cobertura del servicio de educación a nivel general es de un 74 %, el cual podría ser aceptable, no obstante el nivel diversificado se encuentra en un porcentaje muy bajo con 17 %, sucede algo muy peculiar en el nivel primaria; existen más alumnos inscritos respecto a dicha edad, esto se debe a la migración de alumnos de otros municipios.

1.3.4. Cultura y deportes

Es un pueblo pequeño que contempla distintas tradiciones, la Semana Santa se celebra como lo hacen en cualquier parte del país. Las calles se adornan con lindas alfombras elaboradas por los residentes para después pasar la emotiva procesión. El día 8 de diciembre se celebra el Día de la Virgen de Concepción, básicamente este día ofrece varios actos en los cuales participan artistas de Guatemala, se vende comida y se disfruta de una pequeña procesión.

La fiesta patronal dura básicamente una semana, empieza el 2 de enero de cada año, inaugurado por un desfile hípico terminando así el 8 de enero. En esta feria se le da la bienvenida a las personas que han emigrado a la ciudad por necesidad de trabajo, así como también a vecinos de la región. Se viste de

gala durante estos días. Se vende comida típica de la región como elotes locos, mangos verdes con pepitoria, garnachas, tacos con mole, entre otros.

El idioma predominante en la región es el español y no se tiene un dato de cuanta población habla otro idioma. La población de todo el municipio se considera ladina, la mayoría de los habitantes viste de ropa no indígena, no hay ningún tipo de tradición relacionada con la cosmovisión Maya, quizás sólo la que se practica en la época de lluvia con el primer aguacero que cae, el cual indica la primer siembra. No hay un referente para estimar cuanta población pertenece a cierta religión.

Existen diversas actividades deportivas, en su mayoría, apoyadas por la municipalidad de El Tumbador, por medio de la oficina de la juventud, donde se promueven campeonatos de diversos deportes a nivel escolar y locales, ofreciendo trofeos por medio para los ganadores.

1.3.5. Organización comunitaria

La organización del municipio de El Tumbador, San Marcos se encuentra dividida en rangos según la necesidad de los habitantes, siendo estos:

- Administración local e instituciones públicas y privadas
- Consejos de desarrollo
- Los consejos de desarrollo comunitario
- Instituciones privadas

1.3.6. Economía

El municipio se ha caracterizado por ser un lugar donde la actividad comercial es la parte esencial en la economía de los pobladores. Dicha tendencia se ha mantenido por más de 100 años y continúa hasta la fecha. La actividad económica se realiza a través de la agricultura (granos básicos, verduras y frutas); el comercio (tiendas, panaderías, carpinterías, entre otros); profesionales en diversas especialidades (maestros, peritos contadores, entre otros); remesas (familiares que radican en los Estados Unidos) y servicios varios (pilotos automovilistas).

1.3.7. Alfabetismo

A pesar que la gran mayoría de los jóvenes en el municipio El Tumbador pueden leer y escribir, en su mayoría su nivel de escolaridad es muy bajo. Muchos jóvenes dejan los estudios a una temprana edad, este abandono resulta siendo forzoso ya que deben ir a trabajar para ayudar a su familia. El porcentaje de jóvenes que terminan la secundaria es bajo y es aún menor cuando los jóvenes participan en diversificado o en la educación superior. El sistema educativo está nutrido por el racismo, el clasismo y machismo, ya que existen brechas significativas cuando se consideran las variables de etnia, posición socioeconómica y género de los participantes. En otras palabras, las mujeres, los indígenas y las personas que provienen de los estratos económicos más bajos, son quienes peor acceso a la educación tienen y por lo tanto, no cuentan con una escolaridad apropiada.

Según las cifras de avances en alfabetización del 2010 de El Comité Nacional de Alfabetización, CONALFA, la tasa de alfabetización para el

municipio de El Tumbador, San Marcos en los hombres es de 76,1 %, y para las mujeres es de 70,6 %.

1.4. Diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Las cruces y el casco urbano del municipio de El Tumbador, departamento de San Marcos

Existe una sobrepoblación de estudiantes en la escuela de la aldea Las Cruces y se han visto en la necesidad de utilizar otras áreas no adecuadas para impartir las clases, por otro lado, no cuentan con un lugar adecuado para realizar diferentes tipos de reuniones. Por esta razón, se ha priorizado la construcción de un edificio de dos niveles de uso múltiple, para cubrir la necesidad de aprendizaje y otros pequeños eventos, realizados por los encargados de la comunidad. En el casco urbano en base a los diagnósticos realizados en colaboración con la municipalidad, se ha priorizado la construcción de un sistema de alcantarillado sanitario.

1.4.1. Descripción de las necesidades

Se trabajó en conjunto con la Municipalidad de El Tumbador para hacer un análisis de las necesidades en el casco urbano y de esta manera se pudo determinar la urgencia del diseño de drenaje sanitario para el casco urbano. Se realizó una reunión con los representantes de la población de la aldea Las Cruces, en la cual expusieron las necesidades más urgentes en su comunidad. Estas se presentan en la tabla I:

Tabla I. **Necesidades presentadas en la aldea Las Cruces**

N°	Necesidad presentada
1	Construcción de salón comunal
2	Construcción de <u>auxiliatura</u>
3	Ampliación de escuela
4	Construcción de cancha polideportiva
5	Introducción del sistema de drenaje con planta de tratamiento
6	Mejoramiento de vías principales de comunicación
7	Implementación de unidad mínima de salud

Fuente: elaboración propia.

Tabla II. **Necesidades presentadas en el casco urbano**

N°	Necesidad presentada
1	Sistema de alcantarillado sanitario con plantas de tratamiento
2	Mejoramiento del servicio de agua potable
3	Ampliación de escuela oficial de primaria
4	Construcción de cancha polideportiva
5	Mejoramiento del centro de salud
6	Parque infantil

Fuente: elaboración propia.

1.4.2. **Priorización de las necesidades**

Se realizó una asamblea en el centro de la aldea Las Cruces, en la cual participaron comunitarias y comunitarios de cada aldea, quienes a través de una boleta estructurada y el trabajo de grupos, analizaron la situación actual y el futuro que desean para sus comunidades, priorizando los proyectos que consideran deben ser atendidos por las autoridades, para lograr su desarrollo comunitario.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de un edificio de usos múltiples de dos niveles para la aldea Las Cruces

La infraestructura del edificio de usos múltiples está diseñada con base en los requisitos de funcionalidad y habitabilidad del Ministerio de Educación, además, el diseño considera los requisitos del reglamento para concreto estructural del Instituto Americano del Concreto, ACI de su comité ACI 318S-05, Código Uniforme de la Edificación, UBC 97, entre otros.

A continuación se describen los diversos componentes del edificio de usos múltiples para la comunidad en estudio.

2.1.1. Descripción del proyecto

El sistema educativo del municipio es de suma importancia y a pesar de que este sector recibe la ayuda de varias entidades nacionales e internacionales, es necesario continuar el fortalecimiento de los medios de educación, como son, la infraestructura de los centros educativos del municipio. La escuela oficial de la aldea las cruces, cuenta con más de 20 años de labor en el municipio, debido al acelerado crecimiento poblacional y la acumulación excesiva de alumnos por aula, se ha dado la necesidad de crear nuevos espacios para el aprendizaje, pero la comunidad no cuenta con un lugar apropiado para nuevas instalaciones para la enseñanza. Por otro lado surge la necesidad de tener de nuevo un espacio para las diferentes actividades culturales que se realizan en la aldea ya que anteriormente no se podían

realizar debido al mal estado con el que contaba el salón comunal. Por esta razón se contempla hacer un edificio que contemple las necesidades de educación y cultura en donde se encontraba el salón comunal.

2.1.2. Estudio de suelo

El estudio del suelo permite conocer las propiedades físicas y mecánicas, es decir, la composición de los elementos en las capas de profundidad; así como el tipo de cimentación más acorde con la obra a construir y los asentamientos de la estructura en la relación al peso que el suelo soportará. El ensayo que se realizó para obtener el valor soporte del suelo fue el triaxial, para ello se extrajo una muestra de un pie cúbico en el lugar donde se piensa realizar la cimentación.

2.1.2.1. Ensayo de compresión triaxial

La finalidad del ensayo triaxial es obtener parámetros del suelo y la relación esfuerzo – deformación, a través de la determinación del esfuerzo cortante. Es un ensayo complejo, pero la información que entrega es la más representativa del esfuerzo cortante que sufre una masa de suelo al aplicarle carga.

Realizando por lo menos tres pruebas, con presiones laterales diferentes, en un gráfico se dibujan los círculos de Mohr que representan los esfuerzos de falla de cada muestra y trazando una tangente o envolvente a estos, se determinan los parámetros de ángulo de fricción interna (Φ) y la cohesión (c) del suelo que se obtuvieron del ensayo realizado que se puede observar en Anexos de este informe.

La capacidad de carga de suelo se determina mediante la teoría de Terzaghi con la siguiente ecuación para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones:

$$q_u = \left(\frac{2}{3} * c * N'_c\right) + (q * N'_q) + \left(\frac{1}{2} * \gamma_s * B * N_\gamma\right)$$

Donde

- C = cohesión del suelo
- γ_s = peso específico del suelo
- q = $\gamma * D_f$
- Df = profundidad hasta la base de la cimentación
- Nc, Nq, N γ = factores de capacidad de carga

Los factores de capacidad de carga corresponden al grado de cohesión y al ángulo de fricción interna ($\Phi = 17,81^\circ$) encontrada en el ensayo de suelo que se puede verificar en la sección de anexos y que según la teoría de Terzaghi son los siguientes:

$$N_c = 15,12$$

$$N_q = 6,04$$

$$N_\gamma = 2,59$$

Ángulo de fricción interna $\Phi = 17,81^\circ$

Coeficiente de cohesión = 10,11 Toneladas por metro cuadrado

Base = 0,80 metros

Densidad del suelo (γ_s) = 1,23 toneladas por metro cúbico

Desplante = 0,80 metros

Factor de seguridad = 5

$$q_u = \left(\frac{2}{3} * 10,11 * 15,12\right) + (1,23 * 0,80 * 6,04) + \left(\frac{1}{2} * 1,23 * 0,80 * 2,59\right)$$

Tabla III. Factores de capacidad de carga modificados de *Terzaghi*

ϕ	Nc	Nq	N γ	ϕ	Nc	Nq	N γ
0	5,70	1,00	0,00	26	27,09	14,21	9,84
1	6,00	1,10	0,01	27	29,24	15,90	11,60
2	6,30	1,22	0,04	28	31,61	17,81	13,70
3	6,62	1,35	0,06	29	34,24	19,98	16,18
4	6,97	1,39	0,10	30	37,16	22,46	19,13
5	7,34	1,64	0,14	31	40,41	25,28	22,65
6	7,73	1,81	0,20	32	44,04	28,52	26,87
7	8,15	2,00	0,27	33	48,09	32,23	31,94
8	8,60	2,21	0,35	34	52,40	36,50	38,04
9	9,09	2,44	0,44	35	57,75	41,44	45,41
10	9,61	2,69	0,56	36	63,53	47,16	54,36
11	10,16	2,98	0,69	37	70,01	53,80	65,27
12	10,76	3,29	0,85	38	77,50	61,55	78,61
13	11,41	3,63	1,04	39	85,97	70,61	95,03
14	12,11	4,02	1,26	40	95,66	81,27	115,35
15	12,86	4,50	1,52	41	106,81	93,85	140,51
16	13,68	4,92	1,82	42	119,67	108,75	171,99
17	14,60	5,45	2,18	43	134,58	126,50	211,56
18	15,12	6,04	2,59	44	151,95	147,74	261,60
19	16,56	6,70	3,07	45	172,28	173,28	325,64
20	17,69	7,44	3,64	46	199,22	204,19	407,11
21	18,92	8,26	4,31	47	224,55	241,80	512,84
22	20,27	9,19	5,09	48	258,28	287,85	650,67
23	21,75	10,23	6,00	49	298,71	344,63	831,99
24	23,36	11,40	7,08	50	347,50	415,14	1072,80
25	25,13	12,72	8,34	51			

*Según Kumbhojkar (1993)

Fuente: DAS, Braja M. *Principio de Ingeniería de Cimentaciones*. p. 160.

Según el autor Braja M, Das en su libro Principio de Ingeniería de Cimentaciones, en la cuarta edición, página 165. La magnitud del factor de seguridad debe depender de las incertidumbres y riesgos implicados en las

condiciones encontradas. Según el autor el factor de seguridad puede ser por lo menos de 3 en todos los casos. El proyecto por estar ubicado en un lugar altamente sísmico se le aplicará un factor de 5, debido a que es un edificio para uso diverso.

Tabla IV. **Factores de capacidad de carga**

Factores de seguridad	
Capacidad de carga de cimentaciones superficiales	
Tipo de falla	Factor
Capacidad por falla de corte	1,4 - 1,6
Capacidad de carga neta o bruta	3,0 - 4,0

Fuente: DAS BRAJA, M. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. P. 164.

Con base a lo anterior se calcula la capacidad de carga última del suelo en estudio:

$$q_{adm} = \frac{110,88 \text{ ton/m}^2}{5}$$

$$q_{adm} = 22,10 \text{ ton/m}^2$$

2.1.3. **Normas y especificaciones para edificaciones**

La infraestructura del edificio tiene que cumplir con las normas y especificaciones establecidas por las entidades que se encargan de velar por el uso y diseño adecuado de las mismas, entre las que se puede mencionar el Ministerio de Educación, El Instituto de Fomento de Hipotecas Aseguradas, Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES, el diseño

considera los requisitos del reglamento para concreto estructural del Instituto Americano del Concreto, ACI de su comité (ACI 318S-05), Código Uniforme de la Edificación, UBC 97, entre otros.

2.1.3.1. Diseño arquitectónico

Para definir un diseño arquitectónico es importante verificar el tipo de uso que se le dará a una estructura, además de la disponibilidad de los materiales en la región para llevar a cabo su construcción. Otro factor importante a tomar en cuenta es el clima en el lugar.

Es importante distribuir los ambientes que compone el edificio de una manera adecuada, para obtener un lugar cómodo y seguro para que a su vez, sea útil para la población en interés. El diseño del edificio se podrá observar claramente en el juego de planos.

2.1.3.2. Distribución de espacios

Para distribuir los espacios de forma adecuada es necesario basarse en las normas contenidas en el reglamento de construcción de edificios escolares del Ministerio de Educación. Entre las normas que se aplicaron en el edificio están:

- Iluminación natural unilateral: cuando solo un lado del aula tiene ventanas, estas deben tener una área de 25 a 30 % del área total de piso, y el muro opuesto a la ventana estará a una distancia no mayor de 2,5 veces la altura del muro de ventana.

- Área por estudiante: según el Ministerio de Educación, las aulas para nivel primario deben contar con un área mínima de 1,25 metros cuadrados por alumno.

El salón comunal podrá ser utilizado para actividades sociales, espirituales, seminarios, conferencias, albergue, entre otros. Siempre que no se vea afectado el edificio estructuralmente.

2.1.3.3. Altura del edificio

La altura de los entresijos o techos, siempre estará condicionado por el clima, para evitar el excesivo calor en épocas de verano. Para el segundo nivel donde se ubica el salón comunal, se contará con un techo de cubierta de lámina galvanizada, debido a que no se cuenta con apoyos intermedios y cuenta con una luz de más de otro metros, además de estar ubicado en una altura aproximada de 1 100 metros sobre el nivel del mar, por lo que se puede considerar como un clima templado y húmedo. Para el primer nivel los entresijos se tomaron de tres metros por ser en su totalidad un área de estudios. Las alturas consideradas anteriormente fueron tomadas según la tabla que se muestra a continuación.

Tabla V. **Alturas recomendadas de techos o entrepisos**

Tipo de proyecto	Clima templado o frío	Clima cálido
Edificio municipal	2,65	3
Mercado		
Locales fijos	2,65	3
Piso de plaza cubierto	3,5	3,50 - 5,00
Centro de uso comunitario		
Salón social	4	5,00 - 5,75
Salón social + deportivo	6,00 libres en cancha	igual criterio
Otros ambientes	2,75	3,2
Rastro		
Área de faenado aéreo	4,5	4,5
Otros ambientes	2,85	3

Fuente: JORDÁN ZABALETA, Mario René. *Propuesta de normas de diseño para edificios de uso público en los municipios de la república de Guatemala*. P. 49.

2.1.3.4. Tipo de estructura

Según las Normas de La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES, se clasifican las estructuras en cinco tipos o familias fundamentales, las cuales se subdividen según sean los elementos verticales que sirvan para proporcionar resistencia y rigidez lateral, si existiera alguna duda se puede clasificar como E6. Para el análisis de una vivienda o edificio de mampostería reforzada se utiliza el sistema de tipo cajón E1, el cual tiene algunas restricciones de altura, estando directamente relacionado con el nivel de protección de la estructura.

2.1.4. Elementos del sistema de mampostería reforzada

La mampostería reforzada tiene refuerzo de acero horizontal y vertical cada cierto número de hiladas, conformando un sistema monolítico. El refuerzo se usa para resistir la totalidad de las fuerzas de tensión, los esfuerzos de compresión y cortante que no pueda resistir la mampostería simple.

Las unidades más utilizadas en el levantado de muros de mampostería son de ladrillo de barro cocido o bloques huecos de concreto, la mampostería reforzada se conforma de la siguiente manera:

2.1.4.1. La lechada

La lechada es un material de construcción, que sirve para unificar los bloques en las paredes de mampostería, sirve también para llenar los vacíos y las juntas de sellado. La lechada es una mezcla de cemento, arena y agua, algunas veces para darle más trabajabilidad se utiliza cal, tiene que estar bien dosificada para obtener una consistencia que permita su colocación sin que se produzca segregación de los materiales en uso y que permita su colocación dentro de las celdas de las piezas prefabricadas.

2.1.4.2. Mampostería

Es un sistema tradicional de construcción que se usa en Guatemala, para viviendas y edificios de menor altura, consiste en muros hechos a base de mampuestos que pueden ser ladrillos, bloques de cemento, piedras talladas, entre otros. Se une con mortero para conformar sistemas monolíticos de tipo muro, que pueden resistir acciones producidas por las cargas de gravedad, las

acciones de sismo o viento, quiere decir que la mayor parte de la construcción es estructural.

- Bloques de concreto

Los bloques de cemento son elementos simples hechos de concreto, con espacios vacíos en su interior. Construidos de una mezcla de cemento hidráulico y arena de río o arena pómez, los cuales tienen que cumplir con la Norma NGO 41 054. Los tamaños más comunes son de 150 o 200 milímetros de ancho por 400 milímetros de largo por 200 milímetros de alto, o bien de 140 o 190 milímetros de ancho por 390 milímetros de largo por 190 milímetros de alto. Los bloques tipo A son aquellos que cuentan con una resistencia a compresión a los 28 días de 50 kilogramos por centímetro cuadrado, los bloques tipo B cuentan con una resistencia a compresión a los 28 días de 35 kilogramos por centímetro cuadrado y tipo C con una resistencia de 25 kilogramos por centímetro cuadrado.

- Ladrillos de barro cocido

Los ladrillos son utilizados en construcción para construir paredes, muros o tabiques, están hechos de barro cocido o arcilla de diferentes formas, con aberturas internas, moldeados y endurecidos a altas temperaturas. Se clasifican en macizos, perforados y tubulares. Los macizos o tayuyos se pueden moldear a mano sin prensar la pasta de arcilla, y también se pueden producir de manera industrial con máquinas que amasan, moldean y prensan al vacío. Los ladrillos tayuyos comúnmente son de 110 milímetros de ancho por 230 de largo por 65 de alto, mientras que los perforados son de 140 milímetros de ancho por 230 o 290 de largo por 65 de alto, los tubulares son de 140 milímetros de ancho por 230 o 290 de largo, por 65 de alto.

Los ladrillos deben cumplir con la Norma NGO 41 022. La resistencia depende de su fabricación y sus dimensiones. Por lo particular los ladrillos tayuyos, que están hechos a mano, presentan una resistencia media entre 25 y 40 kilogramos por centímetro cuadrado, mientras que los ladrillos hechos a máquina, la resistencia medio oscila entre 50 y 120 kilogramos por centímetro cuadrado.

Para este proyecto los muros deberán tener un espesor nominal de 190 milímetros, se debe utilizar bloques de concreto tipo B. Los muros no estructurales que tan sólo soportan su propio peso podrán tener un espesor mínimo de 100 milímetros y una relación de la distancia sin apoyos al espesor, máximo igual a 30.

2.1.4.3. Mortero

El mortero es esencial en la construcción de mampostería reforzada, que sirve para unificar las unidades prefabricadas de block de concreto o ladrillo de barro cocido, para formar una estructura monolítica, sus principales componentes son el cemento, cal, arena y agua. El mortero es una pasta formada por una mezcla de cemento, agua y agregado fino como la arena, el cemento aporta la resistencia y la cal mejora las propiedades de adherencia. Por su trabajabilidad que tiene sirve también para rellenar los espacios que quedan entre los bloques. Otra de sus funcionalidades es que evita la penetración de aire y humedad.

Es importante tomar en cuenta que se debe tener buena dosificación de materiales para crear un mortero que pueda resistir los distintos efectos provocados por las fuerzas de gravedad y laterales por sismo, en otras

palabras, debe de contribuir a la resistencia a compresión del elemento estructural. El tamaño máximo nominal de las partículas que conforman la mezcla será de 2,5 milímetros.

Tabla VI. **Proporciones del mortero por volumen**

Tipo de mortero	Partes de cemento por volumen	Partes de cal por volumen	promedio a compresión a 28 días		Retención mínima de agua (%)	Arena
			Mpa	kg/cm ²		
M	1	1/4	17,50	175,00	75	No menor que 2,25 y no mayor que 3,5 veces la suma de los volúmenes de cemento y cal
S	1	de 1/4 a 1/2	12,50	125,00	75	
Sa	1	1	7,00	70,00	75	
N	1	de 1/2 a 1 1/4	5,30	53,00	75	

* Cuando se coloca acero estructural en el mortero de cemento y cal, el contenido máximo de aire debe ser del 12%

Fuente: Norma de Seguridad Estructural. AGIES NSE 4. p.36

2.1.4.4. Amarres

Los amarres en los muros de mampostería están conformadas por las soleras de corona, intermedia e hidrófuga, su función es resistir la presión lateral de la lechada provocada por la fuerza de corte que actúa sobre los muros, previniendo así un pandeo o separación de las unidades.

2.1.4.5. Acero de refuerzo

La mampostería reforzada está sometida a cargas axiales y verticales que están inducidas por su propio peso, diafragmas horizontales y verticales, fuerzas cortantes y momentos flexionantes. Es por eso que el refuerzo de acero toma vital importancia en la mampostería y viene a ayudar a resistir todas las

fuerzas mencionadas anteriormente inducidas a la mampostería en conjunto. El acero es utilizado para refuerzo horizontal y vertical, consiste en varillas de acero corrugado debido a que mejora la adherencia con el concreto, deben de cumplir con las Normas ASTM A703 o ASTM A615, siendo su equivalente la Norma COGUANOR NGO 36 011. El uso de las varillas lisas estará limitado a estribos, eslabones y otros dispositivos de amarre. Existen diferentes resistencias del refuerzo, siendo las más utilizadas el grado 40, 60 y hasta grado 70 (alta resistencia).

2.1.5. Especificaciones según Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica

El nivel de protección sísmica depende de los parámetros establecidos en el diseño de la estructura y para eso es necesario que se conozcan las condiciones sísmicas de cada lugar, es por eso que la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES, brinda diferentes parámetros para brindar seguridad en el diseño de un proyecto.

- Clasificación de las obras según AGIES

Se clasifica la obra dependiendo del impacto socioeconómico que implique la falla o cesión de funciones de la misma, para ello existen las siguientes categorías.

- Obras críticas

Estas son indispensables para el desenvolvimiento socioeconómico de grandes sectores de la población; también se clasifican en esta categoría a las obras que al fallar pondrían en peligro a grandes cantidades de personas, como los puentes, centrales energéticas, entre otras.

- Esencial

Este tipo de obras no pueden fallar durante o después de un desastre natural por lo que deben mantenerse en funcionamiento durante y después del mismo, entre ellos están los hospitales, instalaciones de emergencias, quirófanos, instalaciones de defensa civil, bomberos, policía y comunicaciones asociadas con la atención de desastres, instalaciones de captación y tratamiento de agua, puentes de carreteras de primer orden, entre otros.

- Importante

Estas son aquellas que albergan o pueden afectar a gran número de personas, donde sus ocupantes estén restringidos a desplazarse, donde se presten servicios no esenciales después de un desastre, entre los que se pueden mencionar los edificios educativos y guarderías, edificaciones del estado no esenciales, hospitales, sanatorios y centros de salud públicos y privados, prisiones, museos, edificios mayores de 5 niveles o de 3 000 metros cuadrados de área interior como teatros, cines, templos, mercados, auditorios, restaurantes o similares que alojen a más de 300 personas.

- Ordinaria

Entre ellas están las que no se mencionaron anteriormente como viviendas, comercios, edificios industriales y agrícolas que por su tamaño, función o volumen no se pueden clasificar en otra categoría.

- Utilitarias

Entre estas están aquellas que no se diseñan para albergar personas pero que en un momento determinado; puede utilizarse para ello en períodos de tiempo no prolongados, en caso de duda se pueden clasificar como ordinarias.

- Índice de sismicidad de sitio (I_0)

Es una medida relativa de la severidad esperada del sismo en una localidad. Incide sobre el nivel de protección sísmica que se hace necesario para diseñar la obra o edificación e incide en la selección del espectro sísmico de diseño. Para efecto de estas normas, el territorio de Guatemala se divide en diferentes zonas caracterizadas por su índice de sismicidad que varía de $I_0 = 2$ a $I_0 = 4$. La distribución geográfica del índice de sismicidad se especifica en la figura 3 que es un mapa base de macrozonificación sísmica de la república.

Tabla VII. **Índice de sismicidad**

Zona	I_0	A_0	A_f	Observaciones
2	2	0.15 g	0.015 g	cuando sea necesario interpolarlo sobre líneas norte - sur
3	3	0.15 a 0.40 g	0.015 a 0.15 g	
4.1	4	0.40 g	0.15 a 0.20 g	
4.2	4	0.40 g	0.20 g	

Fuente: Norma de Seguridad Estructural. AGIES NR – 2. P. 12.

- Nivel de protección requerido

Es la medida del grado de protección suministrado al público y a los usuarios de las obras, derivados de las cargas y amenazas naturales, este valor es determinado por el índice de sismicidad y la clasificación de la obra.

El nivel de protección hace énfasis en la necesidad de proyectar edificaciones con un control explícito de su deformabilidad lateral, especialmente para sismos.

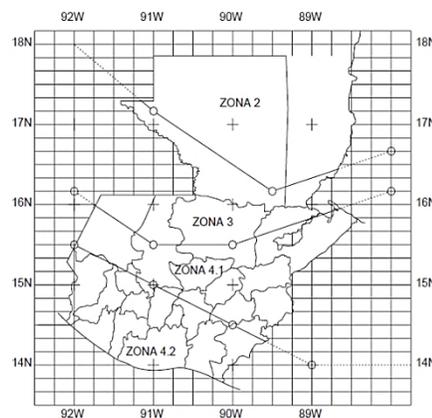
Tabla VIII. **Nivel de protección sísmica requerida**

Índice de sismicidad I _o	Clasificación de la obra				
	Crítica	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
2	C2	C1	B	B	A
3	D	C2	C2	B	B
4	E	D	C2	C1	B
5	E	E	D	C2	C1

Nota: Ver clasificación de obra
Ver índice de sismicidad

Fuente: Norma de seguridad estructural AGIES NR 2. p. 8.

Figura 3. **Mapa de zonas sísmicas**



Fuente: Norma de Seguridad Estructural AGIES NR 2. p. 12.

- Perfil del suelo

El perfil del suelo que se menciona en AGIES NR-2 sirve para establecer el espectro del sismo de diseño, los cuales son:

- Perfil del suelo S1 que debe satisfacer cualquiera de las siguientes condiciones, roca de cualquier clase; este material se caracteriza por tener velocidades de ondas de corte mayores a 800 metros por segundo. Este es un suelo rígido cuyo basamento rocoso está a menos de 50 metros de profundidad constituido por arenas, gravas densas o arcillas firmes.
 - Perfil del suelo S2 debe satisfacer cualquiera de las siguientes condiciones, suelo firme cuyo basamento rocoso está a 50 metros de profundidad, conformado por suelos granulares densos, limos densos, cenizas volcánicas o arcillas firmes. Generalmente son suelos firmes y estables cuyo perfil no se califica como S1 ni S3.
 - Perfil del suelo S3 debe satisfacer cualquiera de las siguientes condiciones, generalmente perfiles de suelo donde la velocidad de onda de corte del depósito es menor de 200 metros por segundo.
- Aceleración máxima efectiva del terreno (A_0)

Es un parámetro para el cálculo del sismo básico de diseño, A_0 es una reducción de la aceleración máxima absoluta y se utiliza porque ocurre solo una vez durante el sismo. Los valores para cada zona están expresados en la tabla de índice de sismicidad vista anteriormente.

- Tipos de estructuras

La estructura de una edificación se clasificará conforme lo especificado en la tabla IX.

Tabla IX. **Clasificación por tipo de estructura**

Tipo de estructura	C	Sistema vertical sismo resistente
Sistema de cajón	E1	Con muros estructurales de Mampostería reforzada Concreto reforzado Mampostería sin refuerzo Mampostería reforzada interiormente Madera Marcos arriostrados
Sistema de marcos	E2	
Marcos ordinarios	E2.1	Acero estructural Concreto reforzado
Marcos especiales	E2.2	Acero estructural Concreto reforzado
Sistema combinado de muros y marcos	E3	Muros de mampostería reforzada Muros de concreto reforzado Marcos arriostrados en lugar de muros Arriostres ordinarios Arriostres excéntricos
Sistema dual de muros y marcos	E4	Muros de mampostería reforzada Muros de concreto reforzado Marcos arriostrados en lugar de muros Arriostres ordinarios Arriostres excéntricos
Péndulo invertido	E5	De concreto reforzado Confinado Ordinario De estructura de acero Con detalles ordinarios Con detalles sísmicos De estructura de madera
Otro tipo	E6	Clasificar como E5

Fuente: Norma de Seguridad Estructural. AGIES NSE- 2.

El sistema a utilizar para el proyecto será de sistema de cajón (E1), con mampostería reforzada, debido a su comportamiento.

- Redundancia estructural

La redundancia estructural se verifica para cada dirección de análisis según el número de tramos, de ejes estructurales y de muros en cada dirección, en caso de que dos ejes tienen diferente índice q_1 o q_2 se tomará el promedio de ambas.

Tabla X. **Redundancia estructural (q1) según número de tramos**

Número de tramos	Requisito	Índice q1
4 o más	Tramo menor > 0.75 tramo mayor	+ 2.50
	Tramo menor < 0.45 tramo mayor	+ 1.50
3	Tramo menor > 0.75 tramo mayor	+ 1.50
	Tramo menor < 0.45 tramo mayor	0.00
2	Tramo menor > 0.70 tramo mayor	0.00
	Tramo menor < 0.45 tramo mayor	- 2.50
1	-----	- 3.00
ninguno	Es estructura tipo E5	---

Fuente: Norma de Seguridad Estructural. AGIES NR – 3. P.14.

Tabla XI. **Número de ejes estructurales (q2)**

Número de ejes estructurales	Requisito	Índice q2
5 ó más	-----	+ 2.50
4 ejes	$S_{\min} > 0.70 S_{\max}$	+ 2.50
	$S_{\min} > 0.45 S_{\max}$	0.00
3 ejes	$S_{\min} > 0.70 S_{\max}$	0.00
	$S_{\min} > 0.45 S_{\max}$	- 2.50
2 ó menos	-----	- 3.00

Fuente: Norma de seguridad estructural AGIES NR - 3. p.14.

La S observada en la tabla es el espaciamiento medido entre ejes, de centro a centro.

La presencia de riostras para el índice (q3) se obtiene de la condición siguiente: si la estructura tiene el 33 % de sus ejes estructurales uno o más muros estructurales cuya relación longitud y altura sea mayor que 1,5 o ya sea dos o más muros cuya relación longitud y altura sea mayor que 0,67 se le podrá asignar un índice q3 = +2,5. Si en cada eje que esté acoplado con dinteles dúctiles se puede añadir +1 al índice q3.

Los sistemas de cajón E1 tienen un índice de calidad $q_3 = +2,5$. Es implícito en las estructuras con muros o riostras que debe haber diafragmas horizontales capaces de recolectar y transferir a los muros las demandas sísmicas en cada piso.

La configuración está relacionada con la regularidad en planta, debido a ello para analizar el método de carga estática equivalente, una estructura deberá satisfacer los requisitos de regularidad horizontal:

- La distancia horizontal entre el centro de rigidez en cualquier nivel y el centro de masa de todos los niveles, no deberá exceder a 0,30 veces a la máxima dimensión en planta de la estructura para ese nivel particular, medida perpendicularmente en la dirección de la aplicación de las fuerzas laterales.
- Los diafragmas no deberán tener variaciones abruptas en rigidez ni diseños que pudieran influenciar significativamente la distribución de las fuerzas laterales.

El índice de regularidad en planta (q_4) podrá ser asignado si cumple con las condiciones anteriormente descritas con $q_4 = +2,5$ en cada dirección de análisis. Si ningún piso tiene regularidad en planta se asignará un $q_4 = - 4$ en cada dirección de análisis.

La excentricidad que se presenta en la planta (q_5) se toma en cuenta si la distancia horizontal entre el centro de rigidez en cualquier nivel y el centro de masa por arriba de ese nivel no excede 0,30 veces la máxima dimensión de la planta se podrá asignar un índice de calidad $q_5 = +5,0$ en cada dirección de análisis. Si no cumple se asignará un índice de calidad $q_5 = - 8,0$ en cada dirección de análisis.

En base a la configuración vertical para utilizar el método de análisis de la carga estática equivalente, se deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- La rigidez de cualquiera de los entrepisos de la estructura deberá ser mayor o igual a la rigidez del entrepiso inmediato superior.
- Los desplazamientos laterales o derivas de cada piso serán proporcionales a la altura de ese piso, medido sobre el nivel del suelo.
- Los tabiques, sillares y otros elementos no estructurales, no deberán contribuir a la rigidez lateral del entrepiso.

Tabla XII. **Configuración en planta**

Índice número	Condición	Índice q_i
q4	Todos los pisos tienen plantas regulares Sí ningún piso tiene planta regular Situaciones intermedias	+ 2.5 - 4.0 Interpolar
q5	Sí cumple con el inciso a o bien b Sí no cumple con ninguno de los incisos a o b No habrá interpolación entre estos dos valores.	+ 5.0 - 8.0

Fuente: Norma de seguridad estructural AGIES NR - 3. p.16.

Si cumple con los requisitos anteriormente mencionados se puede asignar un índice de calidad $q_6 = +0,00$. Si no cumple con los requisitos se le dará un índice de calidad $q_6 = -12,00$.

2.1.6. Tipo de cargas que afectan la estructura

Es importante verificar que tipo de cargas son las que afectan a la estructura para luego proceder a diseñar conforme se requiera, en este caso es importante estudiar los tipos de carga que accionan sobre la estructura: las cargas muertas y vivas. Es de suma importancia diseñar una estructura sin sobrepasar los máximos esfuerzos permisibles de los materiales y sobre todo que esté sobrevalorada debido a un exceso de materiales por un mal diseño.

2.1.6.1. Cargas gravitacionales

Son cargas permanentes y se dan por el conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la estructura, muros divisorios, pisos, contrapisos, revestimientos, fachadas, entre otros, además de la carga viva.

2.1.6.2. Carga viva

Las cargas vivas son aquellas producidas por el uso y la ocupación de la edificación, no incluyendo cargas de viento y sismo. Según el AGIES NR-2 establece diferentes cargas vivas de uso frecuente, según el uso que se le dará a la edificación, para este caso se utilizará una carga viva de 500 kilogramos por metro cuadrado que corresponde al tipo de uso de salón de uso múltiple y escenario.

2.1.6.3. Carga muerta

Son aquellas cargas que actúan durante toda la vida de la estructura, incluyen todos aquellos elementos de la estructura como vigas, pisos, techos, columnas, cubiertas y los elementos arquitectónicos como ventanas, acabados,

divisiones permanentes, también se denominan cargas permanentes. La principal carga muerta es el peso propio de la estructura.

2.1.6.4. Corte basal

Es una fuerza cortante en la base del edificio provocada por los sismos y está relacionada con las cargas gravitacionales y/o muertas de la estructura, dependiendo de la magnitud del peso muerto total de la estructura así será la magnitud de esta fuerza. El cálculo de esta fuerza permite determinar la fuerza lateral total como consecuencia de las fuerzas de inercia que se induce a un sistema.

2.1.7. Método del análisis estructural del edificio

Existen distintos métodos para determinar los diferentes tipos de cargas que se ven implicadas en una estructura, debido a la acción de la gravedad, el viento y/o sismos. Debido a que la estructura es de mampostería reforzada, para encontrar los esfuerzos que actúan sobre la mampostería y los esfuerzos máximos que permite la misma, se utiliza el análisis simplificado de construcciones de mampostería reforzada, según las suposiciones obtenidas de la tesis ARGUETA HERNÁNDEZ, Oscar. *Estudio sobre el comportamiento de muros de mampostería como estructura de edificios*. Trabajo de Graduación. Ing. Civil. Universidad de san Carlos de Guatemala.

El diseño estructural en mampostería reforzada se basa principalmente en analizar todo tipo de fuerzas que actúe sobre los muros, es importante analizar las fuerzas horizontales, verticales, entre otras; para que las unidades de mampostería puedan soportar las cargas actuantes. La idea principal del diseño estructural en mampostería reforzada busca que todas las fuerzas actuantes en

la mampostería estén en el rango elástico de los materiales, que sean proporcionales a las deformaciones y que a la vez, sean proporcionales al eje neutro. Lo que se debe tener presente es que la mampostería no actúa a tensión, la tensión actúa en el refuerzo ubicado en el centro de gravedad de las barras.

2.1.7.1. Generalidades del diseño de elementos en mampostería

El diseño de mampostería se basa en el método de esfuerzos actuantes y máximos permisibles, para que de este modo los elementos de mampostería puedan soportar las cargas reales que actúan. Esto se hace con el propósito de que los esfuerzos unitarios en los materiales, no sobrepasen los límites proporcionales de cada uno de los materiales. La mampostería debe cumplir con los siguientes requisitos:

- Una sección plana antes de la flexión, permanece plana después de ella.
- Los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones y estos a la vez, son proporcionales a la distancia al eje neutro.
- El módulo de elasticidad es constante a través del miembro.
- La mampostería no actuará a tensión.
- La tensión actúa en el refuerzo en el centro de gravedad de las barras.

2.1.7.2. Análisis simplificado

El análisis simplificado tiene limitaciones y ventajas, a pesar de eso sus resultados se logran en menor tiempo. Para hacer un análisis simplificado de una estructura en mampostería, se toman las siguientes suposiciones obtenidas

de la tesis ARGUETA HERNÁNDEZ, Oscar. *Estudio sobre el comportamiento de muros de mampostería como estructura de edificios*, Trabajo de Ing. Civil, Facultad de Ingeniería. Universidad de Carlos de Guatemala.

- Los muros tienden a experimentar ladeo paralelo al plano que contiene el muro, en el sentido contrario no se considera.
- Los muros en general se comportan como miembros verticales sujetos a fuerzas horizontales, concentradas en los niveles de piso.
- Cuando la fuerza lateral es distribuida a cada muro se considera únicamente los muros paralelos a la dirección en que esta actúa, presentándose efectos de traslación en la dirección de la fuerza y de rotación respecto al centro de rigidez; cuando este no coincide con el centro de masa.

2.1.7.3. Procedimiento de análisis

Primero es necesario enumerar los muros que recibirán carga, en este caso no se toman en cuenta los tabiques, solo en el sentido horizontal y vertical.

- Integración y cálculo de cargas laterales
- Cálculo de momentos de volteo
- Rigidez de cada muro empotrado y en voladizo
- Distribución de la carga lateral
- Calcular el centro de masa y el centro de rigidez de la estructura
- Análisis de sismo
- Cálculo de momentos de volteo
- Distribución de cargas y momentos en muros de mampostería

2.1.8. Cálculo de cargas

Se debe Integrar las cargas vivas y muertas que afectan a la estructura, de esta forma es posible encontrar el peso total de la estructura, que a su vez, es indispensable para encontrar las fuerzas horizontales que afectan a la misma.

Mampostería = 19 * 19 * 39 centímetros

Alto de muros = 3,00 metros

Espesor de losa (t) = 0,10 metros

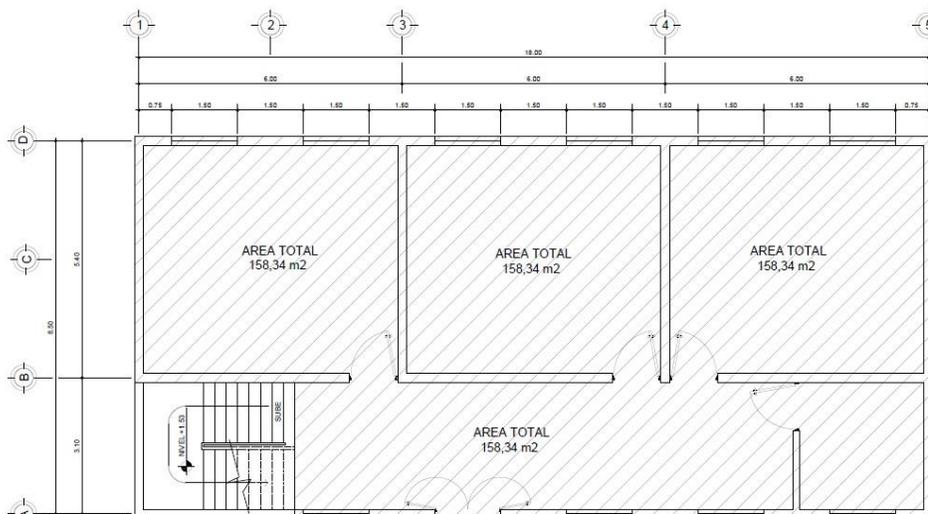
Carga viva techo (cubierta de lámina galvanizada) = 78,65 kg/m²

Carga viva entrepiso (salón comunal) = 500 kg/m²

Área de losa de primer nivel = 158,34 m²

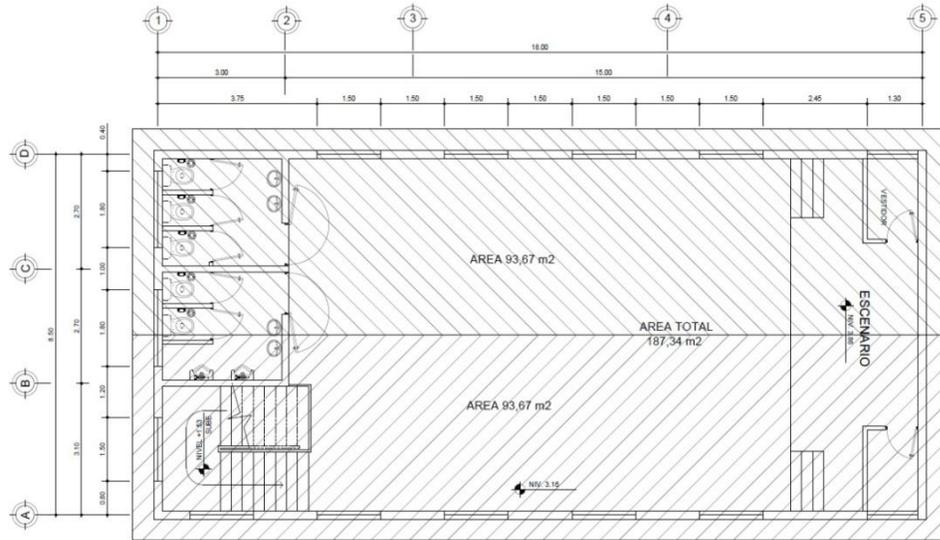
Área de cubierta de techo segundo nivel = 187,34 m²

Figura 4. Planta primer nivel



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

Figura 5. Planta segundo nivel



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

Tabla XIII. Cálculo de cargas gravitacionales

N°	Descripción	Carga	Observaciones
1	Techo		
1,1	Carga muerta		
1,1,1	Lámina galvanizada	5,33 kg/m ²	Según especificaciones del fabricante
1,1,2	Armadura (costaneras y tendales)	9,78 kg/m ²	Según especificaciones del fabricante
1,2	Carga viva techo		
1,2,1	Carga viva por viento	78,65 kg/m ²	Según cálculo realizado en p. 101 basado en AGIES NSE 2 p. 28
2	Entrepiso		
2,1	Carga muerta		
2,1,1	Losa = 2,400 kg/m ³ * 0,10 m (espesor de losas) =	240 kg/m ²	Espesor de losa estandarizado
2,1,2	Relleno = 1,400 kg/m ³ * 0,03 m	42 kg/m ²	Espesor del relleno
2,1,3	Piso de granito	30 kg/m ²	Según especificaciones del fabricante
2,1,4	Instalaciones	5 kg/m ²	
2,2	Carga viva		
2,2,1	Carga viva entrepiso	500 kg/m ²	Según AGIES NSE 2 tabla 3-1 p. 6
3	Muros		
3,1	Muros primer nivel		
3,1,1	Peso de la mampostería	300 kg/m ²	
3,1,2	Longitud total de muros	81,80 m	primer nivel
3,1,3	Peso muros = (300 kg/m ² * 3,00 m * 81,80 m)	73 620 Kg	primer nivel
3,2	Muros segundo nivel		
3,2,1	Peso de la mampostería	300 kg/m ²	
3,2,2	Longitud total de muros	61,40 m	segundo nivel
3,2,3	Peso muros = (300kg/m ² * 3,00 m * 61,40 m)	55 260 Kg	segundo nivel
4	Peso por nivel	Peso	Observaciones
4,1	Techo		
4,1,1	Carga muerta = (15,11 kg/m ² * 187,34) =	2,83 Ton	
4,1,2	Mitad Muro = (0,5 * 55 260) =	27,63 Ton	
	Total	30,46 Ton	Peso total del techo
4,2	Segundo nivel		
4,2,1	Carga muerta entrepiso = (317 kg/m ² * 158,34 m ²)=	50,19 Ton	
4,2,2	Carga losa escenario = (282 kg/m ² *27,84m ²)=	7,85 Ton	
4,2,3	Mitad muros = (0,5(73 620 + 55 260))=	64,44 Ton	
	Total	122,48 Ton	Peso total del segundo nivel
4,3	primer nivel		
4,3,1	Mitad muro = (0,5 *3,00 m * 81,80 m * 300kg/m ²) =	36,81 Ton	
4,3,2	Cimiento = (0,80 * 81,80 m * 300 kg/m ²) =	19,63 Ton	
	Total	56,44 Ton	Peso total del primer nivel
	Peso total de la estructura =	209,39 Ton	Peso total de carga muerta

Fuente: elaboración propia.

Carga viva:

Carga viva techo = $0,25 * (78,65 * 187,34) = 3\ 683,57\text{ kg} = 3,68\text{ ton}$

Carga viva entrepiso= $0,25 * (500 * 158,34) = 19\ 792,5\text{ kg} = 19,79\text{ ton}$

Total carga viva = $23\ 476,07\text{ kg} = 23,47\text{ ton}$

2.1.9. Cálculo de cargas laterales

Es de suma importancia tomar en cuenta aquellas fuerzas inducidas por fenómenos naturales a una estructura. Las cargas que afectan en todo el transcurso de la vida útil del edificio son las de sismo y viento, las cuales se calcularán a continuación.

2.1.9.1. Esfuerzos por viento

La velocidad del viento que debe ser considerada en el diseño de la estructura, depende de la localización geográfica y de la altura de la superficie de exposición de la misma.

La estructura, los elementos de cierre y los componentes exteriores de las edificaciones expuestas a la acción del viento, serán diseñadas para resistir las cargas (empujes o succiones) exteriores e interiores, debidas al viento, suponiendo que este proviene de cualquier dirección horizontal. En la estructura, la ocurrencia de empujes y succiones exteriores serán consideradas simultáneamente.

Debe verificarse la seguridad de las construcciones sin considerar las cargas vivas que contribuyen a disminuir el volteo. Para las obras importantes, ordinarias y utilitarias, la relación entre el momento estabilizador y el actuante

de volteo no deberá ser menor que 1,5 y para las obras críticas y esenciales, no deberá ser menor que 2,0.

- Presión de diseño del viento

Se debe asignar una exposición al sitio donde se diseñará la estructura.

Exposición B tiene suelo con edificaciones, bosques o irregularidades superficiales que cubre por lo menos el 20 % del área a nivel del suelo, extendiéndose 1,50 kilómetros o más desde el lugar.

Exposición C tiene suelo plano y generalmente abierto, extendiéndose 0,75 kilómetros o más, desde el lugar en cualquier cuadrante completo.

Exposición D representa la exposición más crítica en áreas con velocidades básicas de viento de 120 kilómetros por hora o mayores y tiene un terreno plano y sin obstrucciones frente a grandes cuerpos de agua de más de 1,5 kilómetros o mayores en ancho relativo a cualquier cuadrante del lugar de la obra. La exposición D se extiende al interior desde la costa 0,50 kilómetros o 10 veces la altura de la edificación, lo que resulte mayor.

Velocidad básica del viento es la mayor velocidad que se asocia con una probabilidad anual del 2 % medida en un punto situado a 10 metros sobre el nivel del suelo para un área que tiene categoría de exposición C. La velocidad básica mínima del viento en cualquier lugar, no debe ser menor de la que se muestra en el mapa de zonas de velocidad básica del viento para la República de Guatemala.

Las presiones de diseño de viento para estructuras y elementos de las mismas, se deben determinar para cualquier altura de acuerdo con:

$$P = C_e * C_q * q_s * I$$

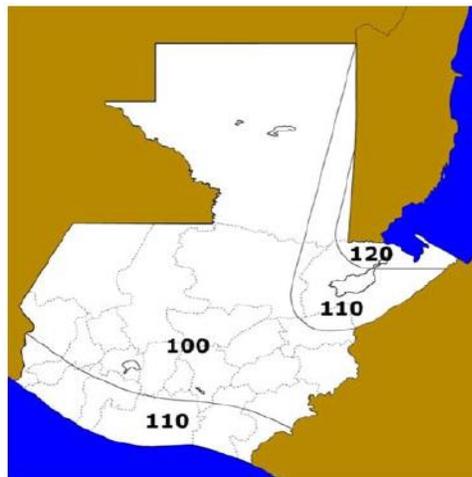
Donde

P = presión de diseño de viento

C_e = coeficiente de exposición

C_q es el coeficiente de presión para la estructura o la parte de la misma bajo q_s es la presión de remanso del viento a la altura estándar de 10 metros como se establece en la tabla XII, y conforme la ubicación de la estructura según el mapa de zonas de velocidad básica del viento (kilómetros por hora).

Figura 6. **Mapa de viento de la República de Guatemala**



Fuente: Norma de Seguridad Estructural, AGIES NSE – 2. P. 32.

- Presiones de diseño de viento

En el AGIES se presenta un resumen con los valores de exposición que se deben de utilizar para el cálculo de la presión del viento, según el tipo de terreno en donde estará la edificación.

Tabla XIV. **Coficiente de exposición**

Altura sobre el nivel promedio del terreno	Exposición D	Exposición C	Exposición B
4,5	1,39	1,06	0,62
6	1,45	1,13	0,67
7,5	1,5	1,19	0,72
9	1,54	1,23	0,76
12	1,62	1,31	0,84
18	1,73	1,43	0,95
24	1,81	1,53	1,01
30	1,88	1,61	1,13
36	1,93	1,67	1,2
48	2,02	1,79	1,31
30	2,1	1,87	1,42
90	2,23	2,05	1,63
120	2,34	2,19	1,8

Fuente: Norma de Seguridad Estructural, AGIES NSE – 2. P. 29.

Descripción: la tabla XIV presenta los coeficientes de exposición para las alturas sobre el nivel promedio del terreno, las que no se indican se podrán interpolar.

Tabla XV. **Presión del viento q_s**

Presión de viento Q_s

Velocidad básica del viento	(mph) (1,61xkm/m)	70	80	90	100	110	120	130
Presión q_s	(psf) (0,0479 x kN/m ²)	12,6	16,4	20,8	25,6	31	36,9	43,3

Fuente: elaboración propia.

I es el factor de importancia. Usar 1,15 para obras esenciales y 1,0 para las otras clasificaciones.

- Presión directa positiva

Las superficies que se encuentran en dirección opuesta al viento y perpendiculares a su trayectoria, reciben un efecto de impacto directo de la masa de aire en movimiento. Este se conoce como lado de barlovento.

- Presión negativa:

En el lado opuesto a la dirección del viento que se conoce como lado de sotavento, se genera una presión hacia fuera de la superficie de la construcción.

$$P = C_e * C_q * q_s * I$$

Según lo definido con anterioridad se usarán los siguientes datos:

Exposición = B

Suelo con edificaciones bosques o irregularidades superficiales.

Para encontrar el valor C_e 0,67.

$C_q = 0,50$ sotavento $0,80$ barlovento según (AGIES NSE-2 p. 30.)

$P = 0,67 * 0,80 * 12,60 * 1,15$

$P = 7,76 \text{ lb/pie}^2 * (23,29 \text{ pies}) = 180,71 \text{ lb/pie}$

Las fuerzas de viento no son críticas sobre edificios de poca altura, pero en algunas regiones es posible que sea crítico para edificios de gran altura, por lo que se necesitará hacer un análisis de este fenómeno.

2.1.9.2. Esfuerzos por sismo

Es importante que el edificio resista las fuerzas sísmicas laterales, en este caso los muros de mampostería serán los encargados de resistir dichas fuerzas. Para determinar las condiciones de la estructura y de sismo se utiliza la Norma de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica de Guatemala, AGIES.

Tabla XVI. **Guía para establecer la estructura sismo resistente de una edificación**

Nombre de la edificación <u>Edificio de dos niveles para usos múltiples</u>					
Clasificación de la obra <u>Importante</u>					
Índice de sismicidad del sitio <u>Zona 4,2</u>					
Nivel de protección requerido <u>C2</u> Asignado <u> </u>					
Perfil del suelo <u>S3</u>					
Aceleración máxima efectiva del terreno A_0 <u>0,40g</u>					
Tipo de estructura <u>Sistema de cajón E1</u>					
Descripción de la estructura					
Número de pisos bajo el suelo <u>0</u>		Sobre el suelo <u>2</u>			
Altura total bajo el suelo <u>0</u>		Sobre el suelo <u>6,10</u>			
Longitud $X_{máx}$ bajo el suelo <u>0</u>		Sobre el suelo <u>18,20</u>			
Longitud $Y_{máx}$ bajo el suelo <u>0</u>		Sobre el suelo <u>8,70</u>			
Configuración de la edificación	Dirección del análisis			Valores q_i referencia	
	X	Ambos	Y	mín.	Máx.
Redundancia estructural					
Número de tramos	$q_1 = \underline{1,50}$		$q_1 = \underline{1,50}$	-3	2.5
Número de ejes estructurales	$q_2 = \underline{2,50}$		$q_2 = \underline{2,50}$	-3	2.5
Presencia de muros o riostras	$q_3 = \underline{2,50}$		$q_3 = \underline{2,50}$	0	3.5
Configuración en planta					
Regularidad en planta		$q_4 = \underline{2,5}$		-3	2.5
Excentricidad en planta	$q_5 = \underline{5}$		$q_5 = \underline{5}$	-3	5
Configuración vertical					
Regularidad vertical	$q_6 = \underline{0}$		$q_6 = \underline{0}$	-12	0

Fuente: elaboración propia, adaptada de AGIES NR-3, p. 16.

Continuación de la tabla XVI.

Descripción: el cuadro anterior está elaborado con base en la información presentada en este informe, a partir de la sección 2.1.5, especificaciones según Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.

- Corte basal

Es una fuerza cortante en la base del edificio provocada por los sismos y está relacionada con las cargas muertas de la estructura, dependiendo de la magnitud del peso total de la estructura así será la magnitud de esta fuerza. El cálculo de esta fuerza; permite determinar la fuerza lateral total, como consecuencia de las fuerzas de inercia que se induce a un sistema. Se diseñará en cada dirección del análisis para resistir como mínimo el corte en la base por el método estático equivalente y se calcula según el AGIES NSE - 3, sección 2,1,1 con la siguiente fórmula:

$$V_b = C_s * W_s \quad (2 - 1, NSE 2, p. 21)$$

W_s = la carga muerta total del edificio más un 25 % de la carga viva, debido a que estas cargas son capaces de generar fuerzas inerciales que contribuyen al corte basal.

C_s = es el coeficiente sísmico de diseño para cada dirección de análisis, calculado de la siguiente manera:

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R} \quad (2 - 2 NSE 2, p. 22)$$

Donde

R = es el factor genérico de reducción de respuesta sísmica

S_a(T) = es la demanda sísmica de diseño para una estructura con período T obtenida del espectro de diseño sísmico.

Las ordenadas espectrales S_a (T) para cualquier período de vibración T, se definen como:

$$S_a(T) = S_{cd} \quad (4 - 6a \text{ NSE 2. P. 16})$$

Donde

S_{cd} = espectro calibrado al nivel de diseño requerido

$$S_{cd} = K_d * S_{cs} \quad (4 - 4 \text{ NSE 2. P. 16})$$

Donde

K_d = factor de escala, sismo severo (0,80) (NSE 2. P. 16)

S_{cs} = ajuste por intensidades sísmicas

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a \quad (4 - 1a \text{ NSE 2. P. 13})$$

Donde

S_{cr} = parámetro sísmico (1,5 g) (Fig. 4 - 1 NSE 2. P. 14)

F_a = coeficiente de sitio (0,90) (Tabla IV - 2 NSE 2. P. 15)

N_a = factor para períodos de vibración (1) (Tabla IV - 6 NSE 2. P. 24)

$$S_{cs} = (1,5 \text{ g}) * (0,90) * (1) = 1,35$$

$$S_{cd} = (0,80) * (1,35) = 1,08$$

$$S_a (T) = 1,08$$

- Factor de reducción de respuesta sísmica

Se utiliza para reducir la respuesta elástica, dependerá del sistema estructural que se trabaje en el diseño y se determinará con base a las normas de seguridad estructural.

Para los sistemas generales de mampostería reforzada A el valor de R es el siguiente:

$$R = 7,2 \quad (\text{Tabla 1 - 1 NSE. P. 10})$$

Este valor se utiliza para ambas direcciones de la estructura.

- Cálculo del corte basal "V"

$$V = \frac{S_a(T) \times W_s}{R}$$

$$W_s = (\text{peso estructura}) + (25 \% \text{ carga viva}) = 209\,387,37 + 23\,476,07$$

$$W_s = 232\,863,44 \text{ kg}$$

$$\text{En eje X} \quad V_x = (1,08 \times 232\,863,44 \text{ kg}) / (7,20)$$

$$V_x = 32\,342,14 \text{ kg}$$

$$V_x = 32,34 \text{ ton}$$

En eje Y $V_y = (1,08 \times 232\,863,44 \text{ kg}) / (7,20)$

$$V_y = 32\,342,14 \text{ kg}$$

$$V_y = 32,34 \text{ Ton}$$

- Distribución de fuerzas por piso

Es necesario distribuir la fuerza de sismo por cada piso, se debe tomar en cuenta el peso por cada nivel, esto servirá para conocer las fuerzas y momentos que estarán actuando en cada muro de corte y así diseñarlos.

$$F = V * \frac{(W_i * h_i)}{\sum_{i=0}^n (W_i * h_i)}$$

$$V_x = 32,34 \text{ ton}$$

$$F_x = V_x * \frac{(W_x * h_x)}{\sum_{i=0}^n (W_x * h_x)}$$

$$V_y = 32,34 \text{ ton}$$

$$F_y = V_y * \frac{(W_y * h_y)}{\sum_{i=0}^n (W_y * h_y)}$$

Tabla XVII. **Fuerzas de sismo**

NIVEL	Wi (Ton)	Hi (m)	EJE X			EJE Y		
			Wi * HiK	Fx (Ton)	Fx Acumulado	Wi * HiK	Fy (Ton)	Fy Acumulado
TECHO	30,46	6,10	185,81	10,74	10,74	185,81	10,74	10,74
2do.	122,48	3,05	373,56	21,60	32,34	373,56	21,60	32,34
1ro.	56,44	0,00	0,00	0,00	32,34	0,00	0,00	32,34
Sumatoria			559,37			559,37		

Fuente: elaboración propia.

2.1.10. Cálculo de momentos de volteo

Es de suma importancia analizar la magnitud de un momento de volteo para verificar si produce tensiones en los extremos de los muros de corte, ya que pueden ser bastante considerables.

Los momentos de volteo pueden causar grandes fuerzas de compresión que requieren de un aumento en la resistencia de la mampostería ($f''m$) que se pretende utilizar, o requiriendo un aumento en el acero de refuerzo o en el ancho de las unidades de mampostería.

Tabla XVIII. **Momentos de volteo por piso**

NIVEL	Eje x					Eje y				
	Fi (Ton)	Hi (m)	Fi * Hi	(Hi - Hx)	Mvx (Ton-m)	Fi (Ton)	Hi (m)	Fi * Hi	(Hi - Hx)	Mvy (Ton-m)
TECHO	10,74	6,10	65,51	0,00	0,00	10,74	6,10	65,51	0,00	0,00
2do.	21,60	3,05	65,88	3,05	32,76	21,60	3,05	65,88	3,05	32,76
1ro.	0,00	0,00	0,00	3,05	131,39	0,00	0,00	0,00	3,05	131,39
Sumatoria			131,39					131,39		

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

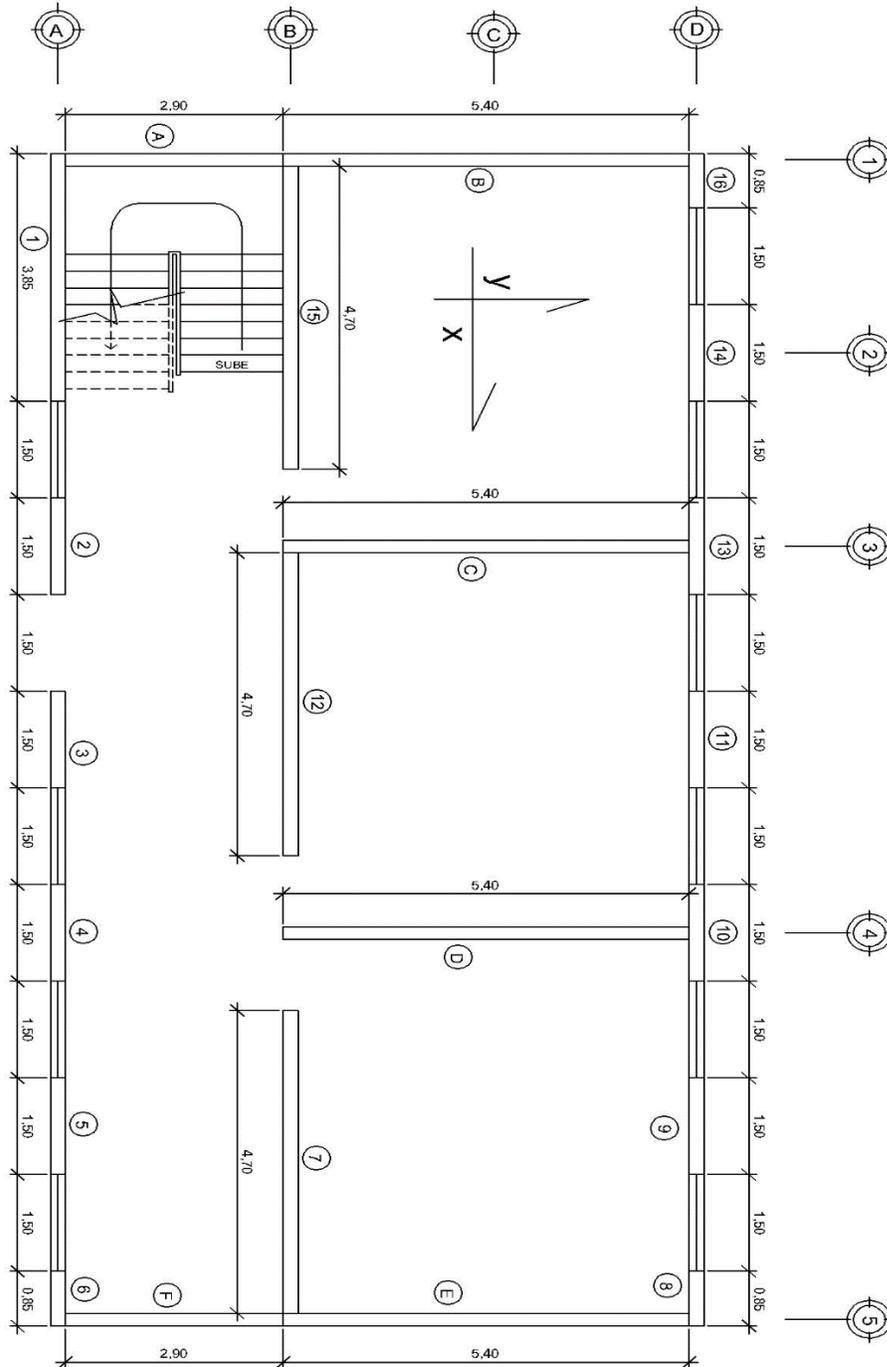
$$M_{vx} = 131,39 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_{vy} = 131,39 \text{ ton} - \text{m}$$

2.1.11. Solución por método simplificado

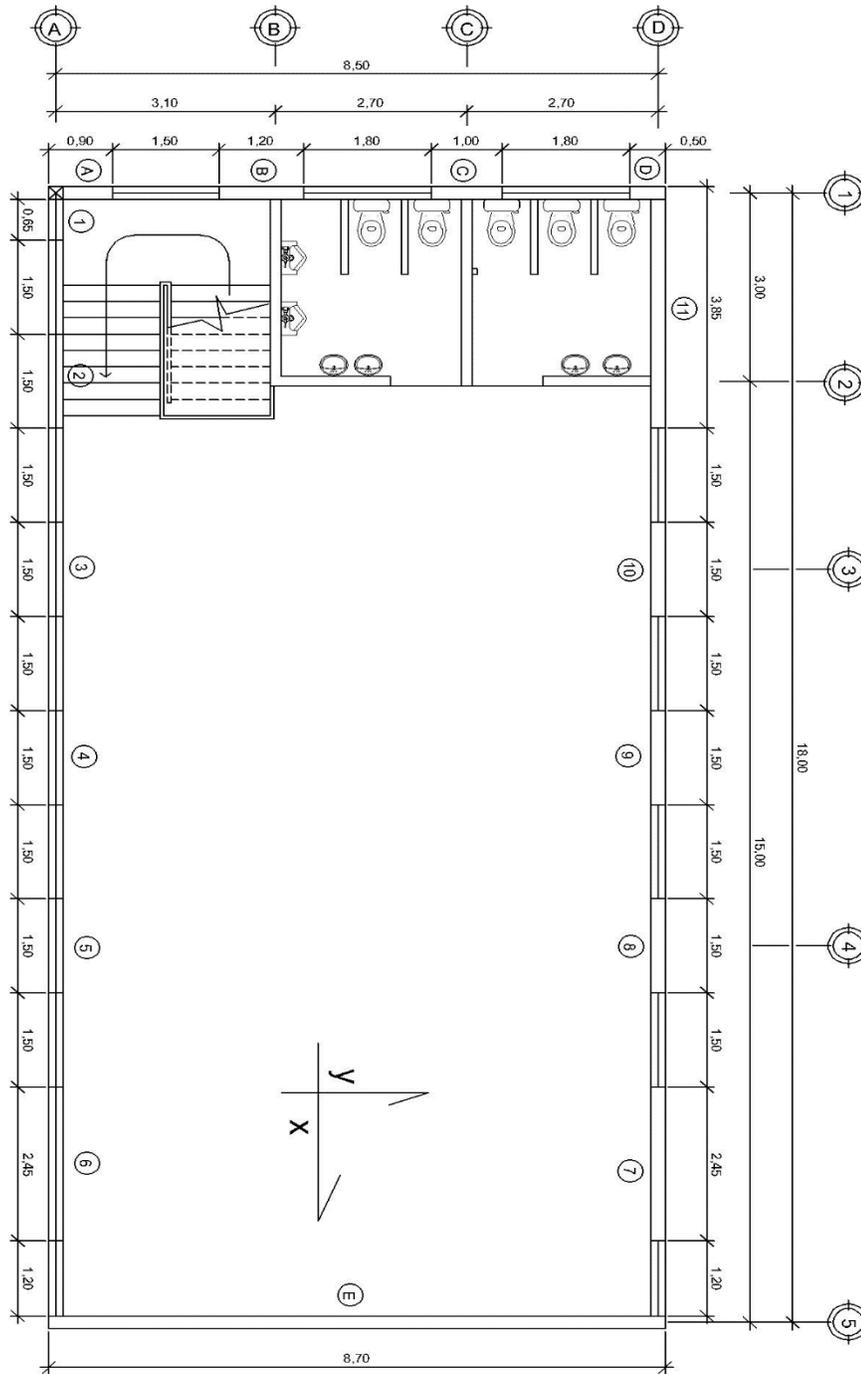
Se enumeran los muros horizontales y verticales de la estructura para ambos niveles como se muestra en los planos siguientes, considerando que no se toman los vanos de puertas y ventanas. Para observar la enumeración de los muros estructurales se pueden utilizar los planos que se encuentran en los anexos.

Figura 7. Muros estructurales primer nivel



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 8. Muros estructurales segundo nivel



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2010.

2.1.11.1. Localización del centro de masa de la estructura

El centro de masa es el punto matemático donde se asume que todo el peso o masa de la estructura se ha de concentrar y con esto calcular la excentricidad para ubicar en qué punto se localiza la fuerza de cortante en el edificio.

Después de enumerar los muros estructurales tanto horizontal como vertical de los dos niveles de la edificación, se determina el centro de rigidez y el centro de masa por nivel.

Tabla XIX. Primer nivel de muros en sentido X

Muro	Longitud	Distancia X al eje Y	Distancia Y al eje X	L * X	L * Y
1	3,85	1,83	0,00	7,03	0,00
2	1,50	6,00	0,00	9,00	0,00
3	1,50	9,00	0,00	13,50	0,00
4	1,50	12,00	0,00	18,00	0,00
5	1,50	15,00	0,00	22,50	0,00
6	0,85	17,68	0,00	15,02	0,00
7	4,70	15,55	3,10	73,09	14,57
8	0,85	17,68	8,50	15,02	7,23
9	1,50	15,00	8,50	22,50	12,75
10	1,50	12,00	8,50	18,00	12,75
11	1,50	9,00	8,50	13,50	12,75
12	4,70	8,45	3,10	39,72	14,57
13	1,50	6,00	8,50	9,00	12,75
14	1,50	3,00	8,50	4,50	12,75
15	4,70	2,45	3,10	11,52	14,57
16	0,85	0,33	8,50	0,28	7,23
Suma	34,00	150,95	68,80	292,17	121,91

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Tabla XX. **Primer nivel de muros en sentido Y**

Muro	Longitud	Distancia X al eje Y	Distancia Y al eje X	L*X	L*Y
A	2,90	0,00	1,55	0,00	4,50
B	5,40	0,00	5,70	0,00	30,78
C	5,40	6,00	5,70	32,40	30,78
D	5,40	12,00	5,70	64,80	30,78
E	5,40	18,00	5,70	97,20	30,78
F	2,90	18,00	1,55	52,20	4,50
Suma	27,40	54,00	25,90	246,60	132,11

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Tabla XXI. **Segundo nivel de muros en sentido X**

Muro	Longitud	Distancia X al eje Y	Distancia Y al eje X	L * X	L * Y
1	0,65	0,43	0,00	0,28	0,00
2	1,50	3,00	0,00	4,50	0,00
3	1,50	6,00	0,00	9,00	0,00
4	1,50	9,00	0,00	13,50	0,00
5	1,50	12,00	0,00	18,00	0,00
6	2,45	15,48	0,00	37,91	0,00
7	2,45	15,48	8,50	37,91	20,83
8	1,50	12,00	8,50	18,00	12,75
9	1,50	9,00	8,50	13,50	12,75
10	1,50	6,00	8,50	9,00	12,75
11	3,85	1,93	8,50	7,41	32,73
Suma	19,90	90,30	42,50	169,02	91,80

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Tabla XXII. **Segundo nivel de muros en sentido Y**

Muro	Longitud	Distancia X al eje Y	Distancia Y al eje X	L*X	L*Y
A	0,90	0,00	0,35	0,00	0,32
B	1,20	0,00	2,90	0,00	3,48
C	1,00	0,00	5,80	0,00	5,80
D	0,50	0,00	8,35	0,00	4,18
E	8,70	18,00	4,25	156,60	36,98
Suma	12,30	18,00	21,65	156,60	50,75

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

- Centro de masa de muros del primer nivel

$$X_{cm} = \frac{\sum L * x}{\sum L} = \frac{538,77}{34,00 + 27,40} = 8,77 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum L * y}{\sum L} = \frac{254,02}{34,00+27,40} = 4,14 \text{ m}$$

- Centro de masa de muros del segundo nivel

$$X_{cm} = \frac{\sum L * x}{\sum L} = \frac{169,02 + 156,60}{19,90 + 12,30} = 10,11 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum L * y}{\sum L} = \frac{91,80 + 50,75}{19,90 + 12,30} = 4,42 \text{ m}$$

2.1.11.2. Localización del centro de rigidez

Es el eje por el cual el centro de masa y las fuerzas laterales suelen rotar. La rigidez está relacionada con la deformación de la edificación, donde las deformaciones no deben ser excesivas.

La rigidez está relacionada con la deformación de la edificación ante la acción de las cargas. La estructura deberá tener suficiente cantidad de elementos para que la deformación lateral no sea excesiva.

$$R = \frac{1}{\Delta}$$

Donde la deflexión es definida como la suma de deflexiones por flexión, más la deflexión por corte.

Para determinar la rigidez de cada muro es importante ver si el muro está empotrado o en voladizo, si está empotrado o tiene un grado de fijación tanto superior como inferior, la expresión para calcularlo es la siguiente:

$$\Delta_{\text{empotrado}} = \frac{P}{E_m \cdot t} * \left[\left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 * \left(\frac{h}{d} \right) \right]$$

Si el muro está en voladizo se deberá usar la fórmula que se muestra a continuación:

$$\Delta_{\text{voladizo}} = \frac{P}{E_m \cdot t} * \left[4 * \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 * \left(\frac{h}{d} \right) \right]$$

Tabla XXIII. **Cálculo del centro de rigidez, primer nivel sentido X**

Muro	Longitud	H/L	Rigidez	Distancia X al eje Y	Distancia Y al eje X	L * X	L * Y	R * X	R * Y
1	3,85	0,78	3,46	1,83	0,00	7,03	0,00	0,00	0,00
2	1,50	2,00	0,69	6,00	0,00	9,00	0,00	0,00	0,00
3	1,50	2,00	0,69	9,00	0,00	13,50	0,00	0,00	0,00
4	1,50	2,00	0,69	12,00	0,00	18,00	0,00	0,00	0,00
5	1,50	2,00	0,69	15,00	0,00	22,50	0,00	0,00	0,00
6	0,85	3,53	0,18	17,68	0,00	15,02	0,00	0,00	0,00
7	4,70	0,64	4,47	15,55	3,10	73,09	14,57	0,00	13,86
8	0,85	3,53	0,18	17,68	8,50	15,02	7,23	0,00	1,51
9	1,50	2,00	0,69	15,00	8,50	22,50	12,75	0,00	5,90
10	1,50	2,00	0,69	12,00	8,50	18,00	12,75	0,00	5,90
11	1,50	2,00	0,69	9,00	8,50	13,50	12,75	0,00	5,90
12	4,70	0,64	4,47	8,45	3,10	39,72	14,57	0,00	13,86
13	1,50	2,00	0,69	6,00	8,50	9,00	12,75	0,00	5,90
14	1,50	2,00	0,69	3,00	8,50	4,50	12,75	0,00	5,90
15	4,70	0,64	4,47	2,45	3,10	11,52	14,57	0,00	13,86
16	0,85	3,53	0,18	0,33	8,50	0,28	7,23	0,00	1,51
Suma	34,00	31,28	23,65	150,95	68,80	292,17	121,91	0,00	74,12

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Tabla XXIV. **Cálculo del centro de rigidez, primer nivel sentido Y**

Muro	Longitud	H/L	Rigidez	Distancia X al eje Y	Distancia Y al eje X	L*X	L*Y	R*X	R*Y
A	2,90	1,03	2,31	0,00	1,55	0,00	4,50	0	0,00
B	5,40	0,56	5,29	0,00	5,70	0,00	30,78	0	0,00
C	5,40	0,56	5,29	6,00	5,70	32,40	30,78	31,7351	0,00
D	5,40	0,56	5,29	12,00	5,70	64,80	30,78	63,4701	0,00
E	5,40	0,56	5,29	18,00	5,70	97,20	30,78	95,2052	0,00
F	2,90	1,03	2,31	18,00	1,55	52,20	4,50	41,5627	0,00
Suma	27,40	4,29	25,77	54,00	25,90	246,60	132,11	231,97	0,00

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Tabla XXV. **Cálculo del centro de rigidez, segundo nivel sentido X**

Muro	Longitud	H/L	Rigidez	Distancia X al eje Y	Distancia Y al eje X	L * X	L * Y	R * X	R * Y
1	0,65	4,62	0,02	0,43	0,00	0,28	0,00	0,00	0,00
2	1,50	2,00	0,26	3,00	0,00	4,50	0,00	0,00	0,00
3	1,50	2,00	0,26	6,00	0,00	9,00	0,00	0,00	0,00
4	1,50	2,00	0,26	9,00	0,00	13,50	0,00	0,00	0,00
5	1,50	2,00	0,26	12,00	0,00	18,00	0,00	0,00	0,00
6	2,45	1,22	0,88	15,48	0,00	37,91	0,00	0,00	0,00
7	2,45	1,22	0,88	15,48	8,50	37,91	20,83	0,00	7,50
8	1,50	2,00	0,26	12,00	8,50	18,00	12,75	0,00	2,17
9	1,50	2,00	0,26	9,00	8,50	13,50	12,75	0,00	2,17
10	1,50	2,00	0,26	6,00	8,50	9,00	12,75	0,00	2,17
11	3,85	0,78	2,30	1,93	8,50	7,41	32,73	0,00	19,54
Suma	19,90	21,84	5,88	90,30	42,50	169,02	91,80	0,00	33,56

Fuente: elaboración propia, Empleando Microsoft Excel.

Tabla XXVI. **Cálculo del centro de rigidez, segundo nivel sentido Y**

Muro	Longitud	H/L	Rigidez	Distancia X al eje Y	Distancia Y al eje X	L*X	L*Y	R*X	R*Y
A	0,90	3,33	0,06	0,00	0,35	0,00	0,32	0,00	0,00
B	1,20	2,50	0,14	0,00	2,90	0,00	3,48	0,00	0,00
C	1,00	3,00	0,08	0,00	5,80	0,00	5,80	0,00	0,00
D	0,50	6,00	0,01	0,00	8,35	0,00	4,18	0,00	0,00
E	8,70	0,34	8,11	18,00	4,25	156,60	36,98	146,02	0,00
Suma	12,30	15,18	8,41	18,00	21,65	156,60	50,75	146,02	0,00

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

- Resultados del análisis del primer nivel

$$\begin{array}{lll} L & = 61,40 \text{ m} & L_x = 34,00 \text{ m} & L_y = 27,40 \text{ m} \\ R_x & = 23,65 \text{ m} & R_y = 25,77 \text{ m} & \\ L * X & = 538,77 \text{ m} & L * Y = 254,02 \text{ m} & \\ R * X & = 231,97 \text{ m} & R * Y = 74,12 \text{ m} & \end{array}$$

- Centro de masa de muros del primer nivel

$$X_{cm} = \frac{\sum L * x}{\sum L} = \frac{538,77}{34,00 + 27,40} = 8,77 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum L * y}{\sum L} = \frac{254,02}{34,00 + 27,40} = 4,14 \text{ m}$$

- Centro de rigidez del primer nivel

$$X_{cr} = \frac{R * X}{R_y} = \frac{231,97}{25,77} = 9,00 \text{ m}$$

$$Y_{cr} = \frac{R * Y}{R_x} = \frac{74,12}{23,65} = 3,13 \text{ m}$$

Tabla XXVII. Centro de masa entrecaposo

Figura	Área	X	Y	X * A	Y * A
1	16,20	1,50	5,80	24,30	93,96
2	16,20	4,50	5,80	72,90	93,96
3	16,20	7,50	5,80	121,50	93,96
4	16,20	10,50	5,80	170,10	93,96
5	16,20	13,50	5,80	218,70	93,96
6	16,20	16,50	5,80	267,30	93,96
7	9,30	16,50	1,55	153,45	14,42
8	18,60	12,00	1,55	223,20	28,83
9	16,74	6,30	1,55	105,46	25,95
Suma	141,84			1 356,91	632,95

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

$$X_{cm} = \frac{1\ 356,91}{141,84} = 9,57$$

$$Y_{cm} = \frac{632,95}{141,84} = 4,46\text{ m}$$

- Resultados del análisis del segundo nivel

$$\begin{array}{lll} L & = 32,20\text{ m} & Lx & = 19,90\text{ m} & Ly & = 12,30\text{ m} \\ Rx & = 5,88\text{ m} & Ry & = 8,41\text{ m} & & \\ L * X & = 325,62\text{ m} & L * Y & = 142,55\text{ m} & & \\ R * X & = 146,02\text{ m} & R * Y & = 33,56\text{ m} & & \end{array}$$

- Centro de masa de muros del segundo nivel

$$X_{cm} = \frac{\sum L * x}{\sum L} = \frac{169,02 + 156,60}{19,90 + 12,30} = 10,11\text{ m}$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum L * y}{\sum L} = \frac{91,80 + 50,75}{19,90 + 12,30} = 4,42 \text{ m}$$

- Centro de rigidez del segundo nivel

$$X_{cr} = \frac{R * X}{R_y} = \frac{146,02}{8,41} = 17,36 \text{ m}$$

$$Y_{cr} = \frac{R * Y}{R_x} = \frac{33,56}{5,88} = 5,70 \text{ m}$$

- Centro de masa de la cubierta

$$X_{cm} = \frac{18,00}{2} = 9,00 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = \frac{8,50}{2} = 4,25 \text{ m}$$

- Centro de masa combinado (losa + muros)

$$\begin{aligned} W \text{ losa de techo} &= \text{CM techo} * \text{área de losa} = 15,11 \text{ kg/m}^2 * 187,34 \text{ m}^2 \\ &= 2 830,71 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W \text{ losa de entrepiso} &= \text{CM entrepiso} * \text{área de losa entrepiso} \\ &= 317 \text{ kg/m}^2 * 141,84 \text{ m}^2 = 44 963,28 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W \text{ muros 1er. nivel} &= \text{CM muros} * \text{perímetro de muros} \\ &= 300 \text{ kg / m}^2 * 3,00 \text{ m} * 61,40 \text{ m} = 55 260 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W \text{ muros 2do. nivel} &= CM \text{ muros} * \text{perímetro de muros} \\
 &= 300\text{kg} / \text{m}^2 * 3,00 \text{ m} * 32,20 \text{ m} = 28\,980\text{kg}
 \end{aligned}$$

- Techo

$$X = \frac{(W_{\text{cubierta}} * X_{\text{cm}}) + (W_{\text{muros 2do.nivel}} * X_{\text{cm muros}})}{W_{\text{cubierta}} + W_{\text{muros 2do.nivel}}}$$

$$X = \frac{(2\,830,71 * 9,00) + (28\,980 * 10,11)}{2\,830,71 + 28\,980}$$

$$X = 10,01 \text{ m}$$

$$Y = \frac{(2\,830,71 * 4,25) + (28\,980 * 4,42)}{2\,830,71 + 28\,980}$$

$$Y = 4,40 \text{ m}$$

- Entrepiso

$$X = \frac{(W_{\text{losa entrepiso}} * X_{\text{cm}}) + (W_{\text{muros 1er.nivel}} * X_{\text{cm muros}})}{W_{\text{losa entrepiso}} + W_{\text{muros 1er.nivel}}}$$

$$X = \frac{(44\,963,28 * 9,57) + (55\,260 * 8,77)}{44\,963,28 + 55\,260}$$

$$X = 9,12 \text{ m}$$

$$Y = \frac{(44\,963,28 * 4,46) + (55\,260 * 4,14)}{44\,963,28 + 55\,260}$$

$$Y = 4,28 \text{ m}$$

2.1.11.3. Cálculo de excentricidad con respecto al centro de rigidez

Debido a que no se conoce a cabalidad ciertos determinantes en la construcción como lo puede ser el tipo de materiales, la calidad, entre otros; que no permiten un análisis exacto, se calcula una excentricidad o un desplazamiento del 5 %, desde el centro de masa calculado anteriormente.

- Primer nivel:

$$\begin{aligned} e'x &= |X_{cr} - X_{cm}| & e'x &= 9,00 \text{ m} - 9,12 \text{ m} = 0,12 \text{ m} \\ e'y &= |Y_{cr} - Y_{cm}| & e'y &= 3,13 \text{ m} - 4,28 \text{ m} = 1,15 \text{ m} \end{aligned}$$

Excentricidad mínima del 5 % de la dimensión perpendicular a la fuerza aplicada.

$$\begin{aligned} \text{Sentido X} &= 0,05 \times 18,20 \text{ m} = 0,91 \text{ m} \\ \text{Sentido Y} &= 0,05 \times 8,70 \text{ m} = 0,435 \text{ m} \end{aligned}$$

- Segundo nivel:

$$\begin{aligned} e'x &= |X_{cr} - X_{cm}| & e'x &= 17,36 \text{ m} - 10,01 \text{ m} = 7,35 \text{ m} \\ e'y &= |Y_{cr} - Y_{cm}| & e'y &= 5,70 \text{ m} - 4,40 \text{ m} = 1,30 \text{ m} \end{aligned}$$

Debido al diseño arquitectónico la excentricidad en x es demasiado grande y se tomará como correcto.

Excentricidad mínima del 5 % de la dimensión perpendicular a la fuerza aplicada.

$$\begin{aligned}\text{Sentido X} &= 0,05 \times 18,20 \text{ m} = 0,91 \text{ m} \\ \text{Sentido Y} &= 0,05 \times 8,70 \text{ m} = 0,435 \text{ m}\end{aligned}$$

2.1.11.4. Resultados parciales para el análisis simplificado primer nivel

A continuación se presentan los resultados parciales que da el análisis simplista en el primer nivel, con estos datos se procedió a calcular: el centro de masa de muros y centro de rigidez de muros.

$$\begin{array}{lll} L & = 61,40 \text{ m} & L_x = 34,00 \text{ m} & L_y = 27,40 \text{ m} \\ R_x & = 23,65 \text{ m} & R_y = 25,77 \text{ m} & \\ L * X & = 538,77 \text{ m} & L * Y = 254,02 \text{ m} & \\ R * X & = 231,97 \text{ m} & R * Y = 74,12 \text{ m} & \end{array}$$

2.1.12. Distribución de cargas y momentos en los muros

Las fuerzas de corte se distribuirán de acuerdo a las rigideces relativas de los muros:

$$F_v = \frac{R}{\sum R} * 2V$$

Los muros de mampostería reforzada se diseñarán para resistir dos veces la fuerza de corte que actúa sobre ellas.

$$2V = \text{Corte}$$

Las fuerzas de corte debidas al momento torsionante sobre el edificio se obtendrán por medio de la siguiente ecuación:

$$F_T = \frac{R_d}{\sum R_d^2} * M_T$$

Donde

$$M_T = e * V$$

Los momentos de volteo se distribuirán de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$M_{\text{volteo}} = \frac{R}{\sum R} * M_v$$

2.1.12.1. Resultados del análisis de mampostería

A continuación se presentan una serie de tablas en las que se presentan los resultados finales del análisis de mampostería, se muestran los resultados de las fuerzas y momentos en los cuales estarán afectados los muros.

Tabla XXVIII. **Resultados de análisis en mampostería en primer nivel sentido X-X**

CORTE = 2 * V =	2 * 32,34	64,68	ton	e'y =	1,15
ey = e'y + emin y =	1,15 + 0,435	1,585	m	emin y =	0,435
MOMENTO DE TORSIÓN =	CORTE * ey	51,26	ton - m		
MOMENTO DE VOLTEO =		131,39	ton - m		
Ycr =		3,13	m		
dy =	Y - Ycr				
Y =	Distancia Y al eje X				

Muro	Rigidez	Y	dy	R * dy	R * dy ²	FV (Ton)	F t (Ton)	F = Fv + Ft	M vi	M ti	M dis.
						(R/ΣR)(2V)	(R*dy)/Σ(R*dy ²)*Mt		(R/ΣR)*(Mv)	F t * Hmuro	Mvi + Mti
1	3,46	0,00	-3,13	-10,83	33,89	9,46	-3,20	9,46	19,21	-9,61	19,21
2	0,69	0,00	-3,13	-2,17	6,80	1,90	-0,64	1,90	3,86	-1,93	3,86
3	0,69	0,00	-3,13	-2,17	6,80	1,90	-0,64	1,90	3,86	-1,93	3,86
4	0,69	0,00	-3,13	-2,17	6,80	1,90	-0,64	1,90	3,86	-1,93	3,86
5	0,69	0,00	-3,13	-2,17	6,80	1,90	-0,64	1,90	3,86	-1,93	3,86
6	0,18	0,00	-3,13	-0,56	1,75	0,49	-0,17	0,49	0,99	-0,50	0,99
7	4,47	3,10	-0,03	-0,13	0,00	12,22	-0,04	12,22	24,83	-0,12	24,83
8	0,18	8,50	5,37	0,96	5,14	0,49	0,28	0,77	0,99	0,85	1,84
9	0,69	8,50	5,37	3,73	20,03	1,90	1,10	3,00	3,86	3,31	7,17
10	0,69	8,50	5,37	3,73	20,03	1,90	1,10	3,00	3,86	3,31	7,17
11	0,69	8,50	5,37	3,73	20,03	1,90	1,10	3,00	3,86	3,31	7,17
12	4,47	3,10	-0,03	-0,13	0,00	12,22	-0,04	12,22	24,83	-0,12	24,83
13	0,69	8,50	5,37	3,73	20,03	1,90	1,10	3,00	3,86	3,31	7,17
14	0,69	8,50	5,37	3,73	20,03	1,90	1,10	3,00	3,86	3,31	7,17
15	4,47	3,10	-0,03	-0,13	0,00	12,22	-0,04	12,22	24,83	-0,12	24,83
16	0,18	8,50	5,37	0,96	5,14	0,49	0,28	0,77	0,99	0,85	1,84
Suma	23,65				173,26				131,39		

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Tabla XXIX. **Resultado de análisis en mampostería en primer nivel sentido Y - Y**

CORTE = 2 * V =	2 * 32,34	64,68	ton	e'x =	0,12
ex = e'x + emin x =	0,12 + 0,91	1,03	m	emin x =	0,91
MOMENTO DE TORSIÓN =	CORTE * ex	33,31	ton - m		
MOMENTO DE VOLTEO =		131,39	ton - m		
Xcr =		9,00	m		
dx =	X - Xcr				
X =	Distancia X al eje				

Muro	Rigidez	X	dx	R * dx	R * dx ²	FV (Ton)	F t (Ton)	F = Fv + Ft	M vi	M ti	M dis.
						(R/ΣR)(2V)	(R*dx)/Σ(R*dx ²)*Mt		(R/ΣR)*(Mv)	F t * Hmuro	Mvi + Mti
A	2,31	0,00	-9,00	-20,78	187,03	5,79	-0,52	5,79	11,77	-1,57	11,77
B	5,29	0,00	-9,00	-47,60	428,42	13,27	-1,20	13,27	26,96	-3,59	26,96
C	5,29	6,00	-3,00	-15,87	47,60	13,27	-0,40	13,27	26,96	-1,20	26,96
D	5,29	12,00	3,00	15,87	47,60	13,27	0,40	13,67	26,96	1,20	28,16
E	5,29	18,00	9,00	47,60	428,42	13,27	1,20	14,47	26,96	3,59	30,55
F	2,31	18,00	9,00	20,78	187,03	5,79	0,52	6,32	11,77	1,57	13,34
Suma	25,77				1326,12				131,39		

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Cuando $e'_{\min x} > e'x$, es necesario encontrar la distribución de la fuerza lateral para $e'x - e'_{\min x}$.

Tabla XXX. Resultado de análisis en mampostería en segundo nivel sentido X - X

CORTE = $2 * V =$	$2 * 10,74$	21,48 ton	$e'y =$	1,3
$e'y = e'y + e_{\min y} =$	$1,30 + 0,435$	1,735 m	$e_{\min y} =$	0,435
MOMENTO DE TORSIÓN	CORTE * $e'y$	18,63 ton - m		
MOMENTO DE VOLTEO =		32,76 ton - m		
$Y_{cr} =$		5,7 m		
$dy = Y - Y_{cr}$				
$Y =$	Distancia Y al eje			

Muro	Rigidez	Y	dy	R * dy	R * dy ²	FV (Ton)	F t (Ton)	F = Fv + Ft	M vi	M ti	M dis.
						(R/ΣR)(2V)	(R*dy)/Σ(R*dy ²)*Mt		(R/ΣR)*(Mv)	F t * Hmuro	Mvi + Mti
1	0,02	0,00	-5,70	-0,14	0,78	0,09	-0,03	0,09	0,13	-0,08	0,13
2	0,26	0,00	-5,70	-1,46	8,31	0,93	-0,29	0,93	1,43	-0,87	1,43
3	0,26	0,00	-5,70	-1,46	8,31	0,93	-0,29	0,93	1,43	-0,87	1,43
4	0,26	0,00	-5,70	-1,46	8,31	0,93	-0,29	0,93	1,43	-0,87	1,43
5	0,26	0,00	-5,70	-1,46	8,31	0,93	-0,29	0,93	1,43	-0,87	1,43
6	0,88	0,00	-5,70	-5,03	28,67	3,22	-1,00	3,22	4,92	-3,00	4,92
7	0,88	8,50	2,80	2,47	6,92	3,22	0,49	3,72	4,92	1,47	6,39
8	0,26	8,50	2,80	0,72	2,01	0,93	0,14	1,08	1,43	0,43	1,85
9	0,26	8,50	2,80	0,72	2,01	0,93	0,14	1,08	1,43	0,43	1,85
10	0,26	8,50	2,80	0,72	2,01	0,93	0,14	1,08	1,43	0,43	1,85
11	2,30	8,50	2,80	6,44	18,02	8,40	1,28	9,68	12,81	3,84	16,65
Suma	5,88				93,65				32,76		

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Tabla XXXI. Resultado de análisis en mampostería segundo nivel sentido Y - Y

CORTE = $2 * V =$	$2 * 10,74$	21,48 ton	$e'x =$	7,35
$e'x = e'x + e_{\min x} =$	$7,35 + 0,91$	8,26 m	$e_{\min x} =$	0,91
MOMENTO DE TORSIÓN	CORTE * $e'x$	88,71 ton - m		
MOMENTO DE VOLTEO =		32,76 ton - m		
$X_{cr} =$		17,36 m		
$dx = X - X_{cr}$				
$X =$	Distancia X al eje			

Muro	Rigidez	X	dx	R * dx	R * dx ²	FV (Ton)	F t (Ton)	F = Fv + Ft	M vi	M ti	M dis.
						(R/ΣR)(2V)	(R*dx)/Σ(R*dx ²)*Mt		(R/ΣR)*(Mv)	F t * Hmuro	Mvi + Mti
A	0,06	0,00	-17,36	-1,07	18,53	0,16	-1,03	0,16	0,96	-3,08	0,96
B	0,14	0,00	-17,36	-2,41	41,86	0,35	-2,32	0,35	2,17	-6,97	2,17
C	0,08	0,00	-17,36	-1,44	25,04	0,21	-1,39	0,21	1,30	-4,17	1,30
D	0,01	0,00	-17,36	-0,19	3,32	0,03	-0,18	0,03	0,17	-0,55	0,17
E	8,11	18,00	0,64	5,19	3,32	20,73	5,00	25,73	126,79	15,01	141,79
Suma	8,41				92,07				131,39		

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Tabla XXXII. **Resultados finales del primer nivel**

Muro	Fx		M dis		Muro	Fy		M dis	
1	9,46	ton	19,21	ton - m	A	5,79	ton	11,77	ton - m
2	1,90	ton	3,86	ton - m	B	13,27	ton	26,96	ton - m
3	1,90	ton	3,86	ton - m	C	13,27	ton	26,96	ton - m
4	1,90	ton	3,86	ton - m	D	13,67	ton	28,16	ton - m
5	1,90	ton	3,86	ton - m	E	14,47	ton	30,55	ton - m
6	0,49	ton	0,99	ton - m	F	6,32	ton	13,34	ton - m
7	12,22	ton	24,83	ton - m					
8	0,77	ton	1,84	ton - m					
9	3,00	ton	7,17	ton - m					
10	3,00	ton	7,17	ton - m					
11	3,00	ton	7,17	ton - m					
12	12,22	ton	24,83	ton - m					
13	3,00	ton	7,17	ton - m					
14	3,00	ton	7,17	ton - m					
15	12,22	ton	24,83	ton - m					
16	0,77	ton	1,84	ton - m					

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Tabla XXXIII. **Resultados finales del segundo nivel**

Muro	Fx		M dis		Muro	Fy		M dis	
1	0,09	ton	0,13	ton - m	A	0,16	ton	0,96	ton - m
2	0,93	ton	1,43	ton - m	B	0,35	ton	2,17	ton - m
3	0,93	ton	1,43	ton - m	C	0,21	ton	1,30	ton - m
4	0,93	ton	1,43	ton - m	D	0,03	ton	0,17	ton - m
5	0,93	ton	1,43	ton - m	E	25,73	ton	141,79	ton - m
6	3,22	ton	4,92	ton - m					
7	3,72	ton	6,39	ton - m					
8	1,08	ton	1,85	ton - m					
9	1,08	ton	1,85	ton - m					
10	1,08	ton	1,85	ton - m					
11	9,68	ton	16,65	ton - m					

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

2.1.13. Esfuerzos admisibles

A continuación se hará el cálculo de los esfuerzos admisibles de los muros de mampostería, estos esfuerzos servirán para compararlos con los esfuerzos actuantes en cada muro y así realizar un diseño óptimo para el edificio. El método aceptado por el AGIES NSE 7.4 para el diseño de muros reforzados es el método de esfuerzos de trabajo o también llamados esfuerzos de servicio.

2.1.13.1. Cálculo del máximo esfuerzo axial permitido

El esfuerzo axial en los muros de mampostería con refuerzo interior, en kilogramos por centímetro cuadrado, no deberá exceder el valor calculado con:

$$F_a = 0,20 * f'm \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right] \quad (3 - 1 \text{ NSE } 7.4, \text{ p. } 13)$$

Donde

- Fa = esfuerzo axial de compresión en el muro de mampostería
- f'm = resistencia a la compresión de la mampostería
- t = espesor del muro
- h = altura libre del muro

Se hará el diseño del muro crítico que es el muro E, se calculará los esfuerzos admisibles y los esfuerzos actuantes, estos son los valores que servirán para calcular los valores del área de acero necesaria para soportar los efectos de las cargas.

$$F = 14,47 \text{ toneladas}$$

$$M = 30,55 \text{ toneladas} - \text{metro}$$

Donde

$$H = 3 \text{ metros}$$

$$L = 5,40 \text{ metros}$$

$$F'm = 35 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$E_s = 2,1E6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = 0,20 * 35 \text{ kg/cm}^2 \left[1 - \left(\frac{300}{40 * 19} \right)^3 \right]$$

$$F_a = 6,57 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del máximo esfuerzo flexionante permitido para mampostería, según el AGIES se define como el esfuerzo de compresión producido por la flexión, en kilogramos por centímetro cuadrado, el cual no deberá exceder al valor obtenido con:

$$F_b = 0,33 * f'm \quad (3 - 3 \text{ NSE } 7.4. \text{ P. } 14)$$

$$F_b = 0,33 * 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 11,55 \text{ kg/cm}^2$$

2.1.13.2. Cálculo de esfuerzo de corte

El esfuerzo de corte en muros producido por fuerzas laterales en kilogramos por centímetro cuadrado, no deberá exceder el valor calculado, de acuerdo con la Norma de Seguridad Estructural, AGIES está dado por:

$$F_v = 0,30 * \sqrt{f'_m} \quad (3 - 4 \text{ NSE } 7. \text{ P. } 15)$$

$$F_v = 0,30 * \sqrt{35 \text{ kg/cm}^2}$$

$$F_v = 1,77 \text{ kg/cm}^2$$

2.1.13.3. Cálculo de esfuerzo de tensión

El esfuerzo de tensión en las barras de acero de refuerzo en kilogramos por centímetro cuadrado no deberá exceder el valor indicado en:

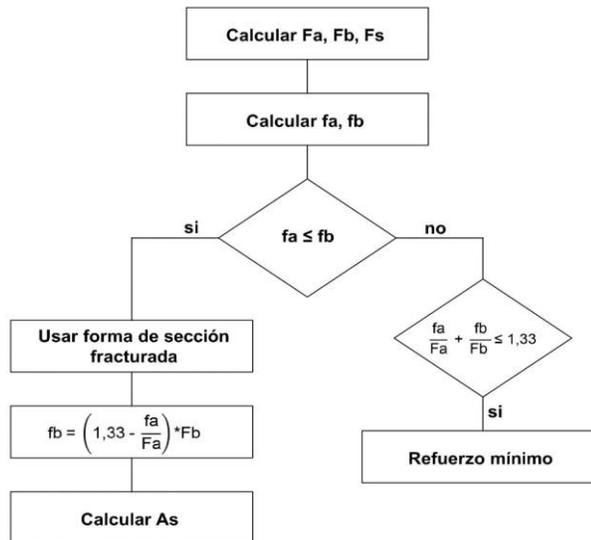
$$F_s = 0,40 * f_y \quad (3 - 7 \text{ NSE } 7.4. \text{ P. } 15)$$

$$F_s = 0,40 * 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = 1\,124 \text{ kg/cm}^2$$

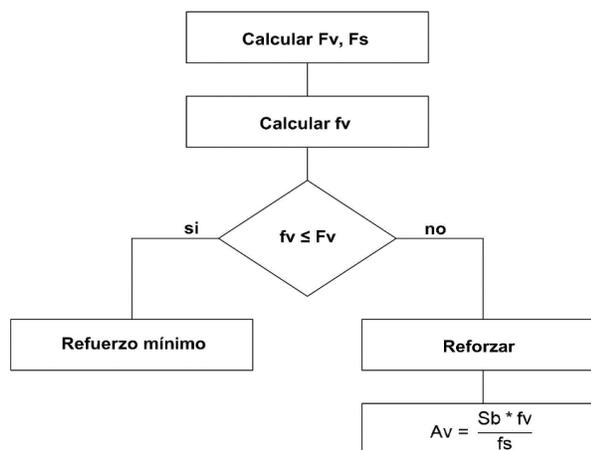
Para determinar los esfuerzos actuantes en cada muro, es necesario tomar en cuenta unas consideraciones que se presentan a continuación:

Figura 9. **Diseño a flexocompresión**



Fuente: ARGUETA HERNANDEZ, Oscar. *Estudio sobre el comportamiento de muros de mampostería como estructura de edificios*. P. 24.

Figura 10. **Diseño a corte**



Fuente: ARGUETA HERNANDEZ, Oscar. *Estudio sobre el comportamiento de muros de mampostería como estructura de edificios*. P. 24.

Donde

Fa = esfuerzo axial permitido

Fb = esfuerzo flexionante permitido

Fv = esfuerzo de corte permitido

Fs = esfuerzo de tensión permitido

fa = esfuerzo axial actuante

fb = esfuerzo flexionante actuante

fv = esfuerzo de corte actuante

2.1.14. Diseño de muros críticos

El muro crítico a analizar es el muro E del primer y segundo nivel, ya con las fuerzas y los momentos de diseños calculados por el método simplificado, se hace una comparación con los esfuerzos actuantes y los esfuerzos admisibles.

- Diseño del muro E primer nivel

Área tributaria del muro = 5,85m² + 9,47 m²

$$C_m = \left[\frac{317 \cdot 5,85}{5,40} + \frac{15,11 \cdot 9,46}{5,40} + 2 \cdot 300 \cdot 3,00 \right]$$

$$C_m = 2\,169,89 \text{ kg/m}$$

$$C_v = \left[\frac{500 \cdot 5,85}{5,40} + \frac{78,65 \cdot 9,46}{5,40} \right]$$

$$C_v = 679,45 \text{ kg/m}$$

Carga última = 1,4 CM + 1,7 CV

Carga última = 4 192,91 kg/m

- Cálculo de esfuerzo axial actuante (fa)

$$f_a = \frac{W_u}{b \cdot t} = \frac{4\,192,41 \cdot 5,40}{19 \cdot 540} = 2,21 \text{ kg/cm}^2$$

- Cálculo de corte unitario actuante (fv)

$$f_v = \frac{F}{t \cdot L} = \frac{14\,468,52 \text{ kg}}{19 \cdot 540} = 1,41 \text{ kg/cm}^2$$

- Cálculo de esfuerzo flexionante actuante (fb)

$$f_b = \frac{M_c}{I} = \frac{6M_y}{t \cdot L^2} = \frac{6 \cdot 30,55 \cdot 1\,000 \cdot 100}{19 \cdot 540^2} = 3,31 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzos admisibles

Valores calculados con anterioridad:

$$F_a = 6,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 11,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 1,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = 1\,124 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = \left(1,33 - \frac{f_a}{F_a}\right) \cdot F_b$$

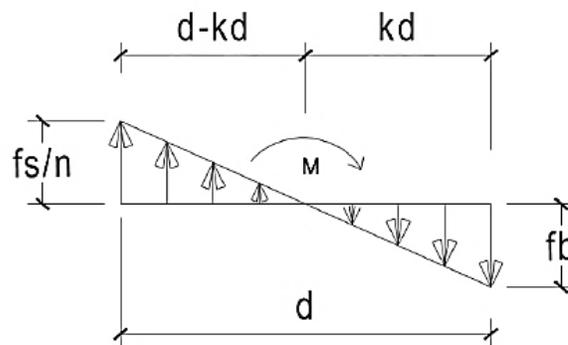
$$f_b = \left(1,33 - \frac{2,21}{6,57}\right) * 11,55 = 11,47 \text{ kg/cm}^2$$

- Relación modular

$$n = E_s / E_m = (2,1E6) / (750 * 35) = 80$$

$$f_s/n = 1124 / 80 = 14,05$$

Figura 11. **Relación modular**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

$$\frac{f_s / n}{d - d*k} = \frac{f_b}{d*k}$$

$$k = \frac{f_b}{\frac{f_s}{n} + f_b}$$

$$\frac{14,05}{5,40 - 5,40 k} = \frac{11,47}{5,40 k}$$

$$k = 0,45$$

$$j = 1 - k/3 = 1 - (0,15)$$

$$j = 0,85$$

- Determinación de acero mínimo

$$\text{As min en columnas} = 0,0007 b * h$$

$$\text{As min en soleras} = 0,015 b * h$$

- Determinación de acero requerido

$$\text{As req} = \frac{M}{f_s * j * d} = \frac{30,55 * 1\ 000 * 100}{1\ 124 * 0,85 * 540} = 5,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{As min} = 0,0007 * 19 * 540 = 7,182 \text{ cm}^2$$

$$\text{As min} > \text{As req}$$

Debido a que el área de acero mínimo es mayor que el requerido, se debe colocar como refuerzo el área de acero mínimo.

- Datos calculados para el muro E del segundo nivel

$$W_u = 1\ 597 \text{ kg/m}$$

$$f_a = 0,84 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = 1,56 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 13,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 0,50$$

$$j = 0,83$$

- Determinación de acero requerido

$$As_{req} = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{141,79 * 1\ 000 * 100}{1\ 124 * 0,83 * 870} = 17,47 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 0,0007 * 19 * 870 = 11,57 \text{ cm}^2$$

$$As_{req} > As_{min}$$

Debido a que el área de acero requerido es mayor al área de acero mínimo se utiliza el área de acero requerido como refuerzo.

- Área de acero total en el muro E del primer nivel

$$As = (2 * (4 * 1,27)) + (3 * (4 * 0,71))$$

$$As = 13,00 \text{ cm}^2$$

- Área de acero total en el muro E del segundo nivel

$$As = (2 * (4 * 1,27)) + (3 * (4 * 0,71))$$

$$As = 18,68 \text{ cm}^2$$

En algunos muros el valor de acero necesario para resistir el momento de volteo puede ser menor al área de acero mínimo requerido, cuando esto sucede se debe de usar el área mínima para reforzar los muros.

A continuación se presenta una tabla de resumen del acero requerido y de igual manera, se incluye el área de acero mínimo para cada muro estructural.

Tabla XXXIV. Resumen de esfuerzos actuantes y As necesario para el primer nivel

Muro	Longitud	Cu	fa	fv	fb	fa ≤ fb	fb fract	k	j	Asmin	Asreq	Asdis
n°	m	kg/m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²		kg/cm ²			cm ²	cm ²	cm ²
1	3,85	5 124,09	2,70	1,29	4,09	si	10,62	0,43	0,86	5,12	5,18	5,18
2	1,50	8 164,80	4,30	0,67	5,41	si	7,81	0,36	0,88	2,00	2,60	2,60
3	1,50	8 141,04	4,28	0,67	5,41	si	7,83	0,36	0,88	2,00	2,60	2,60
4	1,50	8 072,05	4,25	0,67	5,41	si	7,89	0,36	0,88	2,00	2,60	2,60
5	1,50	8 075,24	4,25	0,67	5,41	si	7,89	0,36	0,88	2,00	2,60	2,60
6	0,85	3 416,41	1,80	0,30	4,33	si	12,20	0,46	0,85	1,13	1,23	1,23
7	4,70	6 033,30	3,18	1,37	3,55	si	9,78	0,41	0,86	6,25	5,45	6,25
8	0,85	3 416,41	1,80	0,48	8,04	si	12,20	0,46	0,85	1,13	2,28	2,28
9	1,50	11 049,95	5,82	1,05	10,06	si	5,14	0,27	0,91	2,00	4,67	4,67
10	1,50	6 004,13	3,16	1,05	10,06	si	9,81	0,41	0,86	2,00	4,93	4,93
11	1,50	11 049,95	5,82	1,05	10,06	si	5,14	0,27	0,91	2,00	4,67	4,67
12	4,70	6 363,62	3,35	1,37	3,55	si	9,47	0,40	0,87	6,25	5,43	6,25
13	1,50	6 004,13	3,16	1,05	10,06	si	9,81	0,41	0,86	2,00	4,93	4,93
14	1,50	11 049,95	5,82	1,05	10,06	si	5,14	0,27	0,91	2,00	4,67	4,67
15	4,70	6 025,03	3,17	1,37	3,55	si	9,79	0,41	0,86	6,25	5,45	6,25
16	0,85	3 416,41	1,80	0,48	8,04	si	12,20	0,46	0,85	1,13	2,28	2,28
A	2,90	3 777,80	1,99	1,05	4,42	si	11,87	0,46	0,85	3,86	4,26	4,26
B	5,40	4 255,70	2,24	1,29	2,92	si	11,42	0,45	0,85	7,18	5,22	7,18
C	5,40	4 355,53	2,29	1,29	2,92	si	11,33	0,45	0,85	7,18	5,22	7,18
D	5,40	4 595,12	2,42	1,33	3,05	si	11,11	0,44	0,85	7,18	5,44	7,18
E	5,40	4 192,91	2,21	1,41	3,31	si	11,48	0,45	0,85	7,18	5,92	7,18
F	2,90	3 849,18	2,03	1,15	5,01	si	11,80	0,46	0,85	3,86	4,83	4,83

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Tabla XXXV. **Resumen de esfuerzos actuantes y As necesario para el segundo nivel**

Muro	Longitud	Cu	fa	fv	fb	fa ≤ fb	fb fract	k	j	Asmin	Asreq	Asdis
n°	m	kg/m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²		kg/cm ²			cm ²	cm ²	cm ²
1	0,65	1 836,54	0,97	0,07	0,99	si	13,66	0,49	0,84	0,86	0,22	0,86
2	1,50	2 803,45	1,48	0,33	2,00	si	12,77	0,48	0,84	2,00	1,01	2,00
3	1,50	2 803,43	1,48	0,33	2,00	si	12,77	0,48	0,84	2,00	1,01	2,00
4	1,50	2 803,43	1,48	0,33	2,00	si	12,77	0,48	0,84	2,00	1,01	2,00
5	1,50	2 803,43	1,48	0,33	2,00	si	12,77	0,48	0,84	2,00	1,01	2,00
6	2,45	2 803,43	1,48	0,69	2,59	si	12,77	0,48	0,84	3,26	2,12	3,26
7	2,45	2 803,43	1,48	0,80	3,36	si	12,77	0,48	0,84	3,26	2,76	3,26
8	1,50	2 803,43	1,48	0,38	2,60	si	12,77	0,48	0,84	2,00	1,31	2,00
9	1,50	2 803,43	1,48	0,38	2,60	si	12,77	0,48	0,84	2,00	1,31	2,00
10	1,50	2 803,43	1,48	0,38	2,60	si	12,77	0,48	0,84	2,00	1,31	2,00
11	3,85	2 803,43	1,48	1,32	3,55	si	12,77	0,48	0,84	5,12	4,57	5,12
A	0,90	1 586,93	0,84	0,09	3,75	si	13,89	0,50	0,83	1,20	1,14	1,20
B	1,20	1 958,15	1,03	0,16	4,76	si	13,55	0,49	0,84	1,60	1,92	1,92
C	1,00	2 083,84	1,10	0,11	4,10	si	13,43	0,49	0,84	1,33	1,38	1,38
D	0,50	2 455,51	1,29	0,03	2,18	si	13,09	0,48	0,84	0,67	0,37	0,67
E	8,70	1 597,00	0,84	1,56	5,92	si	13,88	0,50	0,83	11,57	17,38	17,38

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

- **Detalles de mochetas**

Para fines prácticos se diseñarán tres tipos de mochetas, para cubrir el área de acero necesario para cada elemento estructural, para las mochetas es necesario utilizar las normas establecidas por AGIES NSE 7-4.

Según AGIES NSE 7-4 las barras longitudinales en las mochetas deberán estar rodeadas por estribos, los cuales deberán ser por lo menos barras número 2. Los estribos no deberán espaciarse a más de 16 diámetros de la barra

longitudinal, 48 diámetros de barra de estribo, la dimensión mínima de la mocheta, la altura de las piezas de mampostería, ni 200 milímetros. El espaciamiento a utilizar se muestra a continuación:

- Espaciamiento de estribos para varilla longitudinal número 4:

$$16 * 1,27 = 20,32 \text{ centímetros}$$

$$48 * 0,64 = 30,72$$

Lado mínimo de mocheta = 20 centímetros

Altura de block = 20 centímetros

200 milímetros = 20 centímetros

El espaciamiento para estribo a utilizar será de 15 centímetros.

- Espaciamiento de estribo para varilla longitudinal número 3:

$$16 * 0,95 = 15,02 \text{ centímetros}$$

$$48 * 0,64 = 30,72$$

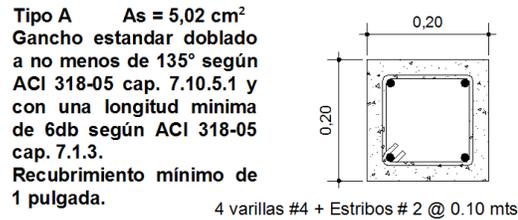
Lado mínimo de mocheta = 20 centímetros

Altura de block = 20 centímetros

200 milímetros = 20 centímetros

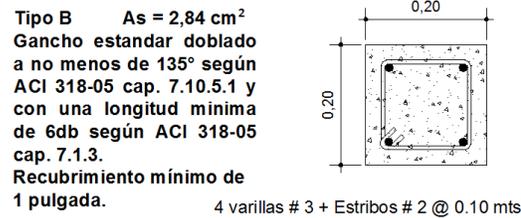
El espaciamiento para estribo a utilizar será de 15 centímetros.

Figura 12. **Detalle de mocheta principal tipo A**



Fuente: elaboración propia, adaptado de AGIES. *Manual de mampostería confinada*. P. 81 y ACI 318 - 05 cap.7. P. 96.

Figura 13. **Detalle de mocheta secundaria tipo B**



Fuente: elaboración propia, adaptado de AGIES. *Manual de mampostería confinada*. P. 81 y ACI 318 - 05 cap.7. P. 96.

Figura 14. **Detalle de mocheta terciaria tipo C**



Fuente: elaboración propia, adaptado de AGIES. *Manual de mampostería confinada*. P. 81 y ACI 318 - 05 cap.7. P. 96.

Tabla XXXVI. **Área de acero distribuida por muros en primer nivel**

Muro	Longitud	As mínimo	As requerido	Elementos	As a utilizar
n°	m	cm ²	cm ²	estructurales	cm ²
1	3,85	5,12	5,18	1A + 2B	7,86
2	1,50	2,00	2,60	1B + 2C	5,68
3	1,50	2,00	2,60	1B + 2C	5,68
4	1,50	2,00	2,60	1B + 2C	5,68
5	1,50	2,00	2,60	1B + 2C	5,68
6	0,85	1,13	1,23	1A + 1C	6,44
7	4,70	6,25	5,45	1A + 2B	10,70
8	0,85	1,13	2,28	1A + 1C	6,44
9	1,50	2,00	4,67	1B + 2C	5,68
10	1,50	2,00	4,93	1A + 2C	7,86
11	1,50	2,00	4,67	1B + 2C	5,68
12	4,70	6,25	5,43	1A + 2B	10,70
13	1,50	2,00	4,93	1A + 2B	7,86
14	1,50	2,00	4,67	1B + 2C	5,68
15	4,70	6,25	5,45	1A + 2B	10,70
16	0,85	1,13	2,28	1A + 1C	6,44
A	2,90	3,86	4,26	1A + 1B	7,86
B	5,40	7,18	5,22	2A + 1B	12,88
C	5,40	7,18	5,22	2A + 1B	12,88
D	5,40	7,18	5,44	1A + 2B	10,70
E	5,40	7,18	5,92	2A + 1B	12,88
F	2,90	3,86	4,83	1A + 1B	7,86

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Tabla XXXVII. **Área de acero distribuida por muros en segundo nivel**

Muro	Longitud	As mínimo	As requerido	Elementos	As a utilizar
n°	m	cm ²	cm ²	estructurales	cm ²
1	0,65	0,86	0,22	1C	1,42
2	1,50	2,00	1,01	1B + 2C	2,84
3	1,50	2,00	1,01	1B + 2C	5,68
4	1,50	2,00	1,01	1B + 2C	5,68
5	1,50	2,00	1,01	1B + 2C	5,68
6	2,45	3,26	2,12	1B + 2C	5,68
7	2,45	3,26	2,76	1B + 2C	5,68
8	1,50	2,00	1,31	1B + 2C	5,68
9	1,50	2,00	1,31	1B + 2C	5,68
10	1,50	2,00	1,31	1B + 2C	5,68
11	3,85	5,12	4,57	1B + 2C	5,68
A	0,90	1,20	1,14	1B + 1C	4,26
B	1,20	1,60	1,92	2C	2,84
C	1,00	1,33	1,38	2C	2,84
D	0,50	0,67	0,37	1B + 1C	4,26
E	8,70	11,57	17,38	2A + 3B	18,56

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

- Diseño a corte

Se utilizará el acero de refuerzo mínimo en todas las soleras, ya que para todos los muros el esfuerzo cortante actuante es menor al esfuerzo cortante permisible ($f_s \leq F_s$). Según el AGIES NSE 7-4 cap. 4.3.6; el acero de refuerzo mínimo se da de la siguiente manera:

Tabla XXXVIII. **Acero de refuerzo mínimo para soleras**

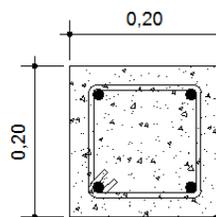
Tipo de solera	Refuerzo mínimo
Hidrófuga	4 N° 3; Estribos N° 2 a 200 mm
Intermedia	2 N° 3; Estribos N° 2 a 200 mm
Entrepiso	4 N° 3; Estribos N° 2 a 200 mm
Superior	4 N° 3; Estribos N° 2 a 200 mm

Fuente: Normas de seguridad estructural AGIES NSE 7.4 p. 19.

Para fines prácticos las soleras que se utilizarán en esta estructura; quedarán de la siguiente manera:

Figura 15. **Detalle de solera hidrófuga e intermedia**

Gancho estandar doblado a no menos de 135° según ACI 318-08 cap. 7.10.5.1 y con una longitud mínima de 6db según ACI 318-05 cap. 7.1.3.
Recubrimiento mínimo de 1 pulgada.

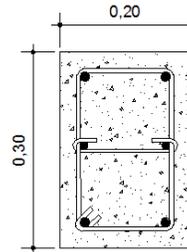


4 varillas #3 + Estribos # 2 @ 0.15 mts

Fuente: elaboración propia, adaptado de AGIES. *Manual de mampostería confinada*. P. 81 y ACI 318 - 05 cap.7. P. 96.

Figura 16. **Detalle de solera de corona primer nivel**

Gancho estandar doblado a no menos de 135° según ACI 318-05 cap. 7.10.5.1 y con una longitud minima de 6db según ACI 318-05 cap. 7.1.3.
Recubrimiento mínimo de 1 pulgada.

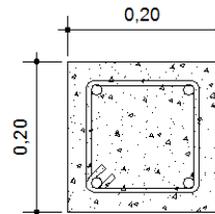


4 varillas # 4 + Estribos # 2 @ 0.15 mts
2 varillas # 3 + Eslabón # 2 @ 0.15 mts

Fuente: elaboración propia, adaptado de AGIES. *Manual de mampostería confinada*. P. 81 y ACI 318 - 05 cap.7. P. 96.

Figura 17. **Detalle de solera de corona segundo nivel**

Gancho estandar doblado a no menos de 135° según ACI 318-05 cap. 7.10.5.1 y con una longitud minima de 6db según ACI 318-05 cap. 7.1.3.
Recubrimiento mínimo de 1 pulgada.



4 varillas # 3 + Estribos # 2 @ 0.15 mts

Fuente: elaboración propia, adaptado de AGIES. *Manual de mampostería confinada*. P. 81 y ACI 318 - 05 cap.7. P. 96.

2.1.15. **Diseño de losa y cubierta de lámina**

Para el diseño de losas se utilizó el método 3 del ACI, que determina los momentos actuantes máximos en las losas en su sentido largo y corto.

Para este caso las losas se utilizarán como entrepisos para transmitir cargas verticales o como diafragmas para transmitir cargas horizontales. Por su espesor, pueden dividirse en: planas ($0,09 < t < 0,12$) y nervuradas ($t > 0,12$).

El espesor a utilizar será de 10 centímetros para todas las losas, según su predimensionamiento y tamaño de cada una. Todas trabajarán en dos sentidos.

La carga viva está adaptada de las normas de AGIES NSE 2-10, tabla 3-1, página 6.

Cargas de diseño entrepiso:

Losa =	$2\,400\text{ kg / m}^3 * 0,10$	=	240 kg / m^2
Relleno =	$1\,400\text{ kg / m}^3 * 0,03$	=	42 kg / m^2
Piso de granito		=	30 kg / m^2
Instalaciones		=	<u>5 kg / m^2</u>
Carga muerta			317 kg / m^2

Carga viva (salón y escenario) = 500 kg / m^2 (AGIES NSE 2-10)

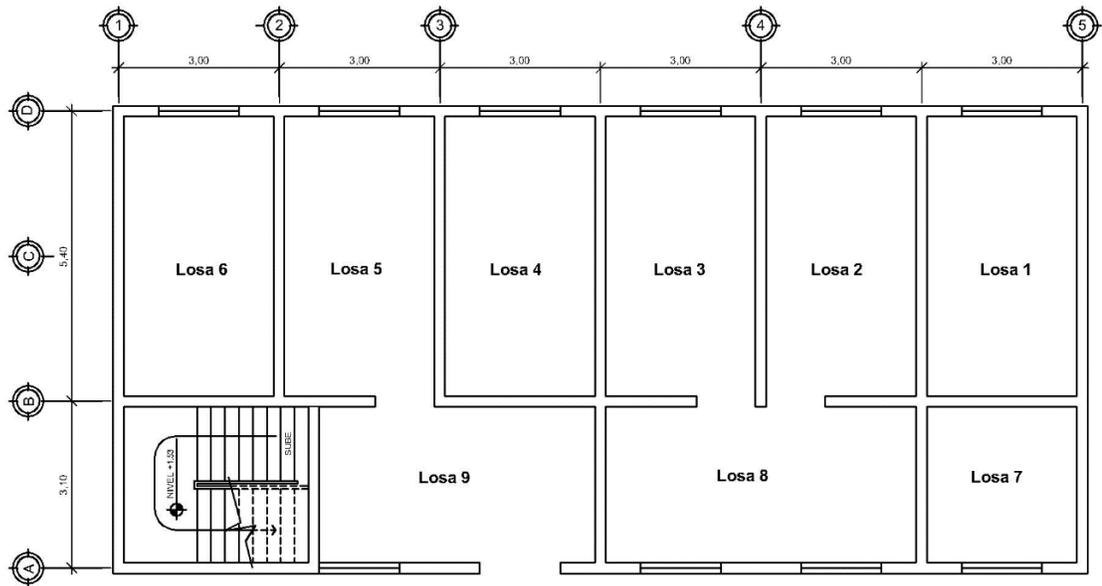
El Reglamento estructural para edificaciones ACI 318 - 05 en su apéndice C.9.2 establece que la resistencia requerida U, que debe resistir la carga muerta D y la carga viva L, no debe ser menor que:

$$Cu = 1,4D + 1,7L$$

$$Cu = (1,4 * 317\text{ kg / m}^2) + (1,7 * 500\text{ kg / m}^2)$$

$$Cu = 1\,293,80\text{ kg / m}^2$$

Figura 18. Losa de entrepiso



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Se tomará como ejemplo la losa número 4, como se muestra en la figura 16, tiene el mismo comportamiento con las losas número 2 hasta la 5, por lo tanto, serán iguales en su diseño. Para calcular los momentos actuantes en cada una, es importante seguir una serie de pasos y procedimientos como se describen a continuación:

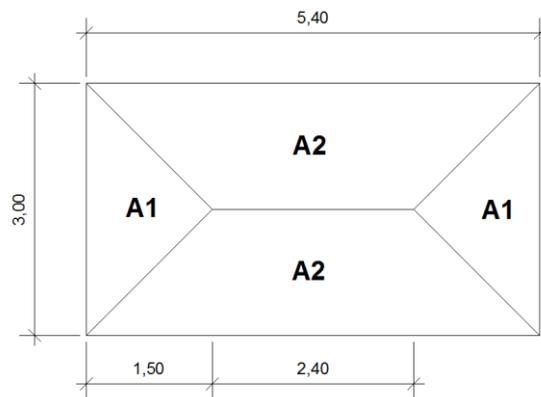
Espesor de losa =

$$t = \frac{(2 \cdot 3) + (2 \cdot 5,40)}{180} = 0,093\text{m}$$

t = 10 cm (espesor a utilizar)

Carga muerta = 317 kg / m²
 Carga viva = 500 kg / m²
 $Cu = (1,4 * 317 \text{ kg / m}^2) + (1,7 * 500 \text{ kg / m}^2)$
 $Cu = 1\ 293,80 \text{ kg / m}^2$

Figura 19. **Áreas tributarias en losa número 4**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

$$A1 = \frac{1}{2} * (1,50) * (3,00)$$

$$A1 = 2,25 \text{ m}^2$$

$$A2 = \frac{1}{2} * (2,40 + 5,40) * (1,50)$$

$$A2 = 5,85 \text{ m}^2$$

Corte actuante en el sentido corto (A1):

$$V_{ac} = \frac{W * A1}{L} = \frac{(1\ 293,80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}) * (2,25 \text{ m}^2)}{3,00 \text{ m}} = 970,35 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Corte actuante en el sentido largo (A2):

$$V_{ac} = \frac{W * A_2}{L} = \frac{\left(1\,293,80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) * (5,85\text{m}^2)}{5,40 \text{ m}} = 1\,401,62 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Corte actuante del concreto:

$$V_c = 0,53 * \emptyset * \sqrt{f'_c * b * d}$$

Donde

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

$$b = \text{franja unitaria de } 100 \text{ cm}$$

$$d = t - \text{recubrimiento} = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 2 \text{ cm (ACI 318s-08 cap. 7.7.1.)}$$

$$\emptyset = 0,85$$

$$V_c = 0,53 * 0,85 * \sqrt{210 * 100 * 8}$$

$$V_c = 5\,222,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\text{losa}} > V_{\text{actuante en ambos sentidos}}$$

De esta forma se demuestra que el corte que resiste la losa está muy por encima que el corte actuante.

2.1.15.1. Cálculo de momentos actuantes en losas

Para determinar los momentos que actúan en las losas, se utilizará el método de los coeficientes de ACI, estos coeficientes también se obtienen de las tablas 12,3 a 12,5 de NILSON, Arthur H. Nilson. *Diseño de estructuras de concreto*. P. 378.

Momentos positivos

$$M_{a(+)} = (C_{a+} * CV_u * a^2) + (C_{a+} * CM_u * a^2)$$

$$M_{b(+)} = (C_{b+} * CV_u * b^2) + (C_{b+} * CM_u * b^2)$$

Momentos negativos

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

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

Donde

M = Momento Actuante

C = Coeficiente de tablas de Arthur H. Nilson (anexos)

CV_u, CM_u = Carga viva y muerta última

CM_u = 443,8 kg / m²

CV_u = 850kg / m²

C_u = 1 293,80 kg / m²

a = 3,00 m

b = 5,40 m

$$\text{relación} = \frac{a}{b} = \frac{3}{5,40} = 0,56$$

relación = 0,60

Para la losa número 4 se utilizará el caso número 9 para los coeficientes:

Momentos negativos:

$$Ma(-) = (C_{a-} * C_{UT} * a^2)$$

$$Ma(-) = (0,085 * 1\ 293,80 * 3^2)$$

$$Ma(-) = 989,76 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Mb(-) = (C_{b-} * C_{UT} * b^2)$$

$$Mb(-) = (0,006 * 1\ 293,80 * 5,40^2)$$

$$Mb(-) = 226,36 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momentos positivos:

$$Ma(+) = (C_{a+} * C_{V_u} * a^2) + (C_{a+} * C_{M_u} * a^2)$$

$$Ma(+) = (0,059 * 850 * 3^2) + (0,036 * 443,80 * 3^2)$$

$$Ma(+) = 595,14 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Mb(+) = (C_{b+} * C_{V_u} * b^2) + (C_{b+} * C_{M_u} * b^2)$$

$$Mb(+) = (0,007 * 850 * 5,40^2) + (0,004 * 443,80 * 5,40^2)$$

$$Mb(+) = 225,27 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

A continuación se presentan todos los momentos actuantes en el entrecimso de la estructura:

Cuando dos losas tienen un lado en común, poseen momentos diferentes, se debe balancear estos momentos antes de proceder a calcular los refuerzos, de acuerdo a lo siguiente:

Si $0,8 \cdot M_{\text{mayor}} \leq M_{\text{menor}}$; entonces $M_{\text{bal}} = (M_{\text{mayor}} + M_{\text{menor}}) / 2$

Si $0,8 \cdot M_{\text{mayor}} > M_{\text{menor}}$; entonces $M_{\text{bal}} =$ proporcional a su rigidez

o Balance por rigideces

$$K1 = 1/L1$$

$$K2 = 1/L2$$

$$D1 = K1 / (K1 + K2)$$

$$D2 = K2 / (K1 + K2)$$

$$M_{\text{bal 1}} = M_{\text{mayor}} - (D1 * (M_{\text{mayor}} - M_{\text{menor}}))$$

$$M_{\text{bal 2}} = M_{\text{menor}} + (D2 * (M_{\text{mayor}} - M_{\text{menor}}))$$

Balance de momentos entre losas 1 y 2:

Sacar promedio:

$$M = \frac{989,76 + 1\ 036,33}{2} = 1\ 013,05 \text{ kg-m}$$

Balance de momentos entre losas 1 y 7:

Balance por rigideces:

$$K1 = 1/3,10 = 0,32$$

$$K2 = 1/5,40 = 0,18$$

$$D1 = 0,32 / (0,32 + 0,18)$$

$$D2 = 0,18 / (0,32 + 0,18)$$

$$D1 = 0,64$$

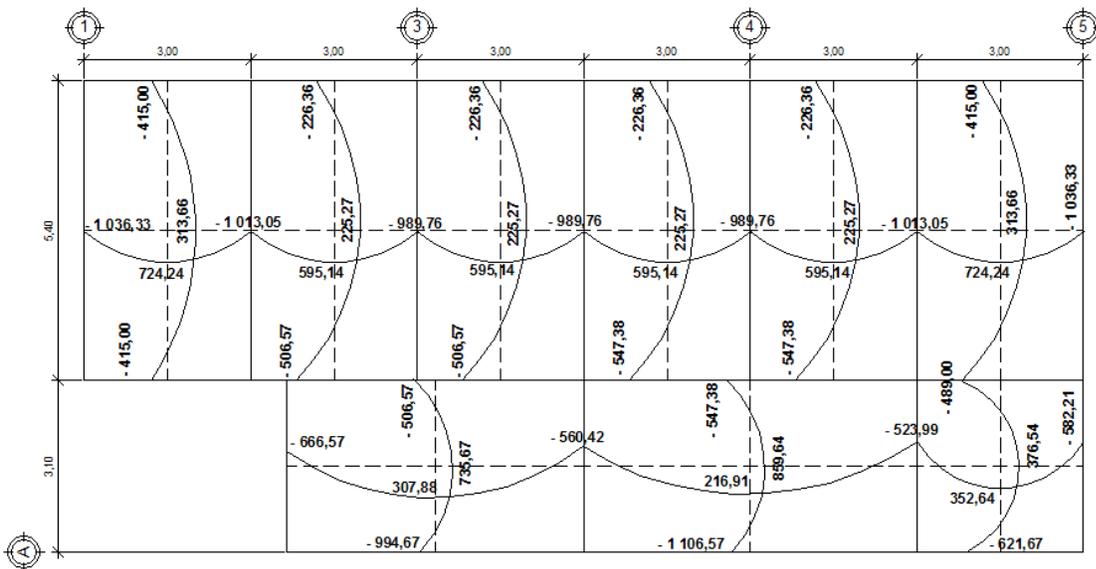
$$D2 = 0,36$$

$$M_{bal\ 1} = 621,67 - (0,64 * (621,67 - 415,00)) = 489,00 \text{ kg - m}$$

$$M_{bal\ 2} = 415,00 + (0,36 * (621,67 - 415,00)) = 489,40 \text{ kg - m}$$

A continuación se presentan todos los momentos actuantes con su respectivo balance (en caso de ser necesario), para el entrepiso de la estructura:

Figura 21. **Planta de losas con momento balanceados**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

2.1.15.2. Armado de losas

El diseño de armado de losa se considera como el diseño de viga pero con un ancho unitario de 1 metro, el recubrimiento mínimo será de 2 centímetros, el espesor de 10 centímetros, según el predimensionamiento. Para realizar el armado es necesario conocer la cuantía de acero para resistir los

momentos actuantes en las losas, y debido a que ya se tienen los momentos balanceados de las losas se utiliza el momento máximo que afecta la losa para cuantificar el acero necesario de la siguiente manera:

Se debe calcular el acero mínimo y el momento máximo que soporta el mismo, si el momento encontrando con el acero mínimo es mayor al momento más crítico de todas las losas, se diseña con el acero mínimo, de lo contrario, es necesario encontrar el acero requerido para el momento más crítico.

- Cálculo de peralte efectivo

$d = t - \text{recubrimiento}$

$d = 11 - 2 = 8,00$ centímetros

- Cálculo de acero mínimo

El código ACI 318-05 en la sección 10,3 refuerzo mínimo en elementos a flexión establece que no debe ser menor a lo siguiente:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80\sqrt{f_c}}{f_y} * b * d$$

Pero no menor a:

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

Chequeo:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80\sqrt{210}}{2810} * 100 * 8 = 3,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{14}{2810} * 100 \text{ cm} * 8 \text{ cm} = 3,99 \text{ cm}^2$$

Como $3,99 \text{ cm}^2 > 3,30 \text{ cm}^2$
 usar $3,99 \text{ cm}^2$

Cálculo del espaciamiento de refuerzo considerando el refuerzo con varillas de acero Núm. 4:

$$\begin{array}{r} 3,99 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 100 \text{ cm} \\ 1,27 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots S \end{array}$$

$$S = 31,83 \text{ centímetros}$$

$S_{\text{máx}} = 3(t) = 3(10) = 30 \text{ centímetros}$, utilizar el espaciamiento de 30 centímetros.

- Momento último debido al acero mínimo:

$$M_u = \phi \left[A_s \times f_y \left(d - \frac{A_s \times f_y}{1,7 \times f'_c \times b} \right) \right]$$

$$M_u = 0,90 * \left[3,99 \times 2810 \left(8 - \frac{3,99 \times 2810}{1,7 \times 210 \times 100} \right) \right] * 0,01$$

$$M_u = 861,74 \text{ kg - m}$$

El momento máximo que afecta la losa de entrepiso se encuentra en la losa 8 con un momento de 1 106,57 kilogramos metro, es mayor que el

momento del acero mínimo, por lo tanto, se procede a calcular el área de acero requerida para dicho momento:

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

$$A_s \text{ req} = 0,85 * \left(\frac{210}{2810} \right) * \left[100 * 8 - \sqrt{(100 * 8)^2 - \frac{1106,57 * 100}{0,003825 * 210}} \right]$$

$$A_s \text{ req} = 5,80 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espaciamiento de refuerzo considerando el refuerzo con varillas de acero Núm. 4:

$$5,80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 100 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots S$$

$$S = 21,90 \text{ cm}$$

$$S = 20,00 \text{ cm}$$

El armado para todas las losas del entrepiso será de hierro núm. 4 @ 20 cm en ambos sentidos.

Tabla XL. **Armado de losas de entrepiso**

Nivel	Armado	Sentido	Espesor (m)
Entrepiso	Hierro ½ @ 0,20 m	Ambos sentidos	0,10

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

2.1.15.3. Diseño de cubierta de lámina

Las cubiertas forman parte importante de la estructura, sirve para evitar agentes exteriores como las inclemencias del tiempo. Es importante que tenga un buen diseño para hacer que cumpla con las necesidades que se tienen presentes en el edificio.

Se eligió una cubierta de lámina galvanizada debido a que el techo no tiene soportes intermedios, la estructura tiene una luz de 8,30 metros. Por lo que la estructura estará conformada por: cubierta de lámina galvanizada acanalada con armadura de acero tipo costanera, paredes de mampostería de block y columnas de concreto reforzado con sus respectivos cimientos.

Para los largueros de la armadura de la cubierta se propone el uso de costaneras de 2 pulgadas de base por 4 pulgadas de peralte y espesor de 1/16 de pulgada, para los tendales se propone el uso de una sección cerrada formada por dos costaneras de 8 pulgadas de peralte por 2 pulgadas de base y espesor de 3/32 de pulgada.

Las cargas vivas son las causadas por los pesos de objetos colocados temporalmente sobre una estructura, puede ser por personas o por fuerzas naturales. Las cargas muertas consisten en los pesos de los diversos miembros estructurales y en los pesos de cualesquiera objetos que estén permanentemente unidos a la estructura como son: lámina galvanizada, platinas, costaneras y tendales.

Tabla XLI. **Cargas muertas para cubierta de lámina**

Tipo de lámina	Peso (lb/pie ²)
Lámina corrugada	
Calibre 28	1,09
Calibre 26	0,82
Calibre 24	0,68
Calibre 20	2
Calibre 18	3
Lámina duralita	
Costalita de 3 mm de espesor	1,8
Ondalita de 6 mm de espesor	3
Canaleta extra	4

Fuente: MÁRQUEZ VÁSQUEZ, Luis Arnoldo. *Consideraciones en el diseño de edificios industriales en acero*. P. 44-45.

La cubierta tendrá lámina galvanizada de calibre 28 milímetros, que a su vez estará apoyado sobre una armadura contemplada de costaneras y tendales. Para la carga viva que se tomará en cuenta sobre las costaneras, se puede utilizar la carga para mantenimiento, para los tendales se utilizará la carga de viento, el procedimiento es el siguiente:

- La presión de diseño de viento para estructuras y elementos de las mismas se deben determinar para cualquier altura, de acuerdo con la ecuación (5 - 1 NSE 2, p. 28) que se muestra a continuación:

$$P = C_e * C_q * q_s * I$$

Donde

P = es la presión de diseño de viento

C_e = es el coeficiente de exposición (tabla 5-1 NSE 2, p. 29)

C_q = es el coeficiente de presión para la estructura o la parte de la misma bajo consideración (tabla 5-2 NSE 2, p. 30).

q_s = es la presión de remanso del viento a la altura estándar de 10 metros como se establece en la (tabla 5-3 NSE 2, p. 31) y conforme la ubicación de la estructura, según el mapa de zonas de velocidad básica del viento (km/h) (figura 5-1 NSE 2. P. 31).

I = es el factor de importancia. Usar 1,15 para obras esenciales y 1,0 para las otras clasificaciones.

$$P = (0,73) * (0,90) * (573 P_a * 0,000145 \text{ lb/pul}^2 * (12 \text{ pulg})^2) * (1,15)$$

$$P = 9,04 \text{ Lb/pie}^2$$

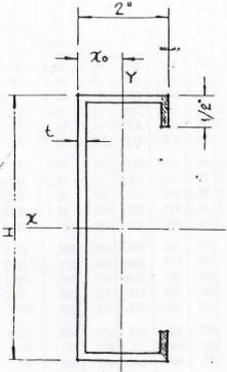
Tabla XLII. **Datos a utilizar para la cubierta de lámina**

Elemento	Peso (kg/m ²)	Peso (lb/pie ²)
Lámina galvanizada 28 mm	5,33 kg/m ²	1,09 lb/pie ²
Carga viva techo inclinado	60,00 kg/m ²	12,30 lb/pie ²
Costanera 4 1/16	4,35 kg/m	1,86 lb/pie
Tendal 8 3/32	11,91 kg/m	8,06 lb/pie
Carga de viento	44,21 kg/m ²	9,04 lb/pie ²

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Para determinar si los elementos propuestos resisten las cargas que actúan en la cubierta de lámina, por fines prácticos, es necesario trabajar en el sistema inglés, como se muestra a continuación:

Tabla XLIII. **Especificaciones técnicas de costaneras**



H (PULG)	T (PULG)	AREA (PULG ²)	PESO #/PIE	# TIRA (6 MT)	I _x (PULG ⁴)	I _y (PULG ⁴)	X _o (PULG)	R _x (PULG)	R _y (PULG)	S _x (PULG ³)	M _x K-PIE
4	1/16	0.55	1.86	36.60	1.43	0.30	0.67	1.62	0.74	0.72	1.32
5	1/16	0.61	2.07	40.78	2.40	0.32	0.60	1.98	0.73	0.96	1.76
6	1/16	0.67	2.29	45.00	3.66	0.34	0.55	2.34	0.71	1.22	2.24
7	1/16	0.73	2.50	49.15	5.27	0.36	0.51	2.68	0.70	1.50	2.76
8	1/16	0.80	2.71	53.35	7.24	0.37	0.47	3.01	0.68	1.81	3.32
9	1/16	0.86	2.92	57.50	9.61	0.38	0.44	3.34	0.67	2.14	3.91
10	1/16	0.92	3.14	61.74	12.41	0.39	0.41	3.67	0.65	2.48	4.55
8	3/32	1.18	4.03	79.25	10.63	0.53	0.47	3.00	0.67	2.66	4.87
10	3/32	1.37	4.66	91.80	18.27	0.56	0.41	3.65	0.64	3.66	6.70
4	1/16	1.09	3.72	73.25	2.87	2.55	2	1.62	1.53	1.43	2.63
6	1/16	1.34	4.57	90.00	7.33	3.52	2	2.34	1.62	2.44	4.48
8	1/16	1.59	5.42	106.75	14.48	4.48	2	3.01	1.68	3.62	6.64
8	3/32	2.37	8.06	158.58	21.26	6.59	2	3.00	1.67	5.32	9.75
6	1/16	1.34	4.57	90.00	7.33	1.09		2.34	0.90	2.44	4.48
8	1/16	1.59	5.42	106.75	14.48	1.09		3.01	0.83	3.62	6.64
8	3/32	2.37	8.06	158.58	21.26	1.09		3.00	0.68	5.32	9.75

Fuente: apuntes del curso de estructuras metálicas.

- Diseño de costaneras:

Para el diseño de las costaneras se utilizarán las siguientes cargas:

Carga muerta:

Peso de lámina galvanizada calibre 28 mm

1,09 lb/pie²

Carga viva:

Carga viva techo inclinado sin accesos

(Tabla 3 - 1 NSE 2, p. 7)

12,30 lb/pie²

Carga de viento:

Presión de diseño de viento

9,04 lb/pie²

Carga total (C_T)

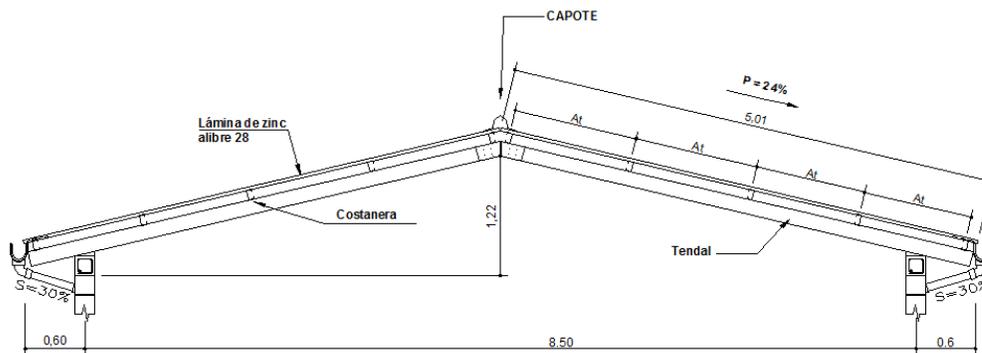
22,43 lb/pie²

Debido a que el sismo está en función del peso de la estructura y por ser una estructura liviana no se considera crítico, por lo tanto, no se toma en cuenta para las cargas actuantes.

- Separación entre costaneras:

La separación máxima entre costaneras está en función del ancho tributario " A_t " este no debe exceder de 1,20 m.

Figura 22. **Detalle de cubierta**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

- Cálculo del número de costaneras a utilizar:

$$\# \text{Costaneras} = L_f / S_c$$

Donde

L_f = longitud final de techo inclinado (5,01 m)

S_c = separación máxima de ancho tributario

$$\# \text{Costaneras} = 5,01 \text{ m} / 1,20 \text{ m} = 4,175 \text{ costaneras}$$

Para definir el ancho tributario se aproxima el valor anterior al entero inmediato más cercano y se vuelve a dividir la longitud final y se elige el resultado que represente el menor espaciamiento entre costaneras, de la manera siguiente:

$$A_t = 5,01 \text{ m} / 4 \text{ m} = 1,25 \text{ m}$$

$$A_t = 5,01 \text{ m} / 5 \text{ m} = 1,00 \text{ m} = 3,28 \text{ pies}$$

Se elige el ancho tributario de 1,00 m de separación con un total de 5 costaneras.

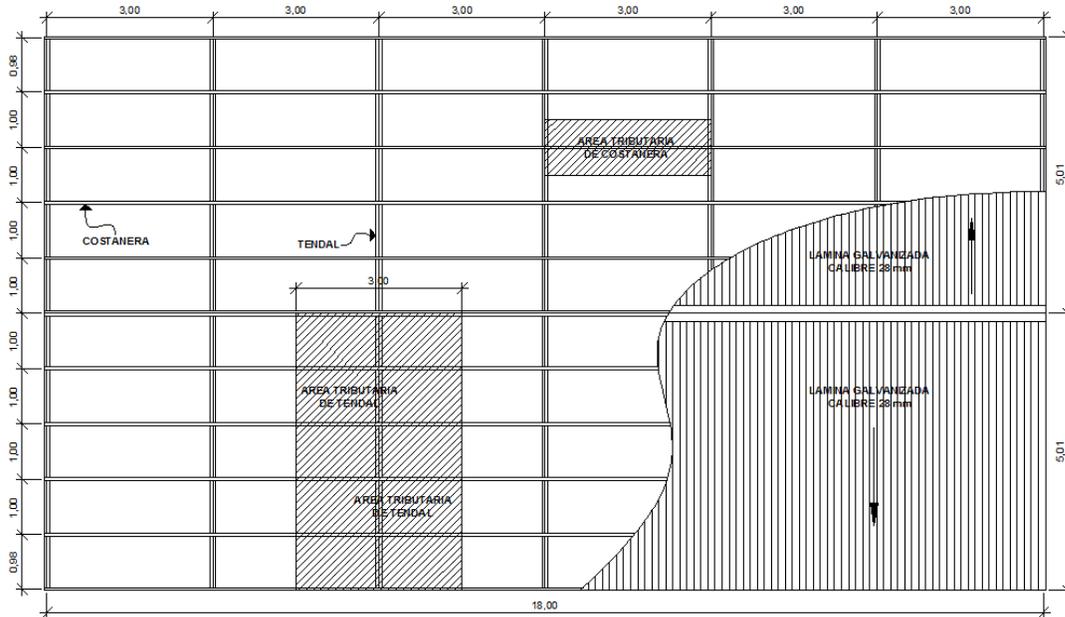
Para determinar la sección de la costanera a utilizar se toman los siguientes criterios:

- Cálculo del momento de diseño:

$$W_{\text{DIS.}} = C_T * A_t + P_{\text{P. COSTANERA}}$$

En la figura 23 se muestra el área tributaria para la costanera y la distribución de las mismas.

Figura 23. **Distribución de cubierta**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

- $$W_{DIS.} = (22,43 \text{ lb/pies}^2)(3,28 \text{ pies}) + (1,86 \text{ lb/pies}) = 75,43 \text{ lb/pies}$$

Se considera la costanera como un elemento simplemente apoyado y es recomendable utilizar una luz libre no mayor a la longitud de la costanera siendo 6 m, el cálculo del momento se realiza mediante la ecuación siguiente con una luz de 3 m:

$$M_{DIS.} = W_{DIS.} \cdot L^2 / 8$$

$$M_{DIS.} = (75,43 \text{ lb/pies})(3 \text{ m} \cdot 3,28 \text{ pies})^2 / 8 = 912,94 \text{ lb-pie} = 0,91 \text{ K-pie}$$

Con base en la tabla de especificaciones de costaneras el momento resistente para una costanera de 2" x 4" x 1/16" es de 1,32 k-pie.

$$M_{RESIST.} \geq M_{DIS.}$$

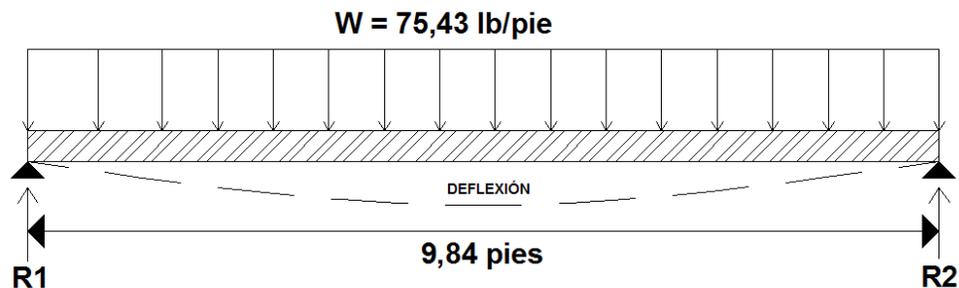
$$1,32 \text{ K-pie} > 0,91 \text{ K-pie}$$

Por lo tanto la sección seleccionada de costanera es de 2" x 4" x 1/16" soporta los momentos actuantes.

- Diseño por deflexión:

La distancia perpendicular del eje neutro de la costanera hasta el punto más lejano de la curva elástica se conoce como deflexión. La deflexión permisible debe ser mayor que la deflexión admisible. A continuación se muestra la figura 24 con la curva elástica:

Figura 24. **Modelo matemático de costanera**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

La deflexión permisible está dada por la siguiente ecuación:

$$\Delta_P = L/260$$

$$\Delta_P = (3 \text{ m} * 3.28' * 12") / 260 = 0,454 \text{ pulg}$$

La deflexión admisible está dada por la siguiente ecuación:

$$\Delta_a = (5 * W_{DIS.} * L^4) / (384 * E * I)$$

Donde

$W_{DIS.}$ = carga de diseño (lb/pulg)

L = longitud de costanera (pulg)

E = módulo de elasticidad del acero

I = inercia de la sección

Datos:

$$E = 29 \times 10^6 \text{ lb/pulg}^2$$

$$L = 118,08 \text{ pulg}$$

$$W_{DIS.} = 6,29 \text{ lb/pulg}$$

$$I_x = 1,43 \text{ pulg}^4 \text{ (tabla de especificaciones técnicas)}$$

$$\Delta_a = (5 * (6,29 \text{ lb/pulg}) * (118,08 \text{ pulg})^4) / (384 * (29 \times 10^6) * (1,43 \text{ pulg}^4)) = 0,384 \text{ pulg}$$

$$\Delta_a < \Delta_P$$

Como se observa el valor de la deflexión admisible es menor que la deflexión permisible, por lo tanto, la sección propuesta cumple con el criterio.

- Diseño a corte de la costanera con acero A36:

La resistencia de corte, V_n , de tubos de sección rectangular y cajón de almas no atiesadas de acuerdo con el estado límite de fluencia en corte y pandeo, según el código AISC ecuación G-2 es:

$$V_n = 0,60 * F_y * A_w * C_v$$

Donde

$$F_y = 36\ 000\ \text{lb/pulg}^2$$

$$A_w = 2ht$$

C_v = coeficiente de corte del alma

Para las almas de perfiles de simetría doble o simple y canales, excepto tubos circulares, el coeficiente de corte del alma, se determina de la siguiente manera:

(I) Cuando:

$$\frac{h}{t} \leq 1,10 \sqrt{K_v E / F_y} \rightarrow C_v = 1,0$$

(II) Cuando:

$$1,10 \sqrt{K_v E / F_y} < \frac{h}{t} \leq 1,37 \sqrt{K_v E / F_y} \rightarrow C_v = \frac{1,10 \sqrt{K_v E / F_y}}{h/t}$$

(III) Cuando:

$$\frac{h}{t} > 1,37 \sqrt{K_v E / F_y} \rightarrow C_v = \frac{1,51 E K_v}{(h/t)^2 F_y}$$

h = el ancho resistente a la fuerza de corte, tomado como la distancia libre entre alas menos el radio de esquina interior en cada lado.

t = espesor de diseño de la pared, igual a 0,93 veces el espesor nominal de la pared.

$$K_v = 5$$

Si el radio de esquina es desconocido, h debe tomarse como la respectiva dimensión exterior, menos tres veces el espesor.

$$h = 4" - 3 \left[\frac{1"}{16} \right] = 3,81"$$

$$\frac{h}{t} = \frac{7,72"}{\left[\frac{1"}{16} \right] * 0,93} = 65,69$$

Calculando del parámetro de la relación h/t:

$$1,10 \sqrt{K_v E / F_y} = 1,10 \sqrt{5 * 29 \times 10^6 / 36\,000} = 69,81 > 65,69$$

Como el valor de la relación h/t es menor que el parámetro por lo tanto el coeficiente de corte del alma es:

$$C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,60 * (36\,000) * (2 * 3,81 * 0,058) * 1$$

$$V_n = 9\,546,34 \text{ Lb}$$

Como se puede observar el corte nominal resistente de la sección es mucho mayor que el corte actuante, por lo tanto, la sección propuesta es correcta.

- Diseño de tendal:

Los tendales son las estructuras que soportan todo el peso de la cubierta, son conocidos con el nombre de cuerdas superiores. Están formados por una sección cerrada de dos costaneras dobles tipo "c", para el diseño se propondrán las costaneras de 2" x 8" x 3/32".

- Cálculo del momento de diseño:

$$W_{\text{DIS. TEN.}} = (C_T * A_{\text{TRIB.}}) + P_{\text{P. TENDAL}} + \text{COST.}$$

Datos:

$$C_T = 22,43 \text{ lb/pies}^2$$

$$A_{\text{TRIB.}} = (3 \text{ m}) * (3,28 \text{ pies}) = 9,84 \text{ pies}$$

$$P_{\text{P. COST.}} = (18 \text{ m} * 3,28 \text{ pies})(2,92 \text{ lb/pie}) / (5,01 \text{ m} * 3,28 \text{ pies}) = 10,49 \text{ lb/pie}$$

$$P_{\text{P. TENDAL.}} = 8,06 \text{ lb/pie}$$

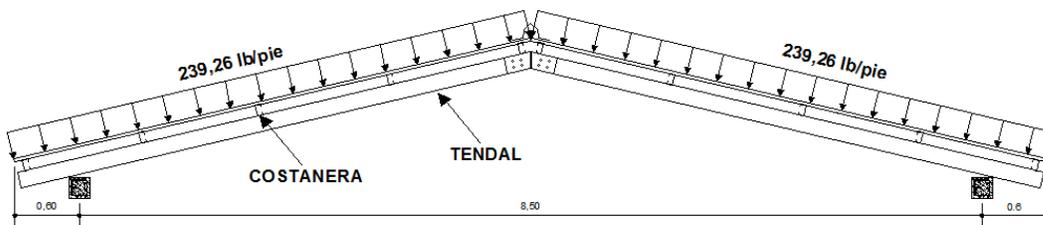
$$P_{\text{P. TENDAL + COST.}} = 18,55 \text{ lb/pie}$$

$$L_{\text{TENDAL}} = (5,01 \text{ m} * 3,28 \text{ pies}) = 16,43 \text{ pies}$$

$$W_{\text{DIS. TEN.}} = (22,43 \text{ lb/pies}^2)(9,84 \text{ pies}) + (18,55 \text{ lb/pies})$$

$$W_{\text{DIS. TEN.}} = 239,26 \text{ lb/pie}$$

Figura 25. **Carga actuante en tendales**

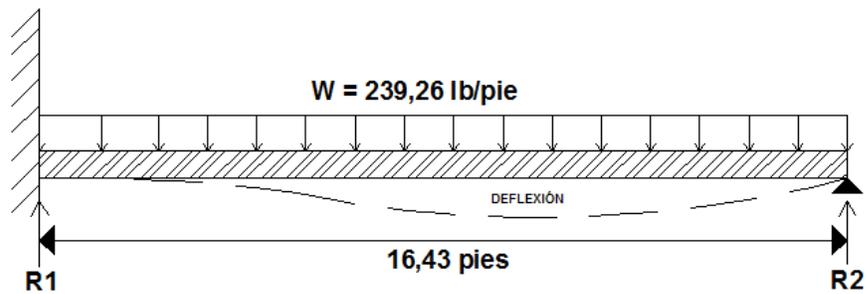


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

- Momento de diseño

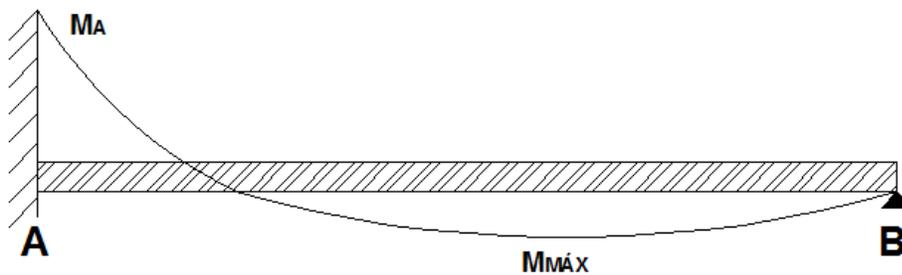
Se considera el tendal como una viga hiperestática con la condiciones de apoyo en un extremo empotrada en la parte central del claro y el otro apoyado sobre el muro.

Figura 26. **Modelo matemático de tendal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 27. **Diagrama de momento del tendal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Para el análisis de la viga se utilizan las ecuaciones que se obtienen del método de energía para estructuras estáticamente indeterminadas, fuerza virtual unitaria:

Ecuaciones para las reacciones en los puntos de apoyo:

$$R_A = \frac{5 \cdot W \cdot L}{8} \quad R_B = \frac{3 \cdot W \cdot L}{8}$$

Ecuaciones de momentos:

$$M_A = \frac{W * L^2}{8}$$

$$M_{MÁX} = \frac{9 * W * L^2}{128}$$

Ecuación de la deflexión máxima:

$$\Delta_{MÁX} = \frac{W * L^4}{185EI}$$

- Diseño por momentos actuantes

$$M_A = \frac{239,26 \text{ Lb/pie} * (16,43 \text{ pie})^2}{8} = 8\,073,38 \text{ Lb-pie} = 8,07 \text{ K - pie}$$

$$M_{MÁX} = \frac{9 * 239,26 * 16,43^2}{128} = 4\,541,27 = 4,54 \text{ K - pie}$$

Con base en la tabla de especificaciones de costaneras el momento resistente para una costanera de 2" x 8" x 3/32" es de 9,75 k-pie.

$$M_{RESIST.} \geq M_{DIS.}$$

$$9,75 \text{ K-pie} > 8,07 \text{ K-pie}$$

Por lo tanto, la sección seleccionada de costanera es de 2" x 8" x 3/32" soporta los momentos actuantes.

- Diseño por deflexión

La deflexión permisible está dada por la siguiente ecuación:

$$\Delta_P = L/260$$

$$\Delta_P = (5.01 \text{ m} * 3.28' * 12") / 260 = 0,758 \text{ pulg}$$

La deflexión admisible está dada por la siguiente ecuación:

$$\Delta_{MÁX} = \frac{W * L^4}{185EI}$$

Donde

$W_{DIS.}$ = carga de diseño (lb/pulg)

L = longitud de costanera (pulg)

E = módulo de elasticidad del acero

I = inercia de la sección

Datos:

$$E = 29 \times 10^6 \text{ lb/pulg}^2$$

$$L = 197,19 \text{ pulg}$$

$$W_{DIS. TEN.} = 19,94 \text{ lb/pulg}$$

$$I_x = 21,26 \text{ pulg}^4 \text{ (tabla de especificaciones técnicas)}$$

$$\Delta_a = ((19,94 \text{ lb/pulg}) * (197,19 \text{ pulg})^4) / (185 * (29 \times 10^6) * (21,26 \text{ pulg}^4))$$

$$\Delta_a = 0,26 \text{ pulg}$$

$$\Delta_a < \Delta_P$$

Como se observa el valor de la deflexión admisible es menor que la deflexión permisible, por lo tanto, la sección propuesta cumple con el criterio.

- Diseño por corte

$$R_A = \frac{5 * 239,26 * 16,43}{8} = 2\,456,90 \text{ Lb}$$

$$R_B = \frac{3 * 239,26 * 16,43}{8} = 1\,474,14 \text{ Lb}$$

Con base a los datos se calcula el corte nominal para la sección del tendal propuesta siendo de 2" x 8" x 3/32".

$$h = 8" - 3 \left[\frac{3"}{32} \right] = 7,72"$$

$$\frac{h}{t} = \frac{7,72"}{\left[\frac{3"}{32} \right] * 0,93} = 88,54$$

Calculando los parámetros de la relación h/t:

$$1,10 \sqrt{K_v E / F_y} = 1,10 \sqrt{5 * 29 \times 10^6 / 36\,000} = 69,81$$

$$1,37 \sqrt{K_v E / F_y} = 1,37 \sqrt{5 * 29 \times 10^6 / 36\,000} = 86,94$$

Como se puede observar el valor de la relación h/t no se encuentra dentro de los parámetros, por lo tanto, el coeficiente de corte del alma es:

$$C_v = \frac{1,51(29 \times 10^6) * 5}{(88,54)^2 * 36\,000} = 0,78$$

$$V_n = 0,60 * (36\,000) * (2 * 7,72 * 0,087) * 0,78$$

$$V_n = 22\,631,58 \text{ Lb}$$

Como se puede observar el corte nominal resistente de la sección es mucho mayor que el corte actuante, por lo tanto, la sección propuesta es correcta.

- Diseño de la unión:

Para el diseño de la unión se emplean tornillos A307 los llamados comunes, la Norma ASTM A-307 (H-118) los denomina sujetadores de acero al carbón con rosca estándar exterior.

Resistencia nominal a la tensión, F_{nt} igual a 45 000 Lb/pulg² y una resistencia nominal al cortante en conectores tipo aplastamiento, F_{nv} , igual a 27 000 Lb/pulg².

Resistencia al cortante de los tornillos:

$$R_n = F_{nv} * A_b * (\text{numero de tornillos})$$

Donde

A_b = área del tornillo a utilizar

Utilizando 4 tornillos de 1/2" de diámetro

$$R_n = 27\,000 \frac{\text{Lb}}{\text{pulg}^2} * 0,20 \text{ pulg}^2 * 4 = 21\,600 \text{ Lb}$$

$$\phi R_n = 0,75 R_n$$

$$\phi R_n = 0,75(21\,600) = 16\,200 \text{ Lb}$$

Debido a que la unión soporta dos veces la reacción calculada en la viga, el corte total de diseño será:

$$V_d = 2 * (2\,456,90 \text{ Lb}) = 4\,913,80 \text{ Lb}$$

Como se puede observar el corte que resisten los tornillos es mayor que el corte de diseño, por lo tanto, se consideran adecuados.

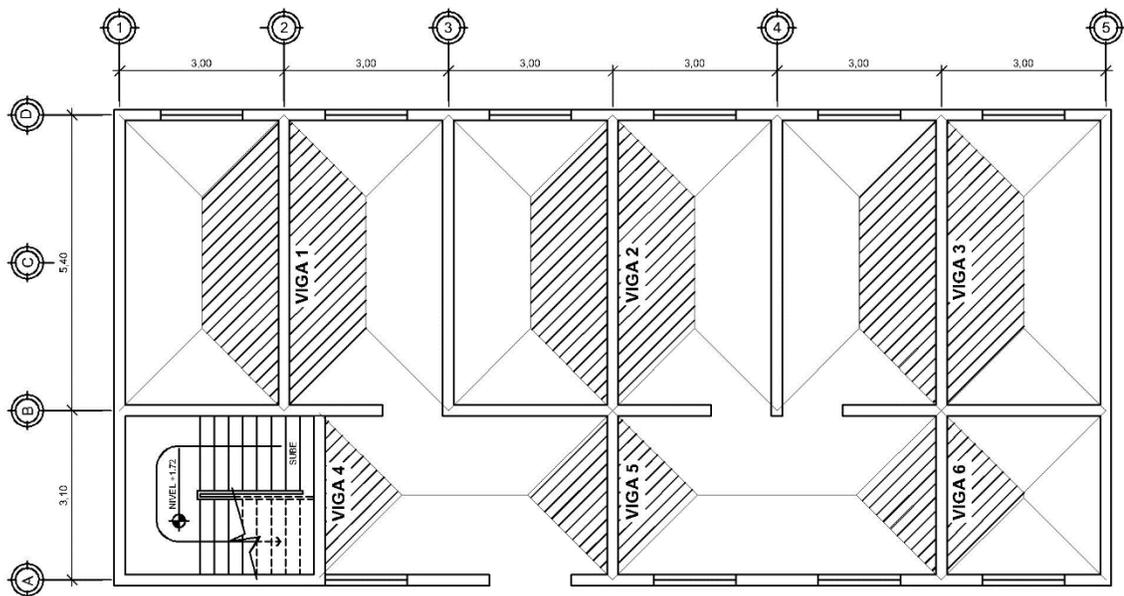
2.1.16. Diseño de vigas y módulo de gradas

Las vigas son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Los datos necesarios para su diseño son las cargas actuantes, los momentos últimos y cortes actuantes, los que se deben de calcular en base a los parámetros establecidos en el capítulo 21 del ACI 318-05.

Para este proyecto es necesario contar con vigas intermedias en las losas de entrepiso para las aulas, ya que permiten reducir el peralte de las mismas.

La longitud de las vigas a ejes en las aulas será de 5,40 metros y en los pasillos a ejes entre columnas será de 3,10 metros.

Figura 28. Vigas y áreas tributarias



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Se tomará como ejemplo la viga número uno, ya que cuenta con una carga última mayor que las otras vigas:

- Diseño de viga 1:

$$\text{Área tributaria a la viga} = \frac{1}{2} * (B + b) * h * 2$$

$$\text{Área tributaria a la viga: } 5,85 \text{ m} * 2 \text{ m} = 11,70 \text{ m}^2$$

- Datos

Recubrimiento = 4 cm (ACI 318-05 cap. 7.7.1)

Dimensiones de las vigas = 0,20 m de base y 0,40 m de peralte

- Carga muerta

Carga Muerta = CM = C losa + C viga + C sobrecarga + C muro

C losa = carga tributaria de losa = $(2\,400\text{ kg/m}^3 * 0,10\text{ m}) = 240\text{ kg/m}^2$

C sobrecarga = carga por sobrecarga = 30 kg/m^2

C viga = carga de viga = $(0,20\text{ m} * 0,40\text{ m}) * (2\,400\text{ kg/m}^3) = 192\text{ kg/m}$

C muro = $(29,05\text{ m}^2 * 225\text{ kg/m}^2) = 6\,536,25\text{ kg}$

- Carga distribuida linealmente en la viga

W losa = $(270\text{ kg/m}^2 * 11,70\text{ m}^2) / (5,40\text{ m}) = 585\text{ kg/m}$

W muro = $6\,536,25\text{ kg} / 5,40\text{ m} = 1\,210,42\text{ kg/m}$

W viga = 192 kg/m

- Carga muerta mayorada

CM = $1,4 * (585\text{ kg/m} + 192\text{ kg/m} + 1\,210,42\text{ kg/m})$

CM = $2\,782,39\text{ kg/m}$

- Carga viva mayorada

CV = 500 kg/m^2 según AGIES NSE-10 tabla 3-1

CV = $1,7 * (500\text{ kg/m}^2 * 11,7\text{ m}^2) / 5,40\text{ m}$

CV = $1\,841,67\text{ kg/m}$

- Carga última

$$CU = 2\,782,39 \text{ kg/m} + 1\,841,67 \text{ kg/m} =$$

$$CU = 4\,624,06 \text{ kg/m}$$

A continuación se muestra una tabla con las cargas muertas y vivas encontradas en cada viga:

Tabla XLIV. **Cargas actuantes en vigas**

Viga núm.	Área tributaria	CM	CV	CU
1	11,70 m ²	2 782,39 kg/m	1 841,67kg/m	4624,06 kg/m
2	11,70 m ²	1 087,80 kg/m	1 841,67 kg/m	2 929,47 kg/m
3	11,70 m ²	1 686,30 kg/m	1 841,67 kg/m	3 528,00 kg/m
4	4,81 m ²	1 087,80 kg/m	1 318,90 kg/m	2 406,70 kg/m
5	4,81 m ²	1 087,80 kg/m	1 318,90 kg/m	2 406,70 kg/m
6	4,81 m ²	1 453,82 kg/m	1 318,90 kg/m	2 772,72 kg/m

Fuente: elaboración propia.

2.1.16.1. **Cálculo de momentos actuantes en vigas**

Es importante que las vigas soporten los efectos máximos producidos por las cargas mayoradas determinadas anteriormente. Según el ACI 318-05 en la sección 8,3,3, como alternativa al análisis estructural, se permite utilizar en el diseño de vigas, los siguientes momentos según el tipo de comportamiento de las vigas en este proyecto:

$$M(-) = \frac{W \cdot L^2}{24}$$

$$M(+) = \frac{W \cdot L^2}{14}$$

Por lo tanto se procede a calcular los momentos con las cargas más críticas. Por razones prácticas se diseñarán dos tipos de viga, como se muestra a continuación:

- Viga V-1

- Momentos:

$$M(-) = \frac{W * L^2}{24} = \frac{4\,624,06 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 5,40^2}{24} = 5\,618,23 \text{ kg-m}$$

$$M(+) = \frac{W * L^2}{14} = \frac{4\,624,06 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 5,40^2}{14} = 9\,631,25 \text{ kg-m}$$

Tabla XLV. **Momentos en vigas**

VIGA TIPO	C _U (Kg/m)	L (m)	M + (Kg-m)	M - (Kg-m)
v1	4 624,06	5,40	9 631,26	5 618,23
v2	2 929,47	5,40	6 101,67	3 559,31
v3	3 528,00	5,40	7 348,32	4 286,52
v4	2 406,70	3,10	1 652,03	963,68
v5	2 406,70	3,10	1 652,03	963,68
v6	2 772,72	3,10	1 903,27	1 110,24

Fuente: elaboración propia.

- Límites de acero

- Acero mínimo

El código ACI 318-05 en la sección 10,3 refuerzo mínimo en elementos a flexión, establece que no debe ser menor a lo siguiente:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \sqrt{f_c}}{f_y} * b * d$$

Pero no menor a:

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

Chequeo:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \sqrt{210}}{2810} * 20 * 36 = 2,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{2810} * 20 * 36 = 3,59 \text{ cm}^2$$

Como $3,59 \text{ cm}^2 > 2,97 \text{ cm}^2$ usar $A_{s_{\min}} = 3,59 \text{ cm}^2$

- A_s máximo = $0,5 * \rho_b * b * d$

$$\rho_b = \frac{0,85 * \beta_1 * f_c}{f_y} * \frac{6120}{6120 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 210}{2810} * \frac{6120}{6120 + 2810} = 0,037$$

$$A_s \text{ máximo} = 0,5 * 0,037 * 20 \text{ cm} * 36 \text{ cm} = 13,32$$

- Acero longitudinal

Con los momentos actuantes en la viga se procede a calcular el área de acero longitudinal requerida.

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

Calculando el acero requerido para $M(-) = 5\,618,23 \text{ kg} - \text{m}$

$$A_s \text{ req} = 0,85 * \left(\frac{210}{2\,810} \right) * \left[(20 * 36) - \sqrt{(20 * 36)^2 - \frac{5\,618,23 * 20}{0,003825 * 210}} \right]$$

$$A_s \text{ req} = 6,65 \text{ cm}^2$$

Calculando el acero requerido para $M(+) = 9\,631,25 \text{ kg} - \text{m}$

$$A_s \text{ req} = 0,85 * \left(\frac{210}{2\,810} \right) * \left[(20 * 36) - \sqrt{(20 * 36)^2 - \frac{9\,631,25 * 20}{0,003825 * 210}} \right]$$

$$A_{s\text{req}} = 12,20 \text{ cm}^2$$

- Chequeo por flexión con $A_{s\text{req}}$:

$$M_n = \frac{0.90 \left[12,21 * 2\,810 * 36 - \left(\frac{12,21^2 * 2\,810^2}{1,7 * (210)(20)} \right) \right]}{100}$$

$$M_n = 5\,618,23 \text{ Kg-m}$$

El área de acero requerida resiste el momento nominal, por lo tanto, el área calculada es correcta.

Tabla XLVI. **Áreas de acero requeridas**

VIGA TIPO	M + (Kg-m)	M - (Kg-m)	b (cm)	d (cm)	As _{min.}	As _{máx}	As _{req.} M +	As _{req.} M -	Chequeo Flexión +	Chequeo Flexión -
V-1	9 631,26	5 618,23	20	36	3,59	13,32	12,21	6,66	9 631,26	5 618,23
V-2	6 101,67	3 559,31	20	36	3,59	13,32	7,28	4,09	6 101,67	3 559,31
V-3	7 348,32	4 286,52	20	36	3,59	13,32	8,95	4,98	7 348,32	4 286,52
V-4	1 652,03	963,68	20	36	3,59	13,32	1,85	1,07	1 652,03	963,68
V-5	1 652,03	963,68	20	36	3,59	13,32	1,85	1,07	1 652,03	963,68
V-6	1 903,27	1 110,24	20	36	3,59	13,32	2,14	1,24	1 903,27	1 110,24

Fuente: elaboración propia.

Para determinar el armado final deben cumplirse las siguientes condiciones:

- El código ACI 318-05 en la sección 21.3.2.1 requiere que en cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior debe colocarse área de acero mínimo y la cuantilla de refuerzo no debe de exceder a 0.025. Al menos dos barras continuas deben disponerse tanto en la parte inferior y superior.
 - Refuerzo para cama superior viga tipo V-1:

$$A_{s_{req.}} = 6,66 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ No. } 6 = 2 * (2,85 \text{ cm}^2) = 5,70 \text{ cm}^2 > A_{s_{min.}}$$

Se deben colocar 2 varillas Núm. 6 corridas en la parte superior. Debido a que estas no cumplen con el área de acero requerido para momento negativo se calcula el refuerzo restante con bastones:

$$A_{S_{\text{bast.}}} = 6,66 \text{ cm}^2 - 5,70 \text{ cm}^2 = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ Núm. 4} = 1,27 \text{ cm}^2$$

Armado final:

2 varillas	Núm. 6 = 5,70 cm ² corridas
1 bastones	<u>Núm. 4 = 1,27 cm²</u>
	6,97 cm ²

$A_{S_{\text{final.}}} > A_{S_{\text{req.}}}$ por lo tanto el armado es correcto.

- Refuerzo para cama inferior:

$$A_{S_{\text{req.}}} = 12,21 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ Núm. 6} = 2 * (2,85 \text{ cm}^2) = 5,70 \text{ cm}^2 > A_{S_{\text{min.}}}$$

Se deben colocar 2 varillas No. 6 corridas en la parte inferior. Debido a que estas no cumplen con el área de acero requerido para momento positivo se calcula el refuerzo restante con tensiones:

$$A_{S_{\text{tens.}}} = 12,21 \text{ cm}^2 - 5,70 \text{ cm}^2 = 6,51 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ No. 5} = 2 * (1,98 \text{ cm}^2) = 3,96 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ No. 6} = 2,85 \text{ cm}^2$$

Armado final:

2 varillas No. 6 = 5,70 cm² corridas
 1 tensión No. 6 = 2,85 cm² centro cama inferior
 2 tensiones No. 5 = 3,96 cm² centro cama inferior
 = 12,51 cm²

$A_{s_{final.}} > A_{s_{req.}}$ por lo tanto el armado es correcto.

Tabla XLVII. Armado de vigas

VIGA TIPO	V-1	$A_{s_{armado}}$	V-2	$A_{s_{armado}}$	V-3	$A_{s_{armado}}$	V-4	V-5	V-6	$A_{s_{armado}}$
Armado superior	2 No. 6 corridas + 1 baston No.4	6,97 $A_{s_{req.}}$	2 No. 5 corridos + 1 bastón No. 3	4,67 $A_{s_{req.}}$	2 No. 5 corridos + 1 bastón No. 4	5,23 $A_{s_{req.}}$	2 No. 5 corridos	2 No. 5 corridos	2 No. 5 corridos	Diseño con area de ácerο mínimo
		6,66		4,09		4,98				
Armado inferior	2 No. 6 corridas + 1 tensión No. 6 + 2 tensiones No.5	$A_{s_{armado}}$ 12,51 $A_{s_{req.}}$ 12,21	2 No. 5 corridos + 2 tensiones No. 5	$A_{s_{armado}}$ 7,92 $A_{s_{req.}}$ 7,28	2 No. 5 corridos + 4 tensiones No. 4	$A_{s_{armado}}$ 9,04 $A_{s_{req.}}$ 8,95	2 No. 5 corridos	2 No. 5 corridos	2 No. 5 corridos	Diseño con area de ácerο mínimo

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

2.1.16.2. Confinamiento para vigas

Cuando el elemento está sometido a flexión y carga axial, el ACI 318-05 en la sección 21,3,3,2 describe los siguientes parámetros para la zona de confinamiento en elementos estructurales:

- El primer estribo cerrado no debe estar a más de 5 centímetros de la cara del elemento de apoyo.
- El espaciamiento entre estribos de confinamiento no debe exceder:
 - $d/4$.

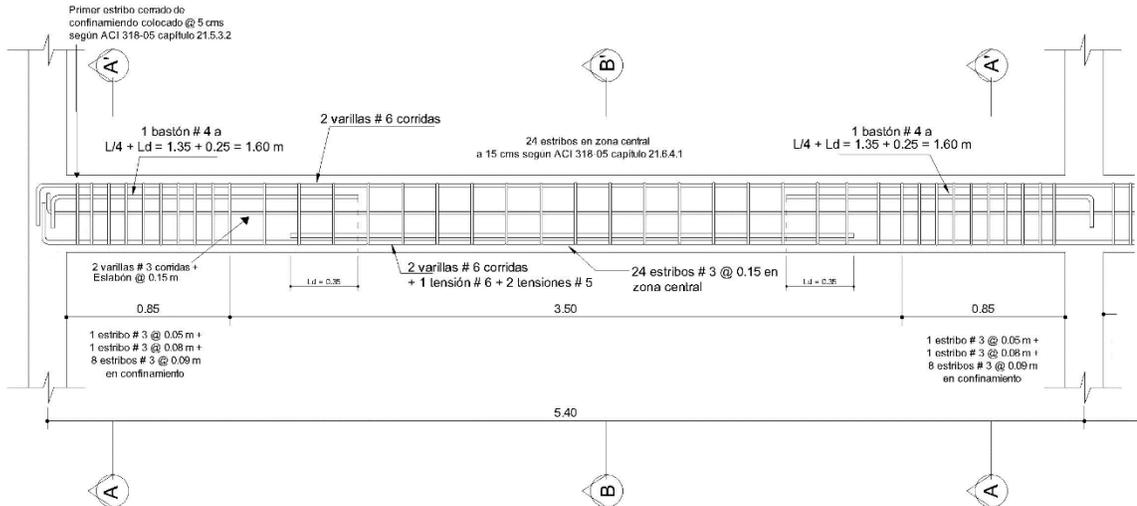
- ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada más pequeña.
- 24 veces el diámetro de las barras del estribo cerrado
- 30 centímetros.

El código ACI 318-05 en la sección 21,3,3,1 indica que deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las regiones siguientes:

- En una longitud igual a dos veces la altura del elemento medida desde la cara del elemento de apoyo, hacia el centro de la luz en ambos extremos.
- En longitudes iguales a dos veces la altura del elemento a ambos lados de una sección, donde puede ocurrir fluencia por flexión, debido a desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

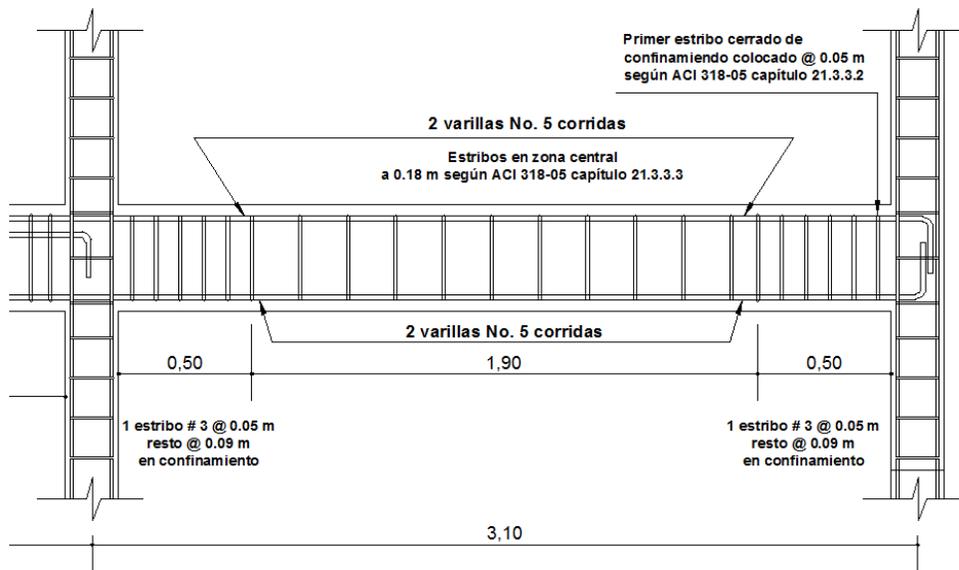
El código ACI 318-05 en la sección 21,3,3,3 indica que cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento deben colocarse estribos con ganchos sísmicos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

Figura 29. Armado de viga V-1



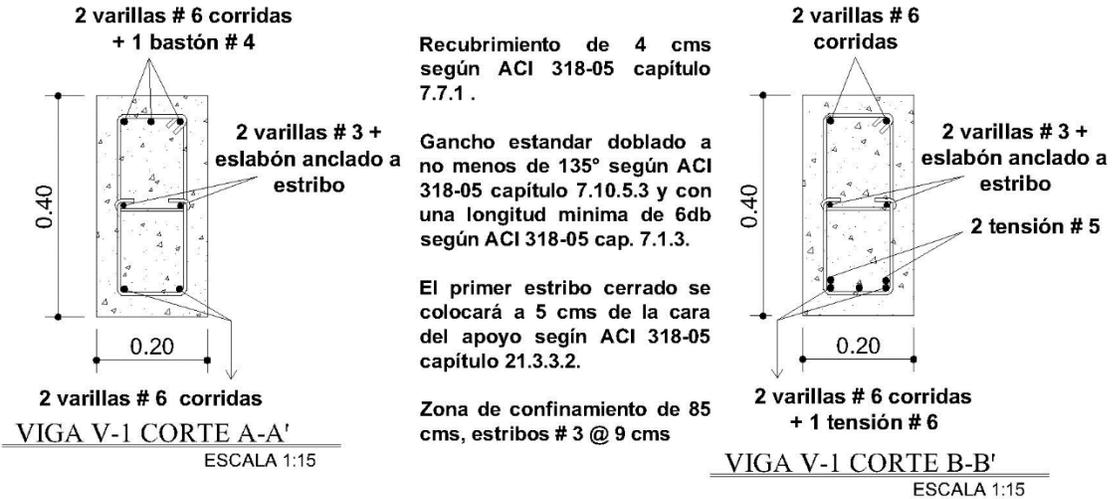
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 30. Armado de viga V-4, V-5 Y V-6



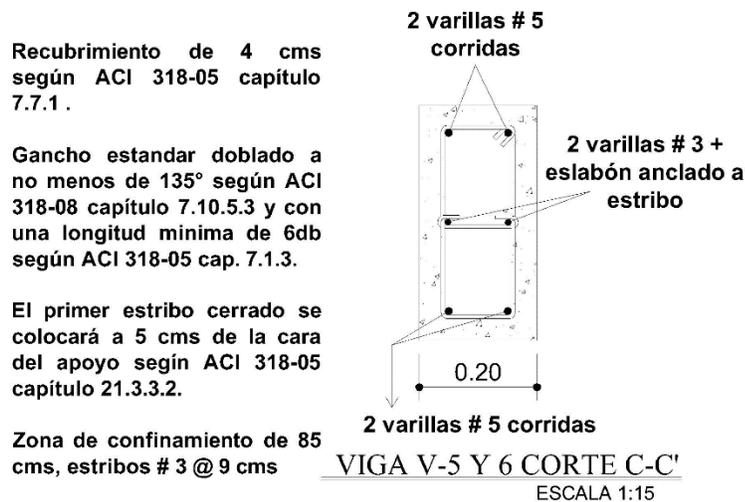
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 31. Elevación de viga V-1



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 32. Elevación de viga V - 5



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

2.1.16.3. Diseño del módulo de gradas

Para que una escalera sea cómoda y segura depende de la relación de pendiente o relación de dimensiones de los peldaños, es decir, la relación de huella y contrahuella. Las siguientes relaciones pueden garantizar la comodidad de una escalera:

Donde

C = contrahuella

H = huella

$C \leq 20 \text{ cm}$

$H > C$

$2 C + H \leq 64 \text{ cm}$ (valor cercano)

$C + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm}$

$C * H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$

- Procedimiento:

Contrahuella propuesta $C = 19 \text{ cm}$

Huella propuesta $H = 26 \text{ cm}$

Número de escalones mínimo = $h / C = 3,15 \text{ m} / 0,19 \text{ m} = 16,58 = 17$ escalones

Número de huellas = número contrahuellas - 1 = $17 - 1 = 16$ huellas

$C = 19 \leq 20 \text{ cm}$

$H = 26 \text{ cm} > 19 \text{ cm}$

$2 C + H = 2 * 19 + 27 = 64$

$C + H = 19 + 26 = 45 \text{ cm}$

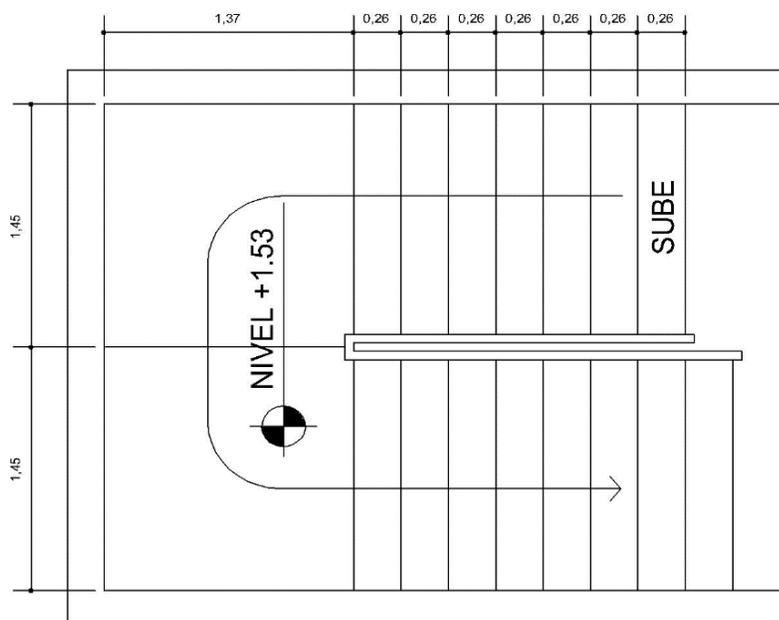
$C * H = 19 * 26 = 494 \text{ cm}^2$

Como se puede observar la huella y contrahuella propuesta cumplen con los chequeos, por lo tanto, se procede a calcular el área de acero necesario para cubrir las cargas actuantes.

- Espesor de la losa

$$L/20 = 2,58/20 = 0,13 \text{ m}$$

Figura 33. **Planta módulo de gradas**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

- Integración de cargas

$$W_e = \gamma * \left(t + \frac{c}{2} \right)$$

$$W_e = 2400 * (0,13 \text{ m} + (0,19 \text{ m} / 2)) = 540 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 90 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 540 \text{ kg/m}^2 + 90 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 630 \text{ kg/m}^2$$

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

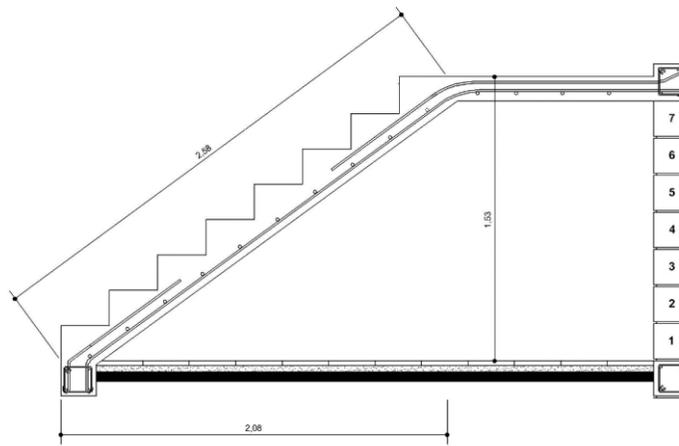
$$CU = 1,4 * (630 \text{ kg/m}^2) + 1,7 * (500 \text{ kg/m}^2)$$

$$CU = 1732 \text{ kg/m}^2$$

- Longitud de la losa inclinada

Se debe calcular la longitud inclinada de la losa, para calcular los momentos actuantes en la misma.

Figura 34. **Longitud de la losa inclinada**

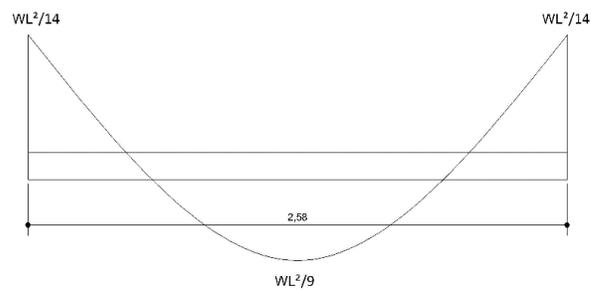


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

$$D = \sqrt{2,08^2 + 1,53^2} = 2,58 \text{ m}$$

- Cálculo de los momentos actuantes en la losa
- Se considera el diseño de una losa unidireccional apoyada en los muros.

Figura 35. **Momentos actuantes en losa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

$$M(+)=\frac{W*L^2}{9} = \frac{1\,732 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * (2,58 \text{ m})^2}{9} = 1\,280,99 \text{ kg-m}$$

$$M(-)=\frac{W*L^2}{14} = \frac{1\,732 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * (2,58 \text{ m})^2}{14} = 823,49 \text{ kg-m}$$

- Cálculo de acero

d = peralte efectivo = 2,5 cms

d = t – recubrimiento

d = 13 – 2,5 = 10,50 centímetros

El código ACI 318-05 en la sección 10,3 refuerzo mínimo en elementos a flexión establece, que no debe ser menor a lo siguiente:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80\sqrt{f_c}}{f_y} * b * d$$

Pero no menor a:

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

Chequeo:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80\sqrt{210}}{2\,810} * 100 * 10,5 = 4,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{2\,810} * 100 * 10,5 = 5,23 \text{ cm}^2$$

Como $5,23 \text{ cm}^2 > 4,33 \text{ cm}^2$

$$\text{usar } A_{s_{\min}} = 5,23 \text{ cm}^2$$

- Acero requerido por M (+)

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

$$A_{s \text{ req}} = 0,85 * \left(\frac{210}{2810} \right) * \left[100 * 10,5 - \sqrt{(100 * 10,5)^2 - \frac{1823,49 * 100}{0,003825 * 210}} \right]$$

$$A_{s \text{ req}} = 5,008 \text{ cm}^2$$

- Acero requerido por M (-)

$$A_{s \text{ req}} = 0,85 * \left(\frac{210}{2810} \right) * \left[100 * 10,5 - \sqrt{(100 * 10,5)^2 - \frac{823,49 * 100}{0,003825 * 210}} \right]$$

$$A_{s \text{ req}} = 3,18 \text{ cm}^2$$

Debido a que el acero mínimo es mayor que el acero requerido por los momentos, el armado se diseñará con el acero mínimo.

Para encontrar el espaciamiento entre varillas, se propone utilizar varilla número 4:

$$\begin{aligned} 5,23 \text{ cm}^2 & \dots\dots\dots 100 \text{ cm} \\ 1,27 \text{ cm}^2 & \dots\dots\dots S \end{aligned}$$

$$S = 24,28 \text{ cm}$$

$$S = 20,00 \text{ centímetros}$$

Utilizar varilla # 4 @ 0,20 m

- Acero por temperatura

$$A_s = 0,002 * b * t = 0,002 * 100 * 13 = 2,60 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{máx}} = 2t = 2 * 13 \text{ cm} = 26 \text{ cms}$$

Para encontrar el espaciamiento entre varillas, se propone utilizar varilla número 3:

$$2,60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 100 \text{ cm}$$

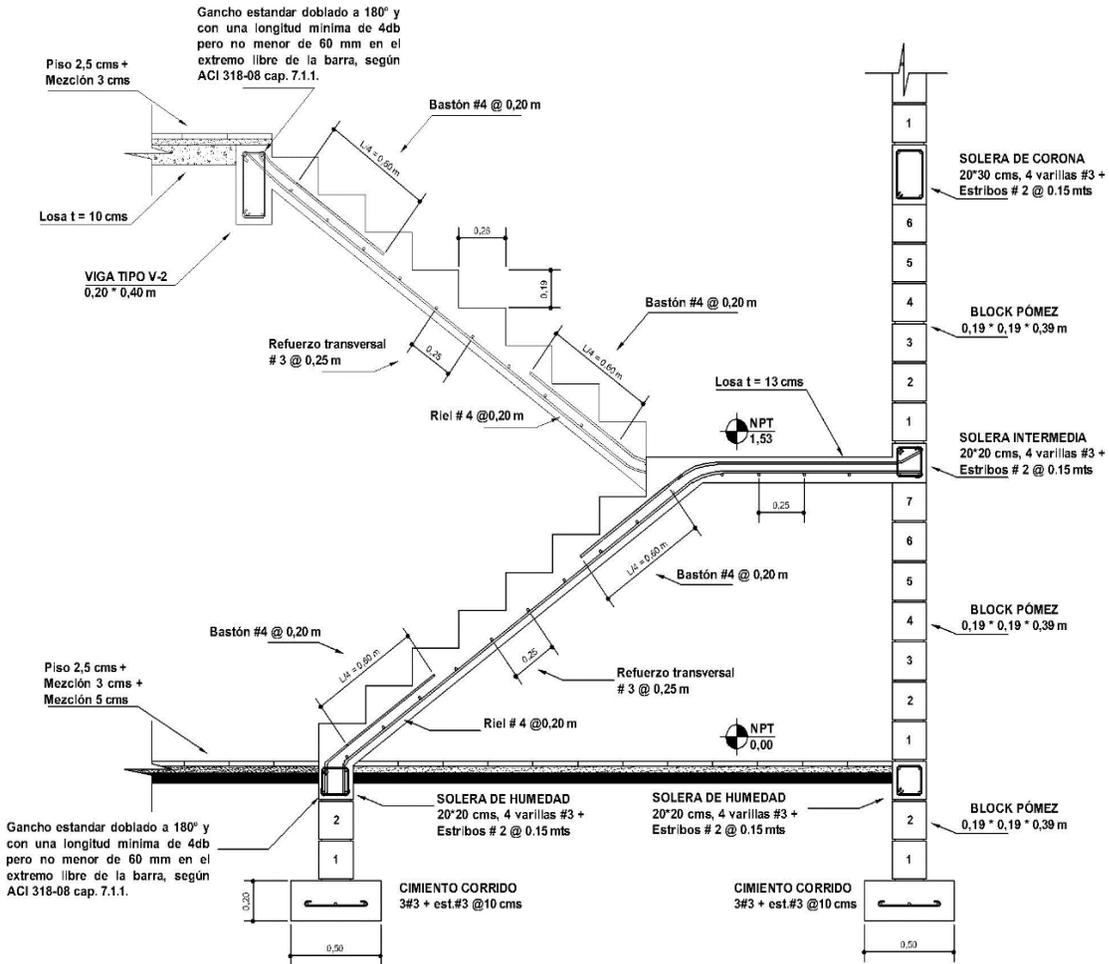
$$0,71 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots S$$

$$S = 27,31 \text{ cm}$$

$$S = 25,00 \text{ centímetros}$$

Utilizar varilla # 3 @ 0,25 m

Figura 36. Detalle armado de gradas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

2.1.17. Diseño de cimentación

La cimentación es un elemento muy importante para la estructura, debido a que todas las cargas están soportadas por una cimentación. Para este tipo de estructura se optó por una cimentación corrida, debido a los muros de mampostería, que a su vez, provocan una carga distribuida, también es importante verificar la carga máxima admisible del suelo.

2.1.17.1. Determinación del valor soporte

La capacidad de soporte es una de las propiedades más importantes de los suelos. Su comportamiento, al estar sometido a tensiones es más complejo que el de otros materiales. Las deformaciones que presente el suelo se deben necesariamente a la relación con la estructura solicitante, en este caso para el edificio de uso múltiple. Es por eso que es necesario presentar el valor soporte del suelo para calcular los elementos que están relaciones con este valor.

$$q_{adm} = 110,88 \text{ ton/m}^2$$

Valor soporte de diseño:

Utilizando un factor de seguridad igual a 5, se obtiene que el valor soporte de diseño será de:

$$q_{adm} = \frac{110,88 \text{ ton/m}^2}{5} = 22,10 \text{ ton/m}^2$$

2.1.17.2. Diseño del cimiento corrido

Para este tipo de estructura se optó por una cimentación corrida, debido a los muros de mampostería, que a su vez, provocan una carga distribuida. El cimiento corrido servirá para soportar el peso total de la estructura. El cimiento corrido tendrá las siguientes características:

Datos:

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2,4 \text{ ton/m}^2$$

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

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

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

$$Fcu = 1,50$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,23 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{adm}} = 22,10 \text{ ton/m}^2$$

Después de tener todos los datos importantes para diseñar un cimiento corrido, es necesario determinar la carga que soportará el cimiento corrido, por cada unidad lineal (W_u):

$$W_u = \frac{W_{\text{total}}}{L_{\text{total}}}$$

Donde

W_u = peso que soporta cimiento

W_{total} = carga crítica sobre el cimiento

L_{total} = longitud total de muro crítico

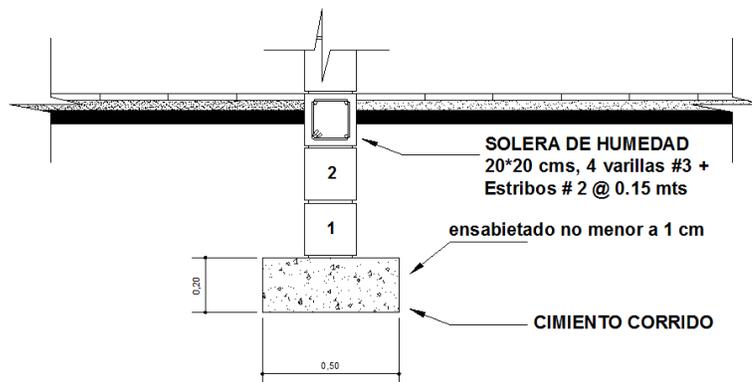
Tabla XLVIII. **Cargas actuantes sobre muro crítico**

PESO ACTUANTE SOBRE EJE A			
Descripcion	Carga	Longitud o área	Peso (Kg)
Techo			
Costanera	2,77 kg/m	114 m	315,78
Tendal	11,99 kg/m	35,07 m	420,49
Lámina	5,32 kg/m ²	93,67 m ²	498,32
Viento	44,13 kg/m ²	93,67 m ²	4 133,66
Losa			
Peso propio	240 kg/m ²	15,75 m ²	3 780,00
Sobrecarga	80 kg/m ²	15,75 m ²	1 260,00
Carga viva	500 kg/m ²	15,75 m ²	7 878,00
Muro			
Mampostería	300 kg/m ²	117 m ²	35 100,00
W_{TOTAL}			53 386,25

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

$$W_u = \frac{53\ 386,25\ \text{Kg}}{18\ \text{m}} = 2\ 965,90\ \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Figura 37. **Cimiento corrido del edificio**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

- Carga de trabajo (Muro eje A):

$$W_t = \frac{W_u}{F_{cu}} = \frac{2\,965.90 \text{ Kg/m}}{1.50} = 1.98 \text{ ton/m}$$

- Presión actuante (q_{act}):

Es la presión total vertical que actúa en la base de la cimentación. Se define como el cociente entre la carga total y el área de la cimentación; incluye todos los componentes verticales (sobrecarga, peso de la estructura, peso del cemento, peso de la tierra).

$$P_{total} = W_t + W_{suelo} + W_{cimiento}$$

$$P_{total} = (1.98 \text{ ton/m} * 1 \text{ m}) + (1.62 \text{ ton/m}^3 * 0.60 \text{ m} * 0.50 \text{ m} * 1 \text{ m}) + (2.4 \text{ ton/m}^3 * 0.5 \text{ m} * 0.20 \text{ m} * 1 \text{ m})$$

$$P_{total} = 2.71 \text{ ton}$$

$$q_{act} = \frac{P_{total}}{\text{área}} = \frac{2.71 \text{ ton}}{0.5 \text{ m} * 1 \text{ m}} = 5.42 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$q \text{ actuante} < q \text{ admisible}$$

$$5.42 \text{ ton/m}^2 < 22.10 \text{ ton/m}^2$$

Debido a que la carga actuante está por debajo de la carga admisible, es viable la construcción del cimiento con las medidas propuestas. Por lo tanto, se procede a seguir con los cálculos respectivos.

2.1.17.2.1. Diseño de espesor del cimiento

Es necesario calcular la presión de diseño última para saber el espesor del cimiento. La presión de diseño última es la presión actuante incrementada por un factor de seguridad llamado factor de carga última, el cual se encuentra en el rango de 1 a 1,5.

$$q_{dis\ u} = F_{cu} * q_{dis} = 1,50 * 5,42$$

$$q_{dis\ u} = 8,13 \text{ ton/m}^2$$

- Peralte del cimiento (d)

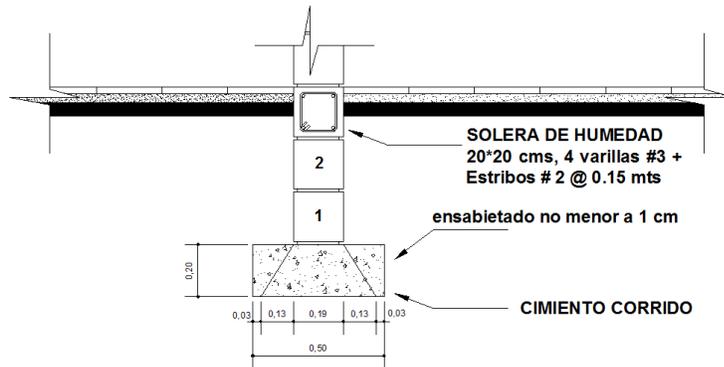
$$d = t - \text{rec} - \frac{\emptyset}{2} = 20 - 7,5 - \frac{0,96}{2} \approx 12 \text{ cms}$$

- Chequeo a corte:

$$x = \frac{0,50 - 0,20}{2} - 0,12 = 0,03 \text{ m}$$

$$V_{act} = q_{dis\ u} * x = 8,13 * 0,03 \text{ m} = 0,24 \text{ ton/m}$$

Figura 38. Longitud de punzonamiento de cimiento corrido



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

$$V_r = 0,53 \cdot 0,85 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_r = 0,53 \cdot 0,85 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 12 \text{ cm}$$

$$V_r = 7\,834 \text{ kg} = 7,83 \text{ ton/m}$$

$$V_{act} < V_r$$

$$0,24 \text{ ton} < 7,83 \text{ ton}$$

El corte actuante es mucho menor al corte resistente, por lo tanto, se dice que el cimiento es capaz de soportar las cargas que se le aplican.

- Diseño por flexión:

$$L = \frac{0,50 - 0,20}{2} = 0,15 \text{ m}$$

$$M = \frac{w \cdot L^2}{2} = \frac{8,13 \cdot (0,15)^2}{2} = 0,0915 \text{ ton-m}$$

$$M = 91,46 \text{ kg - m}$$

2.1.17.2.2. Área de acero requerido

El área de acero requerido se calcula con el momento máximo, este es el que dio como resultado el diseño por flexión, el resultado nos servirá para saber el armado de hierro que tendrá el cimiento corrido.

Datos:

$$M = 91,46 \text{ kg - m}$$

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

$$A_s \text{ req} = 0,85 \cdot \left(\frac{210}{2810} \right) \cdot \left[100 \cdot 12 - \sqrt{(100 \cdot 12)^2 - \frac{91,46 \cdot 100}{0,003825 \cdot 210}} \right]$$

$$A_s \text{ req} = 0,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = (14 / 2810) \cdot 100 \cdot 12 = 5,98 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s \text{ mín}}$ es mayor que $A_{s \text{ req}}$ colocar $A_{s \text{ mín}}$

Para encontrar el espaciamiento entre estribos, se propone utilizar varilla número 3:

$$\begin{array}{r} 5,98 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 100 \text{ cm} \\ 0,71 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots S \end{array}$$

$$S = 11,87 \text{ cm}$$

$$S = 12,00 \text{ centímetros}$$

Utilizar estribo # 3 @ 0,12 m

$$\text{As temperatura} = 0,002 * b * t$$

$$\text{As temperatura} = 0,002 * 50 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 2 \text{ cm}^2$$

Utilizar varilla 3 # 3 corridas

2.1.18. Muro de contención para el edificio de usos múltiples de la aldea las cruces

Los muros de contención son construidos con el propósito de contener, retener o proporcionar aislamiento lateral para materiales sólidos, granulados y líquidos, cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales. El material suelto retenido empuja contra el muro, tendiendo a volcarlo o desplazarlo.

2.1.18.1. Descripción y especificaciones para el muro de contención

Se requiere diseñar un muro de contención en voladizo, de concreto armado, para un talud de 4,95 metros de altura y una longitud de 20 metros, dejando juntas de construcción de 5 centímetros a cada 4 metros, por lo que la longitud total se cubrirá con 5 módulos de 4 metros de longitud y 4,95 metros de altura, cada uno.

2.1.18.2. Resultado de la prueba de compresión triaxial

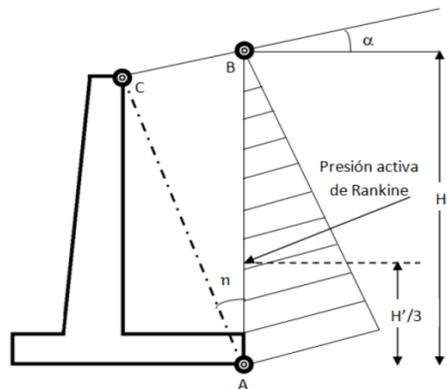
Se realizó un ensayo de compresión triaxial que permite conocer los parámetros de corte del suelo, para esto se obtuvo una muestra inalterada con un volumen de 1 pie cúbico, se excavó hasta una altura de 1,30 metros. Obteniendo los resultados de laboratorio, se muestran los siguientes datos:

Peso específico del suelo:	$\gamma_s = 1,23 \text{ ton/m}^3$
Ángulo de fricción interna:	$\phi = 17,81^\circ$
Cohesión:	$C = 10,11 \text{ ton/m}^2$
Ángulo de talud inclinado:	$\alpha = 10^\circ$
Peso específico concreto:	$\gamma_c = 2,4 \text{ ton/m}^3$
Resistencia del concreto:	$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia del acero:	$f_y = 2\ 810 \text{ kg/cm}^2$

2.1.18.3. Aplicación de las teorías de la presión lateral de tierra al diseño

Para el diseño de este muro se utilizará la teoría de presión de Rankine, para lo cual es necesario hacer varias suposiciones. En el caso de muros de contención en voladizo es necesario dibujar una línea vertical AB, como lo indica la figura 39, donde se supone que la condición activa de *Rankine* actúa. Las ecuaciones de la presión activa *Rankine* (P_a), se utilizan para calcular la presión lateral sobre la cara AB. En el análisis de estabilidad del muro, deben tomarse en consideración la fuerza activa de *Rankine* (P_a), el peso (W_s), del suelo arriba del talón, el peso del concreto (W_c) y la presión sísmica (ΔP_{ae}).

Figura 39. Teoría de la presión lateral de Rankine



Fuente: DAS, Braja M. *Principio de Ingeniería de Cimentaciones*. 4ta. edición. p. 390.

2.1.18.3.1. Revisión de la estabilidad

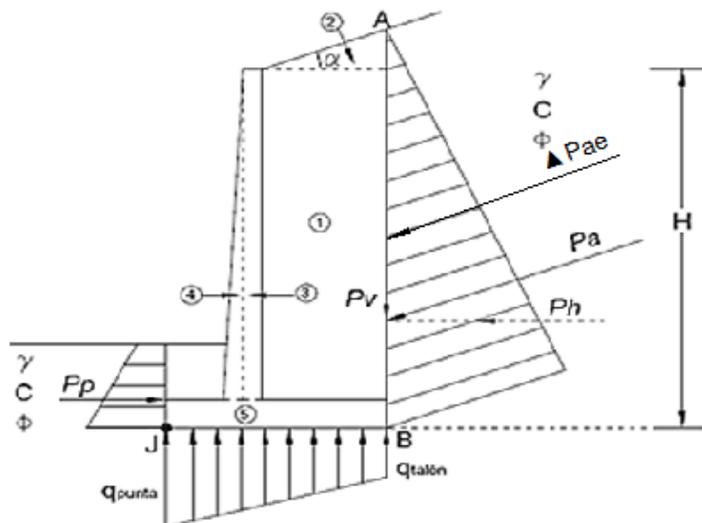
Para revisar la estabilidad de un muro de contención, son necesarios los siguientes pasos:

- Revisión por volteo respecto a la punta
- Revisión por deslizamiento a lo largo de la base
- Revisión por falla de capacidad de carga de la base

2.1.18.3.2. Revisión por volteo

Para revisar la estabilidad de un muro de contención por volteo, se necesita conocer todas las dimensiones planteadas en el muro de contención, se debe determinar la altura total del muro y las fuerzas activas y pasivas actuantes. Se deben de encontrar todos los momentos que tiendan a voltear el muro por medio del método de áreas, luego de encontrar los momentos se procede a encontrar el factor de seguridad contra volteo respecto a la punta, en el punto J.

Figura 40. Revisión por volteo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

2.1.18.3.3. Revisión por deslizamiento a lo largo de la base

La componente horizontal del empuje de tierra debe ser resistida por la fuerzas de corte entre el suelo-base y la resistencia pasiva de tierra en contacto con el frente de la estructura, para que el muro de contención no presente ninguna alteración.

Se requiere que el factor de seguridad no sea menor a 1,5, por lo tanto, $FS_{\text{deslizamiento}} > 1,5$. Cuando en algunos casos no se obtiene un factor mayor a 1,5, es necesario colocar un dentellón en la base con lo cual se incrementará la resistencia al deslizamiento.

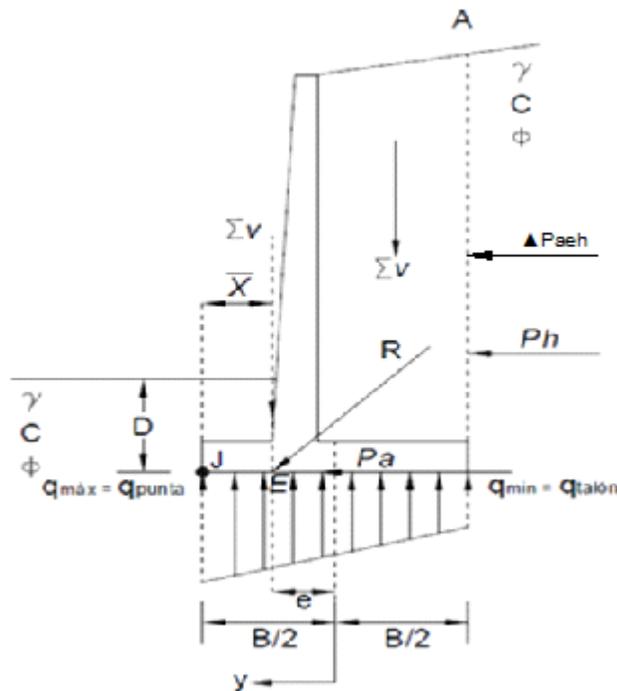
2.1.18.3.4. Revisión de la falla por capacidad de apoyo

En un muro de contención, es elemental que la presión vertical transmitida al suelo por la losa de base, no supere la capacidad de carga última del suelo. Deben ser calculadas las presiones máximas y mínimas actuantes en los extremos de la losa base. Es necesario determinar en qué lugar actúan las presiones verticales, por lo tanto, debe ser considerada su excentricidad.

Para calcular el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga, es necesario calcular la capacidad de carga última de la cimentación, utilizando la teoría de capacidad de carga de Terzaghi. En cimentaciones se denomina capacidad portante a la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se

produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo.

Figura 41. **Revisión por falla de capacidad de apoyo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

2.1.18.4. **Diseño de muro de contención en voladizo**

Para el diseño del muro de contención en voladizo, se deben proponer dimensiones que satisfagan los requisitos de estabilidad y que posean un costo razonable, además, debe de cumplir con todos los chequeos necesarios para un buen funcionamiento del mismo, si con las dimensiones propuestas no cumplen uno o varios requisitos, se deberán de proponer nuevas dimensiones.

2.1.18.4.1. Parámetros de diseño

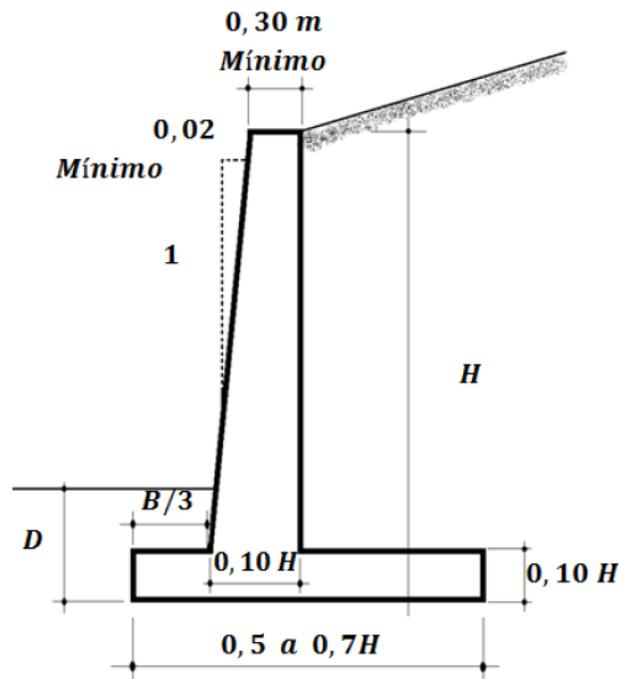
Los parámetros de diseño son todos aquellos valores que siempre se mantiene estables para la elaboración del muro de contención, son los valores que se han obtenido por medio de ensayos en laboratorios y que pueden trabajar individualmente o en conjunto.

Peso específico del suelo:	$\gamma_s = 1,23 \text{ ton/m}^3$
Ángulo de fricción interna:	$\phi = 17,81^\circ$
Cohesión:	$C = 10,11 \text{ ton/m}^2$
Ángulo de talud inclinado:	$\alpha = 10^\circ$
Peso específico concreto:	$\gamma_c = 2,4 \text{ ton/m}^3$
Resistencia del concreto:	$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia del acero:	$f_y = 2\ 810 \text{ kg/cm}^2$

2.1.18.4.2. Dimensionamiento

Al momento de diseñar un muro se hace necesario proponer algunas de las dimensiones del mismo, esto permitirá revisar las secciones de prueba por estabilidad. Si las revisiones por estabilidad dan resultados no deseados, las secciones se cambian y vuelven a revisarse. La figura 41 muestra las proporciones generales de varios componentes de muros, que se utilizan en las revisiones iniciales.

Figura 42. Dimensionamiento de muros de contención en voladizo



Fuente: DAS, Braja M. *Principio de Ingeniería de Cimentaciones*. 4ta. edición. p. 389.

Para obtener la altura total del muro (H_T), es importante conocer el espesor de la zapata, se puede tomar un valor entre 0,30 a 1,20 metros.

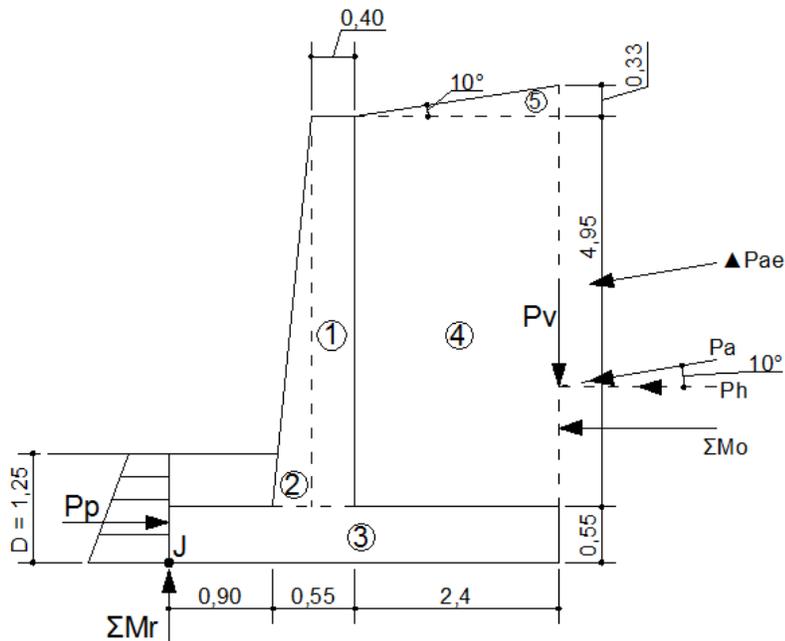
Con los parámetros anteriores se procede a realizar el cálculo respectivo de predimensionamiento para el muro de contención. Si los requisitos estructurales para el muro de contención; no cumplen con las dimensiones propuestas en la figura 42, es posible incrementar los parámetros para el muro, siempre considerando que deben satisfacer los requisitos de estabilidad y que posea un costo razonable.

Tabla XLIX. Predimensionamiento de muro

Elemento	Parámetro	Calculado	Utilizar
Altura total del muro	H	5,50	5,50
Cortina del muro	H/10 - H/12	0,55	0,40
Base de muro	0,5H - 0,7H	3,85	3,85
Pie de muro	Base/3	1,28	0,90
Talón de muro	Base - pie - cortina	2,40	2,40
Espesor de zapata	0,30 - 1,20 m	0,55	0,55
Desplante	12 % de H	0,66	1,25
Recubrimiento	3 pulgadas	0,075	0,075

Fuente: elaboración propia.

Figura 43. Dimensionamiento de muro



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

2.1.18.4.3. Revisión de la estabilidad

En el diseño del muro en voladizo se hará uso de la teoría de la presión de *Rankine* para revisiones de estabilidad. Se supone que la condición activa de *Rankine* existe a lo largo del plano vertical AB, como se puede observar según la figura 39 en la página 134. La hipótesis para el desarrollo de la presión activa de *Rankine* a lo largo de la cara frontal AB es teóricamente correcta si la zona de cortante limitada por la línea AC no es obstruida por el cuerpo del muro, para determinar este requisito, se utiliza la siguiente fórmula:

$$n = 45 + \frac{\alpha}{2} - \frac{\phi}{2} - \sin^{-1} \frac{\sin \alpha}{\sin \phi}$$

$$n = 45 + \frac{10,00}{2} - \frac{17,81}{2} - \sin^{-1} \frac{\sin 10,00}{\sin 17,81}$$

$$n = 6,50^\circ$$

La zona de cortante en este caso no es obstruida por el cuerpo del muro, entonces puede ser utilizada la hipótesis para el desarrollo de la presión activa de *Rankine*.

- Cálculo de la altura total del muro (H_T):

Para la revisión de la estabilidad, se calcula la altura total del muro (H), así como las fuerzas activas (P_a) y pasivas (P_p), de la siguiente manera:

$$H_T = H_1 + H_2 + H_3$$

Donde

$$H_1 = 2,40 * \tan (10^\circ) = 0,42 \text{ m}$$

$$H_2 = \text{altura del talud} = 4,95 \text{ m}$$

$$H_3 = \text{espesor de zapata} = 0,55 \text{ m}$$

$$H_T = 0,42 \text{ m} + 4,95 \text{ m} + 0,55 \text{ m}$$

$$H_T = 5,92 \text{ m}$$

- Cálculo de coeficiente activo y pasivo del empuje de tierras de Rankine:

$$K_a = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

$$K_a = \cos 10^\circ * \frac{\cos 10^\circ - \sqrt{\cos^2 10^\circ - \cos^2 17,81}}{\cos 10^\circ + \sqrt{\cos^2 10^\circ - \cos^2 17,81}}$$

$$K_a = 0,5838$$

$$K_p = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

$$K_p = \cos 10^\circ * \frac{\cos 10^\circ + \sqrt{\cos^2 10^\circ - \cos^2 17,81}}{\cos 10^\circ - \sqrt{\cos^2 10^\circ - \cos^2 17,81}}$$

$$K_p = 1,6614$$

- La fuerza activa de Rankine por unidad de longitud de muro es igual a:

$$P_a = \frac{1}{2} * \gamma_s * K_a * H_T^2$$

$$P_a = (0,5) * (1,23 \text{ ton/m}^3) * (0,5838) * (5,92 \text{ m})^2$$

$$P_a = 12,58 \text{ ton/m}$$

- Componente vertical (P_v) y horizontal (P_h) de la fuerza activa de *Rankine*:

$$P_v = (12,58 \text{ ton/m}) * \text{sen}(10^\circ) = 2,18 \text{ ton/m}$$

$$P_h = (12,58 \text{ ton/m}) * \text{cos}(10^\circ) = 12,39 \text{ ton/m}$$

- Presión activa de tierra para condiciones sísmicas

$$K_h = \frac{\text{Componente horizontal de la aceleración del sismo}}{\text{Aceleración debido a la gravedad, g}}$$

$$K_v = \frac{\text{Componente vertical de la aceleración del sismo}}{\text{Aceleración debido a la gravedad, g}}$$

Con base a las Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala AGIES NSE 2-10 Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección, se obtienen las ecuaciones siguientes:

Cálculo de la aceleración horizontal máxima del suelo:

$$AMS_d = 0,40 * S_{cd} \quad (\text{Ec 4 - 7 NSE})$$

Cálculo del espectro calibrado al nivel de diseño requerido:

$$S_{cd} = K_d * S_{cs} \quad (4 - 4 \text{ NSE})$$

Donde

K_d = factor de escala

$$K_d = 1$$

Cálculo del ajuste por intensidades sísmicas especiales:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a \quad (4 - 1a \text{ NSE})$$

Donde

$$S_{cr} = 1,5 \text{ g} \quad (\text{Fig. 4 - 1 NSE})$$

$$F_a = 0,90 \quad (\text{Tabla 4 - 2 NSE})$$

$$N_a = 1 \quad (\text{Tabla 4 - 6 NSE})$$

$$S_{cs} = (1,5 \text{ g}) * (0,90) * (1) = 1,35$$

$$S_{cd} = (1) * (1,35) = 1,35$$

$$AMS_d = 0,40 * (1,35) = 0,54$$

Cálculo de la componente vertical del sismo de diseño

$$S_{vd} = 0,15 * S_{cd}$$

$$S_{vd} = 0,15 * (1,35) = 0,20$$

Cálculo de las presiones activas de tierra para condiciones sísmicas

$$K_h = \frac{0,54}{9,81} = 0,06$$

$$K_v = \frac{0,20}{9,81} = 0,02$$

Coefficiente de presión activa de la tierra:

$$K_{ae} = \frac{\text{Sen}^2(\varnothing + \beta - \varnothing')}{\text{Cos } \varnothing' * \text{Sen}^2 \beta * \text{Sen}(\beta - \varnothing' - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\varnothing + \delta) * \text{Sen}(\varnothing - \varnothing' - \alpha)}{\text{Sen}(\beta - \delta - \varnothing') * \text{Sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Donde

$$\varnothing' = \tan^{-1}(K_h / (1 - k_v)) = 3,215^\circ$$

$$\beta = 90^\circ$$

$$\alpha = 10^\circ$$

$$\varnothing = 17,81^\circ$$

$$\delta = \varnothing / 2 = 8,91^\circ$$

$$K_{ae} = 0,674$$

Fuerza sísmica por unidad de longitud:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} * (\gamma_s) * H^2 * (1 - K_v) * K_{ea}$$

$$P_{ae} = \frac{1}{2} * \left(1,23 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) * 5,92^2 * (1 - 0,02) * 0,674 = 14,24 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta P_{ae} = 14,24 \frac{\text{ton}}{\text{m}} - 12,58 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 1,66 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cálculo de la componente horizontal y vertical de la fuerza sísmica:

$$\Delta P_{aev} = 1,66 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * \text{sen } 10^\circ = 0,29 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta P_{aeh} = 1,66 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * \text{cos } 10^\circ = 1,63 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cálculo del brazo de la resultante sísmica:

$$H_s = \frac{(0,60)(H)(\Delta P_{aev}) + \left(\frac{H}{3}\right) * P_a}{P_{ae}}$$

$$H_s = \frac{(0,60)(5,92 \text{ m}) \left(1,66 \frac{\text{ton}}{\text{m}}\right) + \left(\frac{5,92 \text{ m}}{3}\right) * 12,58 \frac{\text{ton}}{\text{m}}}{14,24 \frac{\text{ton}}{\text{m}}} = 2,16 \text{ m}$$

Factor de seguridad contra volteo:

El factor de seguridad contra volteo respecto a la punta es expresado de la siguiente manera:

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{\sum Mr}{\sum Mo}$$

Donde

ΣMr = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto al punto J.

ΣMo = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro respecto al punto J.

En la tabla que se muestra a continuación, se observan los cálculos de áreas conformadas por concreto y áreas conformadas por suelo, determinando el momento generadas por éstas y que contribuyan a soportar el volteo del muro en voladizo.

Tabla L. **Cálculos de áreas de concreto y suelo para determinar el Mr**

Figura	Área	Peso específico	Peso/unidad	Brazo	Momento
Núm.	(m ²)	(Ton/m ³)	(Ton/m)	(m)	(Ton - m)
1	1,98	2,4	4,75	1,25	5,94
2	2,12	2,4	5,09	1,93	9,82
3	0,37	2,4	0,89	1,00	0,89
4	11,88	1,23	14,61	2,65	38,72
5	0,50	1,23	0,62	3,05	1,88
Pv			2,18	3,85	8,39
P _{aev}			0,29	3,85	1,12
		$\Sigma V =$	28,43	$\Sigma Mr =$	66,76

Fuente: elaboración propia.

El momento de volteo (Mo), se calcula de la siguiente manera:

$$\Sigma Mo = P_h * \left(\frac{HT}{3}\right) + P_{aeh} * H_s = (12,39) * \left(\frac{5,92}{3}\right) + (1,63 * 2,16) = 27,97 \text{ ton-m}$$

Se determina entonces el factor de seguridad por volteo, utilizando los valores del momento resistente y el momento que genera volteo en el muro.

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{\sum Mr}{\sum Mo} = \frac{66,76}{27,97} = 2,39 > 2$$

Como $FS_{\text{volteo}} > 2$, se concluye que el muro sí chequea por volteo.

Factor de seguridad contra deslizamiento

El factor de seguridad contra el deslizamiento de un muro de contención, es determinado con la siguiente ecuación:

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum F_R}{\sum F_D} = \frac{(\sum V) * \tan(K_1 * \emptyset) + (B * K_2 * C) + P_p}{P_a * \cos \alpha + P_{aeh}}$$

Donde

$\sum F_R$ = suma de las fuerzas horizontales resistentes

$\sum F_D$ = suma de las fuerzas horizontales deslizantes

\emptyset = ángulo de fricción interna = 17,81°

B = base de la zapata del muro de contención

C = cohesión = 10,11 ton/m²

α = ángulo de talud inclinado = 10°

P_h = componente horizontal de Rankine = $P_a * \cos \alpha = 11,94$

$K_1 = K_2 = 1/2$

$$P_p = (0,5 * K_p * \gamma_s * D^2) + (2 * C * \sqrt{K_p * D})$$

$K_p = \text{coeficiente pasivo de Rankine} = 1,66$

$\gamma_s = \text{peso específico del suelo} = 1,23 \text{ ton/m}^3$

$D = \text{desplante de la cimentación} = 1,25 \text{ m}$

Por lo tanto:

$$P_p = (0,5 * 1,66 * 1,23 * 1,25^2) + (2 * 10,11 * \sqrt{1,66} * 1,25)$$

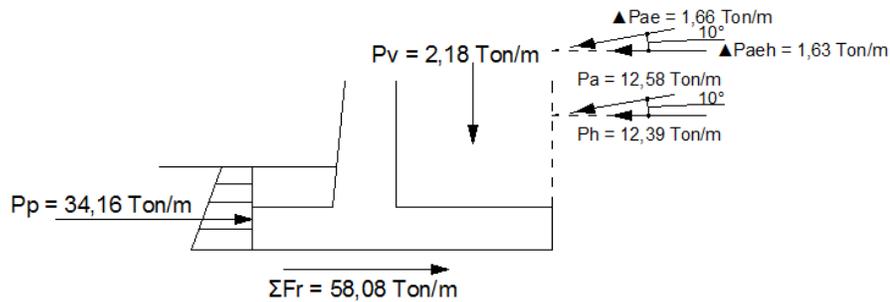
$$P_p = 34,16 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{(28,43) * \tan\left(\frac{1}{2} * 17,81\right) + \left(3,85 * \frac{1}{2} * 10,11\right) + 34,16}{12,39 + 1,63}$$

$$FS_{\text{deslizamiento}} = 4,14 > 1,5$$

Como el $FS_{\text{deslizamiento}} > 1,5$, entonces el muro sí chequea por deslizamiento, en la figura 43 se observan las fuerzas actuantes en el muro, necesarias para determinar el factor de seguridad contra deslizamiento.

Figura 44. **Diagrama de las fuerzas actuantes en el muro, factor de seguridad contra deslizamiento**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Factor de seguridad contra capacidad de carga

Es necesario determinar en qué lugar actúan las presiones verticales, por lo tanto debe ser considerada su excentricidad, calculada de la siguiente manera:

- Cálculo de excentricidad con datos previamente calculados:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_r - \sum M_j}{\sum V}$$

$$e = \frac{3,85}{2} - \frac{66,76 - 27,97}{28,43}$$

$$e = 0,56 \text{ m}$$

$$0,30 < B/6 = 3,85/6 = 0,64$$

Como el valor de la excentricidad es menor que B/6, la carga mínima no resultará negativa, por lo tanto, no existirán esfuerzos de tensión en el extremo de la sección del talón.

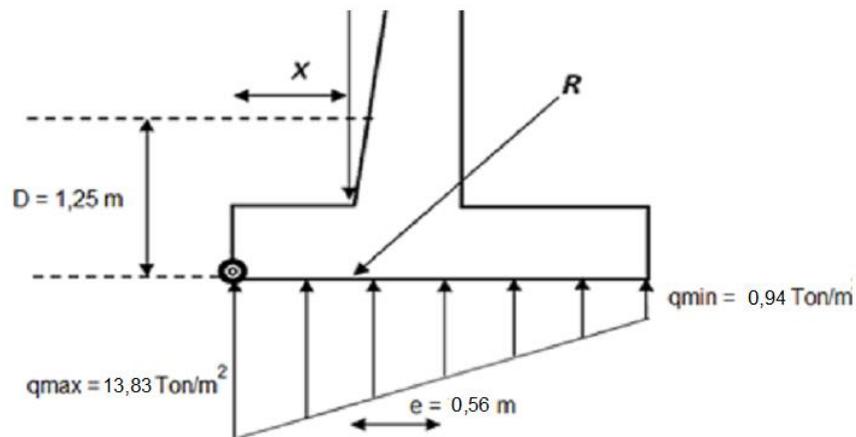
- Cálculo de la carga máxima en el extremo de la punta ($q_{\text{máx}}$) y carga mínima ($q_{\text{mín}}$) en el extremo del talón:

$$q_{\text{punta talon}} = \frac{\sum V}{B} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{B} \right)$$

$$q_{\text{máx}} = q_{\text{punta}} = \frac{28,43}{3,85} * \left(1 + \frac{6 * (0,56)}{3,85} \right) = 13,83 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{mín}} = q_{\text{talon}} = \frac{28,43}{3,85} * \left(1 - \frac{6 * (0,56)}{3,85} \right) = 0,94 \text{ ton/m}^2$$

Figura 45. **Diagrama de la variación de la presión vertical transmitida por losa de base a suelo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Factor de seguridad de carga

La carga admisible para el suelo del muro con un factor de seguridad de 3 es:

$$q_{adm} = \frac{110,88 \text{ ton/m}^2}{3}$$

$$q_{adm} = 36,96 \text{ ton/m}^2$$

$$FSQ = \frac{q_u}{q_{m\acute{a}x}} = \frac{36,96}{13,83} = 2,67 > 2,00$$

Como el FSQ > 2 entonces el muro sí chequea contra falla por capacidad de apoyo.

2.1.18.5. Diseño del armado del muro

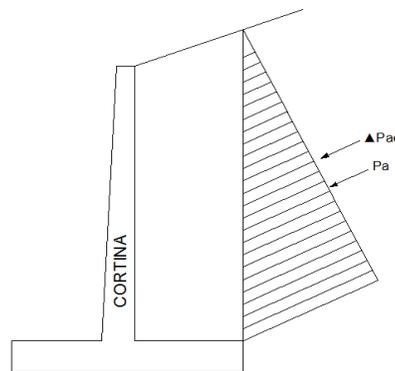
Para que la estructura de contención resista los esfuerzos de flexo-compresión es necesario proporcionarle acero de refuerzo en sentido horizontal y vertical, considerando además los empalmes será necesario entonces analizar cada uno de los miembros que lo conforman.

2.1.18.5.1. Diseño del armado de la cortina

Para determinar el acero requerido en el muro, es necesario calcular las fuerzas que actúan sobre la cortina.

Los momentos actuantes se calculan a cada tercio de la altura de la pantalla, esto con la finalidad de reducir el área de acero a utilizar y diseñar una estructura económica.

Figura 46. **Diagrama de fuerzas actuantes sobre la cortina del muro en voladizo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

- Componente horizontal de la fuerza efectiva: Se debe conocer la magnitud de la componente horizontal P_{ah} de la fuerza efectiva que actúa en la parte inferior de la cortina del muro en voladizo:

$$P_a = 1/2 * K_a * \gamma_s * H^2_{cortina}$$

$$P_a = (0.5) * (0,5838) * (1,23 \text{ ton/m}^3) * (4,95 \text{ m})^2 = 8,80 \text{ ton/m}$$

$$P_{ah} = 8,80 \text{ ton/m} * \cos 10^\circ = 8,67 \text{ ton/m}$$

El corte ultimo total está dada por la fuerza P_{ah} con el factor de incremento de carga viva de 1,7, más la fuerza sísmica en el fondo de la cortina.

$$V_u = 1,7 * (8,67 \text{ ton/m}) + 1,66 \text{ ton/m} = 16,40 \text{ ton/m}$$

- Chequeo por corte: el diseño de secciones transversales sometidas a cortante deben satisfacer el siguiente criterio: la resistencia nominal al cortante afectado por un factor Φ , debe ser mayor a la fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

$$\Phi V_n > V_u$$

Donde

ΦV_n = fuerza cortante nominal de la sección considerada

V_u = Corte último en la sección

- Cálculo del corte nominal de la cortina:

Todos los elementos estructurales deben ser diseñados con base a un peralte efectivo, para el chequeo por corte en la cortina se tomará el peralte $t = 0,40 \text{ m}$, siendo la parte alta de la cortina y un diámetro de varilla núm. 8.

d = espesor de la cortina – recubrimiento – (\emptyset de varilla / 2)

$$d = 40 \text{ cm} - 7,50 \text{ cm} - 2,54 \text{ cm} / 2 = 31,23 \text{ cm}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados de acuerdo al capítulo 11 - 3 del ACI 318S - 05, para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión, como en este caso el muro en voladizo está dado por:

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

El apéndice D (ACI 318S-05), establece que cuando son utilizadas las combinaciones de cargas debe aplicarse un factor de reducción de resistencia Φ para los anclajes en el concreto, para el caso de desprendimiento por cabeceo del anclaje Φ es igual a 0,85.

$$\Phi V_{nc} = \frac{0,53 * (0,85) * \sqrt{210} * 100 * 31,23}{1\ 000} = 20,39 \text{ ton/m}$$

$$20,39 \text{ ton/m} > 16,40 \text{ ton/m}$$

Por lo tanto el espesor de la cortina sí chequea por cortante.

- Chequeo de cortina por flexión: La resistencia de diseño al momento ΦM_n , para la combinación de carga axial y flexión, debe cumplir con el siguiente criterio: la resistencia al momento flector de diseño afectado por un factor Φ , debe ser mayor al momento flector mayorado en la sección a considerar.

El código de diseño ACI 318S - 05, en su apéndice C sección C,2,2, establece que para estructuras que también resisten los efectos de la carga por sismo la carga última, no debe ser menos que:

$$U = 0,75 * (1,4D + 1,7L) + 1,0E$$

Donde

D = carga muerta

L = carga viva

E = carga debido a sismo

$$\Phi M_n > M_u$$

Donde

Mu = momento flector último actuante

ΦM_n = resistencia al momento flector de diseño

$$Mu = (0,75) * (1,7) * (8,67) * (4,95/3) + (1,66) * (2,16) = 21,83 \text{ ton} - \text{m/m}$$

El código de diseño ACI 318S - 05, en la sección 10 - 3 establece que el área de acero mínima de una sección de concreto armado no debe ser menor a:

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

Para la cortina del muro de contención en voladizo se tiene:

$$d = 31,23 \text{ cm}$$

$$b = \text{base unitaria (100 cm)}$$

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

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

Cálculo del acero mínimo para la sección:

$$A_{smin} = \frac{14}{2\ 810} * (100)(31,23) = 15,56 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del área de acero requerida debido al momento último se utiliza la siguiente ecuación:

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

$$A_{s_{req}} = \left[100 * 31,23 - \sqrt{(100 * 31,23)^2 - \left(\frac{21,83 * 1000 * 100}{0,003825 * 210} \right)} \right] * \frac{0,85 * 210}{2810}$$

$$A_{s_{req}} = 29,89 \text{ cm}^2$$

Cálculo del momento nominal debido al acero requerido:

$$M_n = \frac{\phi \left[A_{s_{req}} * f_y * d - \left(\frac{A_{s_{req}}^2 * f_y^2}{1,7 * (f_c)(b)} \right) \right]}{1000}$$

$$M_n = \frac{0,90 \left[29,89 * 2810 * 31,23 - \left(\frac{29,89^2 * 2810^2}{1,7 * (210)(100)} \right) \right]}{100000}$$

$$M_n = 21,83 \text{ Ton} - \text{m/m}$$

Como el $\phi M_n = M_u$, por lo tanto, el área de acero cumple con el momento último.

Utilizando varillas núm. 8 se calcula el espaciamiento necesario de la manera siguiente:

$$29,89 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$5,07 \text{ cm}^2 \rightarrow S$$

$$S = 16,96 \text{ cm} \approx 17 \text{ cm}$$

Se calcula el refuerzo longitudinal como área de acero por temperatura:

Utilizando varillas núm. 4 se calcula el espaciamiento necesario de la manera siguiente:

$$A_{stem.} = 0,0025 * b * d$$
$$A_{stem.} = 0,0025 * (100 \text{ cm}) * (31,23 \text{ cm}) = 7,81 \text{ cm}^2$$

$$7,81 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1.27 \text{ cm}^2 \rightarrow S$$

$$S = 16,26 \text{ cm} \approx 17 \text{ cm}$$

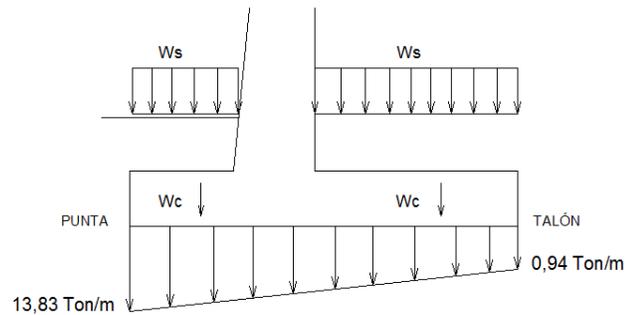
Refuerzo total de la pantalla del muro:

- Armado de la cortina principal con varillas núm. 8 @ 20 cm, en el sentido vertical.
- Armado de la cortina principal con varillas núm. 4 @ 20 cm, en el sentido longitudinal.
- Refuerzo para evitar agrietamiento se colocara cortina secundaria con varillas núm. 4 @ 20 cm, en ambos sentidos.

2.1.18.5.2. Diseño del armado de losa de base

Se determinan las cargas actuantes al rostro de la pantalla como lo muestra la figura:

Figura 47. Diagrama de cargas sobre la losa de base



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

- Diseño de la punta del muro:

Cálculo de fuerzas actuantes sobre la punta del muro:

$$W_S = (\gamma_S * (\text{Desplante} - t_{ZAPATA}) * L_{PIE})$$

$$W_S = (1,23 \text{ ton/m}^3)(1,25 \text{ m} - 0,55 \text{ m})(0,90 \text{ m}) = 0,77 \text{ ton/m}$$

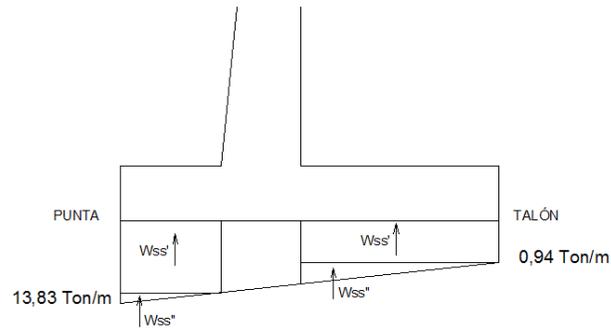
$$W_C = (\gamma_C * t_{ZAPATA} * L_{PIE})$$

$$W_C = (2,4 \text{ ton/m}^3)(0,55 \text{ m})(0,90 \text{ m}) = 1,19 \text{ ton/m}$$

$$W_{S+C} = 1,96 \text{ ton/m}$$

Cálculo del esfuerzo actuante bajo la punta del muro:

Figura 48. **Esfuerzos actuantes sobre la punta del muro**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Con base a la relación de triángulos semejantes se obtiene:

$$Y/(13,83 - 0,94) = (3,85-0,90) / (3,85)$$

$$Y = 9,88 \text{ ton/m}^2$$

$$Y_{\text{TOTAL}} = 9,88 \text{ ton/m}^2 + 0,94 \text{ ton/m}^2 = 10,82 \text{ ton/m}^2$$

$$w'_{SS} = (10,82 \text{ ton/m}^2)(0,90 \text{ m}) = 9,74 \text{ ton/m}$$

$$W''_{SS} = (13,83 \text{ ton/m}^2 - 10,82 \text{ ton/m}^2)(0,90 \text{ m}) = 2,71 \text{ ton/m}$$

- Cálculo del corte último: el diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe satisfacer el siguiente criterio: la resistencia nominal al cortante afectado por un factor Φ , debe ser mayor a la fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

$$\Phi V_n > V_u$$

Donde

V_u = fuerza cortante mayorada en la sección considerada

V_n = resistencia nominal al cortante

Cálculo de la fuerza cortante mayorada para la sección de la punta:

$$V_u = 1,7 * (w'_{ss} + W''_{ss} - W_{s+c})$$

$$V_u = 1,7 * (9,74 + 2,71 - 1,96) = 17,83 \text{ ton/m}$$

Cálculo del corte nominal resistente de la sección:

Todos los elementos estructurales deben ser diseñados con base a un peralte efectivo, para el chequeo por corte en la punta, se tiene un diámetro de varilla núm. 6.

$$d = 55 \text{ cm} - 7,50 \text{ cm} - 0,95 = 46,55 \text{ cm}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados de acuerdo al capítulo 11 del ACI 318 - 05, para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión, como en este caso el muro en voladizo está dado por:

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

Donde

b = base unitaria (100 cm)

d = 46,55 cm

Para el uso de concreto de peso liviano (ACI 8.6.1.), debe emplearse el factor de modificación λ como multiplicador de $\sqrt{f'c}$ en todas las ecuaciones y secciones aplicables, donde $\lambda=0,85$ para concreto liviano de arena de peso normal.

$$\Phi V_n = \frac{0,53 * (0,85) * \sqrt{210} * 100 * (46,55)}{1000} = 30,39 \text{ ton/m}$$

$$30,39 \text{ ton/m} > 17,83 \text{ ton/m}$$

Por lo tanto el espesor de la punta sí chequea por cortante.

- Chequeo por flexión: la resistencia de diseño a momento ΦM_n , para la combinación de carga axial y flexión, debe cumplir con el siguiente criterio: la resistencia al momento flector de diseño afectado por un factor Φ , debe ser mayor al momento flector mayorado en la sección considerada.

$$\Phi M_n > M_u$$

$$M_{\text{UROSTRO}} = 1,7 * (W'_{\text{SS}} * L_{\text{PIE}} / 2 + W''_{\text{SS}} * 2L_{\text{PIE}}/3 - W_{\text{S+C}} * L_{\text{PIE}} / 2)$$

$$M_{\text{UROSTRO}} = 1,7 * (9,74 * 0,45 + 2,71 * 0,60 - 1,96 * 0,45) = 8,72 \text{ ton} - \text{m/m}$$

Calculando acero mínimo para la punta del muro:

$$A_{smin} = \frac{14}{2810} * (100)(46,23) = 23,03 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área de acero requerido debido al momento último:

$$A_{sreq} = \left[100 * 46,23 - \sqrt{(100 * 46,23)^2 - \left(\frac{8,72 * 1000 * 100}{0,003825 * 210} \right)} \right] * \frac{0,85 * 210}{2810}$$

$$A_{sreq} = 7,55 \text{ cm}^2$$

Debido a que el acero mínimo es mayor que el acero requerido, entonces se debe de usar el acero mínimo.

$$23,03 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$2,85 \text{ cm}^2 \rightarrow S$$

$$S = 12,38 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm}$$

- Diseño del talón del muro:

Cálculo de fuerzas actuantes sobre el talón del muro, mostradas en la figura 46:

$$W_S = (\gamma_S * H * L_{TALÓN})$$

$$W_S = (1,23 \text{ ton/m}^3)(5,37 \text{ m})(2,40 \text{ m}) = 15,85 \text{ ton/m}$$

$$W_C = (\gamma_C * t_{ZAPATA} * L_{TALÓN})$$

$$W_C = (2,4 \text{ ton/m}^3)(0,55 \text{ m})(2,40 \text{ m}) = 3,17 \text{ ton/m}$$

$$W_{S+C} = 19,02 \text{ ton/m}$$

Cálculo del esfuerzo actuante bajo el talón del muro, mostrados en la figura 47:

Con base a la relación de triángulos semejantes se obtiene:

$$Y/(10,82 - 0,94) = (2,4) / (2,95)$$

$$Y = 8,04 \text{ ton/m}^2$$

$$Y_{\text{TOTAL}} = 8,04 \text{ ton/m}^2 + 0,94 \text{ ton/m}^2 = 8,98 \text{ ton/m}^2$$

$$w'_{SS} = (0,94 \text{ ton/m}^2)(2,40 \text{ m}) = 2,26 \text{ ton/m}$$

$$W''_{SS} = (8,98 \text{ ton/m}^2 - 0,94 \text{ ton/m}^2)(2,40 \text{ m}) = 19,30 \text{ ton/m}$$

Cálculo del corte último:

$$V_U = 1,7*(w'_{SS} + W''_{SS} - W_{S+C})$$

$$V_U = 1,7*(2,26 + 19,30 - 19,02) = 4,32 \text{ ton/m}$$

Cálculo del corte nominal resistente de la sección:

$$\Phi V_n = \frac{0,53 * (0,85) * \sqrt{210} * 100 * (55-7,5-1,27)}{1000} = 30,18 \text{ ton/m}$$

$$30,18 \text{ ton/m} > 4,32 \text{ ton/m}$$

Por lo tanto el espesor del talón sí chequea por cortante.

- Chequeo por flexión:

$$M_{\text{UROSTRO}} = 1,7 * (W_{\text{S+C}} * L_{\text{TALÓN}} / 2 - W'_{\text{SS}} * L_{\text{TALÓN}} / 2 - W''_{\text{SS}} * L_{\text{TALÓN}}/3)$$

$$M_{\text{UROSTRO}} = 1,7 * (19,02 * 1,2 - 2,26 * 1,2 - 19,30 * 0,8) = 7,94 \text{ ton} \cdot \text{m/m}$$

Calculando acero mínimo para el talón del muro:

$$A_{\text{smín}} = \frac{14}{2810} * (100)(46,23) = 23,03 \text{ cm}^2$$

Calculando el área de acero requerido debido al momento último:

$$A_{\text{Sreq}} = \left[100 * 46,23 - \sqrt{(100 * 46,23)^2 - \left(\frac{7,94 * 1000 * 100}{0,003825 * 210} \right)} \right] * \frac{0,85 * 210}{2810}$$
$$A_{\text{Sreq}} = 6,87 \text{ cm}^2$$

Debido a que el acero mínimo es mayor que el acero requerido, entonces se debe de usar el acero mínimo.

Calculando el espaciamiento del refuerzo para el talón del muro:

$$23,03 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$2,85 \text{ cm}^2 \rightarrow S$$

$$S = 12,38 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm}$$

Calculando el acero por temperatura

$$A_{stem.} = 0,0025 * b * d$$

$$A_{stem.} = 0,0025 * (100 \text{ cm}) * (46,23 \text{ cm}) = 11,56 \text{ cm}^2$$

$$11,56 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1,98 \text{ cm}^2 \rightarrow S$$

$$S = 17,13 \text{ cm} \approx 17 \text{ cm}$$

Armado final de la losa de base:

- Armado de punta, varilla núm, 6 @ 0,15 m en el sentido transversal.
- Armado de talón, varilla núm, 6 @ 0,15 m en el sentido transversal.
- Armado para refuerzo por temperatura, varilla núm, 5 @ 0,20 m en el sentido longitudinal.
- Armado de punta y talón en el área de compresión, varilla núm, 4 @ 0,20 m en ambos sentidos para evitar agrietamiento.

2.1.18.6. Drenaje

Los muros de contención de concreto reforzado deben contar con un eficiente sistema de filtración, conducción y evacuación del agua, siendo capaz de eliminar el agua del suelo saturado que generarían cargas hidrostáticas que pudieran desestabilizar el sistema, evitando así que aparezca la humedad provocada por la saturación del suelo en contacto con el muro, se utilizan entonces tres métodos que permitirán mantener el muro en funcionamiento estable y libre de agua, lloraderos, drenajes longitudinales y relleno granular.

En zonas de alta y media precipitación, el muro de contención debe contar con drenaje a diferentes alturas para evitar la acumulación de agua, éstos se

colocarán en función de la altura del muro y la permeabilidad del suelo, a partir de 2,00 metros de altura del muro de contención, se recomienda colocar la primera línea de drenajes, los subsecuentes se colocarán con una separación vertical y horizontal de 1,00 metros entre sí intercalados, hasta la altura final del muro.

Para evitar el problema de acumulación de agua en el relleno del muro en voladizo, se colocarán lloraderos, conformados por tubos de PVC con un diámetro de 3 pulgadas con un ángulo inverso de 15 grados a una distancia de 1,50 metros, en dirección vertical y horizontal, ya que Pastores muestra una alta frecuencia de lluvia.

En la pared del muro se deberá disponer de un filtro formado por piedrín de ½" con un espesor mínimo de 40 centímetros para evitar la acumulación de agua en el talón del muro, ya que el muro estará en contacto con una ladera natural, con este relleno se busca materializar entonces la transición granulométrica entre el terreno natural, distribuir de manera uniforme los empujes sobre la pantalla del muro y dificultar la salida del terreno natural a través de los lloraderos.

Se colocará además, una tubería ranurada con un diámetro de 6 pulgadas en la base de la cortina que permitirá el drenado del agua acumulada evitando así la debilidad de la unión entre la pantalla y el talón, además, debe colocarse una protección de concreto pobre, bajo el apoyo de la tubería ranurada impermeabilizando el contacto entre la tubería y el talón.

La presencia de agua en la base del relleno del muro en voladizo, aumentaría considerablemente el empuje sobre el muro; generando un mayor esfuerzo en el suelo bajo el talón, en los planos constructivos (ver

apéndice), se observa el detalle de la colocación del drenaje dentro del muro en voladizo.

2.1.19. Planos arquitectónicos y estructurales

Se procede a mostrar las representaciones gráficas de cada elemento que conformará el edificio escolar, conteniendo los detalles de refuerzo longitudinal y transversal, así como las dimensiones geométricas que cada uno tendrá para soportar los esfuerzos de flexión y corte.

2.1.19.1. Instalaciones del edificio

Las instalaciones en el edificio escolar son indispensables para un óptimo funcionamiento, son parte de una red pública de suministro y se distribuyen mediante una red interna a los puntos en los que interesa disponer de ellos.

2.1.19.2. Instalaciones hidráulicas

Son el conjunto de tuberías y conexiones de diferentes diámetros y diferentes materiales de gran importancia para alimentar y distribuir agua en el interior del edificio escolar.

Método de Hunter: para el diseño de la red hidráulica se usará el Método de Hunter, este es un método probabilístico, que establece que un sistema trabajará eficientemente, si contando con “n” artefactos, se diseña para “m” de ellos funcionando el 1 % del tiempo. Este método considera aparatos sanitarios de uso intermitente y tiene en cuenta el hecho de que cuanto mayor es su número, la proporción del uso simultáneo de los aparatos disminuye.

Para estimar la máxima demanda de agua de un edificio o sección de él, debe tenerse en cuenta si el tipo de servicio que prestarán los aparatos es público o privado.

La demanda máxima se determina calculando el total de unidades de descarga o unidades Hunter en función del número y tipo de artefactos a servir y multiplicándolos por su correspondiente factor de carga o unidad Hunter, estos valores se muestran en la tabla L.

Se recomienda aplicar al resultado de demanda máxima probable calculada un factor de corrección de 0,60.

Estimación de la demanda:

2 urinarios * 4 U.H.	=	8 U.H.
4 Lavabos * 2 U.H.	=	8 U.H.
5 Inodoros * 5 U.H.	=	<u>25 U. H.</u>
Total	=	41 U.H.

Tabla LI. **Unidades de gasto para el cálculo de tuberías de distribución de agua en los edificios**

Pieza	Tipo	Unidades de gasto		
		Total	Agua fría	Agua caliente
Tina		4	3	3
Lavadero de ropa		8	4,50	4,50
Ducha		4	3	3
Inodoro	Con tanque	5	5	--
Inodoro	Con válvular semiautomática	8	8	--
Lavadero	Cocina hotel, restaurante	4	3	3
Lavadero	Repostería	3	2	2
Bebedero	Simple	1	1	--
Bebedero	Múltiple	1*	1*	--
Lavatorio	Corriente	2	1,50	1,50
Lavatorio	Múltiple	2*	1,50	1,50
Botadero		3	2	2
Urinario	Con tanque	3	3	--
Urinario	Con válvular semiautomática	5	5	--

Fuente: RODRIGUEZ, Luis. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 49.

A continuación se muestran los gastos probables para la aplicación del Método de Hunter, los datos están dados en litros por segundo.

Tabla LII. **Gastos probables para el método de Hunter**

No. de	Gasto		No. de	Gasto	
	Tanque	Válvula		Tanque	Válvula
3	0,12	–	40	0,91	1,74
4	0,16	–	42	0,95	1,78
5	0,23	0,91	44	1,00	1,82
6	0,25	0,94	46	1,03	1,84
7	0,28	0,97	48	1,09	1,92
8	0,29	1,00	50	1,13	1,97
9	0,32	1,03	55	1,19	2,04
10	0,34	1,06	60	1,25	2,11
12	0,38	1,12	65	1,31	2,17
14	0,42	1,17	70	1,36	2,23
16	0,46	1,22	75	1,41	2,29
18	0,50	1,27	80	1,45	2,35
20	0,54	1,33	85	1,50	2,40
22	0,58	1,37	90	1,56	2,45
24	0,61	1,42	95	1,62	2,50
26	0,57	1,45	100	1,67	2,55
28	0,71	1,51	110	1,75	2,60
30	0,75	1,55	120	1,83	2,72
32	0,79	1,59	130	1,91	2,80
34	0,82	1,63	140	1,98	2,85
36	0,85	1,67	150	2,03	2,95
38	0,88	1,70	160	2,14	3,04

Fuente: RODRIGUEZ, Luis. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 50.

De la tabla LI se obtiene que la demanda máxima probable es de 0,95 l/s

Aplicando factor de corrección = $0,95 * 0,60 = 0,57 \text{ l/s} = 5,70 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$

Según la Dirección Municipal de Planificación, pruebas realizadas en el área; dieron como resultado que la velocidad en este sector de la red municipal es de 2 metros por segundo.

- Diámetro de la tubería

$$Q = V \cdot A$$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{7,50 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}}{2 \text{ m/s}} = 0,000285 \text{ m}^2$$

$$A = 0,44 \text{ plg}^2$$

Se usara la tubería de 3/4" tiene un área de 0,58 plg².

2.1.19.3. Instalaciones sanitarias

- Aguas negras: la evacuación de aguas se realiza por medio de un conjunto de tuberías que deberán llenar las condiciones siguientes:
 - Evacuar rápidamente las aguas, alejándola de los aparatos sanitarios.
 - Impedir el paso del aire, olores y organismos patógenos de las tuberías al interior de los edificios o viviendas.
 - Las tuberías deben ser de materiales durables e instalados de manera que no se provoquen alteraciones con los movimientos de los edificios.
 - Los materiales de las tuberías deben resistir la acción corrosiva de las aguas que transportan.

Para fines de diseño de las instalaciones sanitarias, es necesario tomar en cuenta el uso que se va a hacer de dichas instalaciones, el cual depende fundamentalmente del tipo de casa o edificio al que se va a prestar servicio, por lo que para diseñar se clasifican las instalaciones sanitarias en tres tipos o clases.

- Primera clase: es de uso privado y se aplica para instalaciones en vivienda, cuartos de baño privado, hoteles o instalaciones similares, destinados a una familia o una persona.

- Segunda clase: es la llamada de uso semipúblico, corresponde a instalaciones en edificios de oficinas, fábricas, o similares, donde los muebles son usados por un número limitado de personas que ocupan la edificación.
- Tercera clase: a esta clase corresponden las instalaciones de uso público, donde no existe límite en el número de personas ni en el uso, tal es el caso de los baños públicos, sitios de espectáculos y similares.

El diámetro de las redes está en función del diámetro de descarga de cada aparato sanitario, y de la descarga acumulada del grupo de artefactos conectados al ramal, tomando en cuenta que cualquier ramal debe ser mayor o igual al diámetro del sifón al que esté conectado.

La pendiente mínima para los ramales de descarga debe ser del 2 % para diámetros menores o iguales a 3 pulgadas y para diámetros mayores del 1 %.

Tabla LIII. **Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones simples y sifones de descarga**

Tipo de mueble o aparato	Unidades de descarga			Diámetro mínimo del sifón y derivación		
	Clase			Clase		
	1ra	2da	3ra	1ra	2da	3ra
Lavabo	1	2	2	1 ¼	1 ¼	1 ¼
Inodoro	4	5	6	3	3	3
Tina	3	4	4	1 ¼	2	2
Bidet	2	2	2	1 ¼	1 ¼	1 ¼
Cuarto de baño completo	7	-	-	3	3	3
Regadera	2	3	3	1 ¼	2	2
Urinario suspendido	2	2	2	1 ¼	1 ¼	1 ¼
Urinario vertical	-	4	4	-	2	2
Fregadero de viviendas	3	-	-	1 ¼	-	-
Fregadero de restaurante	-	8	8	-	3	3
Lavadero (ropa)	3	3	-	1 ¼	1 ¼	-
Vertedero	-	8	8	4	4	-
Bebedero	1	1	1	1 ¼	1 ¼	1 ¼
Lavaplatos de casa	2	-	-	1 ½	-	-
Lavaplatos comercial	-	4	-	-	-	2

Nota: el diámetro mínimo es el nominal en pulgadas.

Fuente: RODRIGUEZ, Luis. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 71.

Para el sistema sanitario se suman las unidades de descarga que se conectan al colector principal, en este caso se tiene que el total es de 41 unidades de hunter.

Dimensionamiento de las tuberías en el colector: las derivaciones o ramales se calculan a partir del conocimiento del número de descarga a las que dará servicio dicha tubería, esto se logra con la suma de las unidades de descarga de todos los muebles sanitarios que va a desalojar la derivación.

Tabla LIV. **Diámetro de la derivación en colector**

Derivación en colector		Número máximo de unidades de descarga			
mm	plg	Derivación horizontal s=0	Pendiente		
			1/100	2/100	3/100
32	1 ½	1	1	1	1
38	1 ½	2	2	2	2
50	2	4	5	6	8
63	2 ½	10	12	15	18
75	3	20	24	27	36
100	4	68	84	96	114
125	5	144	180	234	280
150	6	264	330	440	580
200	8	696	870	1 150	1 680
250	10	1 392	1 740	2 500	3 600
300	12	2 400	3 000	4 200	6 500
350	14	4 800	6 000	8 500	13 500

Fuente: RODRIGUEZ, Luis. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 72.

El total es de 41 unidades, se usará tubo de 4" con una pendiente de 2 %, porque la norma establece que para ramales horizontales puede transportar hasta 96 unidades, por lo tanto, la tubería de 4" es funcional.

Colección y evacuación de agua de lluvia: es el sistema de canaletas y tuberías que recoge el agua proveniente de las precipitaciones pluviales que caen sobre techos, patios y zonas pavimentadas de una edificación, y lo evacúa hacia un sistema de disposición adecuado.

Previamente al diseño y cálculo del sistema de evacuación de agua de lluvia, es importante analizar si es necesario o conveniente considerarlo en un proyecto de instalaciones sanitarias de una edificación.

El análisis de todos estos factores combinados, llevará a una decisión de implantar o no el sistema de evacuación de agua de lluvia. En los lugares donde, por la gran frecuencia y alta precipitación pluvial, se cuenta con red separada para evacuación de agua de lluvia, es indispensable diseñar el sistema en las edificaciones, conectándola a la red indicada.

Aun cuando la ciudad o lugar no cuente con red separada, pero se produzcan lluvias de alta precipitación y frecuencia, será necesario incluir el sistema, evacuando el agua de lluvia a las cunetas. En los lugares donde la precipitación pluvial con alta frecuencia, es baja, deberán instalarse sistemas de agua de lluvia, conectados a jardines o a la red de alcantarillado, tomando las precauciones necesarias para no obstruir los colectores, instalando interceptores de sólidos.

Así mismo, puede calcularse el diámetro de los conductos con la fórmula:

$$Q = \frac{C.I.A.}{360}$$

Donde

Q = caudal en m³/s

C = relación entre la escorrentía y la cantidad de lluvia caída en el área

I = intensidad de lluvia en mm/h

A = área a drenar en hectáreas

El valor de C puede estimarse:

- Para superficies impermeables de techos = 0,75 a 0,95
- Para pavimentos de asfalto = 0,85 a 0,90
- Para jardines, parques o prados = 0,05 a 0,25

Un elemento necesario para determinar la intensidad de diseño, es la frecuencia con que se presentará; puede asumirse una frecuencia de 10 o 20 años para el medio, ya que las tormentas demasiado intensas raramente se presentan, pero lluvias fuertes no usuales, se precipitan usualmente con este intervalo de tiempo en promedio.

Frecuencia de 10 años

$$I = \frac{5\,915,70}{t+35,8}$$

Donde

I = intensidad de lluvia promedio en la zona

t = tiempo de concentración en minutos

Conocido el caudal y la pendiente del área o conducto, podrá determinarse el diámetro respectivo.

Para la obtención del diámetro en cm se utiliza la fórmula de Manning:

$$D = \left(\frac{691\,000 \cdot Q \cdot n}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Donde

D = diámetro interior del tubo, en cm

Q = caudal requerido en m³/seg

n = coeficiente de rugosidad (ver tabla)

S= Pendiente

Tabla LV. **Coeficiente de rugosidad “n” para las fórmulas de Manning en tuberías**

Material	n
PVC y polietileno de alta densidad	0,009
Asbesto cemento	0,010
Hierro fundido nuevo	0,013
Hierro fundido usado	0,017
Concreto liso	0,012
Concreto rugoso	0,016
Mampostería con mortero de cemento	0,020
Acero soldado con revestimiento interior a base de ep	0,011
Acero sin revestimiento	0,014
Acero galvanizado nuevo o usado	0,014

Fuente: RODRÍGUEZ, Luis. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 79.

Se dispondrán bajadas de agua pluvial para drenar el techo del edificio y el diámetro de cada una de ellas, se calcula de la siguiente manera:

Por ser una superficie impermeable de techos se estimará una relación entre la escorrentía y la cantidad de lluvia caída en el área (C) de 1, debido a que se quiere 0 % de infiltración.

$$I = \frac{5\,915,70}{5+35,8} = 144,99 \text{ mm/h}$$

El área a drenar es de 31,33 metros cuadrados equivalente a 0,003133 hectáreas por lo tanto, el caudal es:

$$Q = \frac{1 \cdot 144,99 \cdot 0,003133}{360} = 0,00126 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 1,26 \text{ l/s}$$

Como se utilizará tubería de PVC, se estima un coeficiente de rugosidad $n=0,009$. Se estimará una pendiente de 1 %, quedando:

$$D = \left(\frac{691\,000 \cdot 0,00126 \cdot 0,009}{0,01^{1/2}} \right)^{3/8} = 5,04 \text{ cm} = 1,98 \text{ plg}$$

Se propone tubería de 2 pulgadas de diámetro de PVC.

2.1.19.4. Instalaciones eléctricas (iluminación y fuerza)

- Iluminación: en el diseño de la instalación eléctrica para iluminación se implementó el método del índice del local, que basado en clasificar el ambiente de acuerdo a los factores de reflexión en techo y pared.

- El diseño inicia definiendo la cantidad de luxes que necesita el ambiente, en este caso para una aula, a continuación se muestran los datos que se usaron:

Ejemplo aula de clase Núm. 1

Luxes = 400 (según normas de diseño eléctrico)

Tipo de iluminación = directa

Tipo de luz = fluorescente

Dimensiones del aula = 6m*5,40 m

% de reflexión de cielos = pintura blanca = 70 %

% de reflexión de paredes = crema claro = 70 %

% de reflexión en piso = granito = 25 %

Factor de mantenimiento (f.m.) = 0,70

Coefficiente de uso (C.U.) = 0,59

Los datos anteriores se obtuvieron de tablas de diseño eléctrico y ficha técnica del tipo de lámpara, lo que interesa es saber cuántos tubos fluorescentes se necesitan para cumplir con los 400 luxes, y para ello hay que usar la siguiente fórmula:

$$\text{Lúmenes necesarios} = \text{luxes} * \text{Área} / (\text{fm} * \text{c.u.})$$

$$\text{Lúmenes necesarios} = 400 * 32,40 / (0,70 * 0,59) = 31380 \text{ lúmenes}$$

El tubo fluorescente que se usará equivale a 3 000 lúmenes.

$$\text{Número de lámparas} = 31380 / 3000 = 10 \text{ tubos para el salón Núm. 1}$$

Se usarán 4 lámparas 3*40 tipo industrial en cada salón, como se muestra en planos.

Tabla LVI. **Resumen cálculo de lúmenes necesarios**

Ambiente	Dimensiones		A.A.	c.u.	f.m.	Luxes	Lúmenes necesarios	Núm. tubos	Núm. lámparas 3*40
Aula 1 (1er. nivel)	6,00	5,40	32,40	0,59	0,70	400	31380	10	4
Aula 2 (1er. nivel)	6,00	5,40	32,40	0,59	0,70	400	31380	10	4
Aula 2 (1er. nivel)	6,00	5,40	32,40	0,59	0,70	400	31380	10	4
Pasillo (1er. nivel)	11,20	2,90	32,48	0,59	0,70	50	3932	1	1
Oficina (1er. nivel)	2,84	2,90	8,24	0,59	0,70	300	5983	2	1
Auditorio (2do. nivel)	11,83	8,50	100,56	0,59	0,70	100	24347	8	3
Escenario (2do. nivel)	8,35	3,00	25,05	0,59	0,70	300	18196	6	2
Baños (2do. nivel)	2,83	2,52	7,13	0,59	0,70	200	3454	1	1

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Para diseñar la cantidad de luminarias por circuito se debe saber a cuántos amperios equivale una lámpara de 3*40.

$$\text{Amperios por lámpara} = 3\text{tubos} \times 40\text{watts} = 120 \text{ watts}/120\text{v}$$

$$\text{Amperios por lámpara} = 1 \text{ amperio cada lámpara}$$

El cable que se usará en los circuitos de iluminación será de calibre Núm. 12, según las especificaciones eléctricas, el cable conductor Núm. 12 puede transportar hasta 25 amperios. Por diseño conservador se emplearán 6 lámparas por circuito para no sobrepasar la capacidad del cable conductor, y se usará un *flip on* de 20 amperios para cada circuito de iluminación.

La potencia se divide dentro de 120 voltios; ya que es el tipo de instalación monofásica que se tiene del servicio eléctrico.

Cabe mencionar que la diferencia de amperios entre las líneas 1 y 2, no deber sobrepasar a las 10 unidades, esto se lograr observar cuando ya se tenga la distribución de los circuitos de fuerza.

- Fuerza: para el diseño de fuerza se tomó en cuenta los aparatos eléctricos que podrían estar conectados a la vez en un aula y sumar los watts de cada aparato, en este caso fueron los siguientes:

Cada tomacorriente se asumió con un consumo de 180 watts ya que no se tiene la certeza de lo que será conectado exactamente en el tomacorriente. Al igual que en los circuitos de iluminación se tiene como margen de seguridad un máximo de 10 tomacorrientes por circuito de 20 amperios.

Tabla LVII. **Circuitos de iluminación y fuerza**

Circuito	Descripción	Potencia unitaria (wats)	Unidades	Potencia Total Watts	Voltaje (Voltios)	L1 Amperios	L2 Amperios	Conductor	Flip On	
A	Iluminacion	40	18	720	120	6,00		#12	1x20	
B	Iluminacion	40	18	720	120	6,00		#12	1x20	
C	Ilumniación	40	6	240	120		2,00	#12	1x20	
D	Ilumniación	40	6	240	120		2,00	#12	1x20	
E	Iluminación	40	6	240	120	2,00		#12	1x20	
F	Ilumniación	40	12	480	120	4,00		#12	1x20	
G	Fuerza	180	7	1260	120		10,50	#12	1x20	
H	Fuerza	180	7	1260	120		10,50	#12	1x20	
I	Fuerza	180	7	1260	120	10,50		#12	1x20	
J	Fuerza	180	2	360	120	3,00		#12	1x20	
Diferencia entre L1 y L2 < 10 A						Suma	25,00			
						Amperaje total en caja de distribución	56,50 amperios	Suma		

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Se logra observar que entre la línea 1 y 2 la diferencia de amperios es únicamente 6,50 amperios, esto indica que la distribución en el tablero fue de una forma adecuada.

2.1.20. Cronograma

En la Tabla LVIII se detalla el programa de actividades a realizar.

Tabla LVIII. **Cronograma del edificio de dos niveles para usos múltiples en la aldea Las Cruces, El Tumbador, San Marcos**

Cronograma de Actividades	U	Cantidad	Meses														
			Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6	Mes 7	Mes 8							
Rebulo de identificación	unidad	1															
Trazo y estacado	m2	270															
Camión corrido CC-1	ml	81,8															
Lerariado de muro	m2	371,28															
Solera de humedad (0,20'x0,20)m	ml	84,7															
Solera intermedia (0,20'x0,20)	ml	160															
Solera de entreso (0,30'x0,20) m	ml	94															
Solera de corte (0,20'x0,20)	ml	62															
solera de moquette tipo A (0,20'x0,20)	ml	20															
solera de moquette tipo B (0,15'x0,20)	ml	10															
Columna tipo A	ml	102,3															
Columna tipo B	ml	87,1															
Columna tipo C	ml	170,3															
Columna tipo D	ml	13,6															
Columna tipo E	ml	24															
Columna tipo P	ml	14,6															
Solera tipo "U"	ml	15,3															
Losas tradicionales	m²	173,33															
Vigas V-1 y V-2	ml	26,1															
Módulo de paredes	m2	11,62															
Cubierta de lámina	m2	188															
Banqueta	m²	57,8															
Piso de granito, meacón y selecto	m2	274															
Repele, cemento en losas soleras y columnas	m2	402															
Instalación eléctrica de iluminación	global	1															
Instalación eléctrica de fuerza	Global	1															
Puertas	Global	1															
Ventanas de metal + vidrio de 5 mm	m2	116															
Instalación de agua potable y drenaje	unidad	1															
Drenaje de agua pluvial	unidad	1															
COSTO TOTAL			Q669.327,63														

Fuente: elaboración propia.

Tabla LIX. **Cronograma del muro de contención**

PROYECTO: EDIFICIO DE USO MÚLTIPLE PARA ALDEA LAS CRUCES, EL TUMBADOR, SAN MARCOS												
CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES	U. MEDIDA	CANTIDAD	MES 1	MES 2	MES 3							
Limpieza	m ²	100	■									
Trazo y nivelación	m ²	100	■									
Excavación	m ³	440		■	■	■						
Construcción de losa base	m ³	48,05				■	■	■				
Construcción cortina	m ³	44,18					■	■	■	■		
Drenaje	ml	26,1					■	■	■	■	■	■
Relleno	m ³	352,17									■	■
COSTO TOTAL			Q366 086,15									

Fuente: elaboración propia.

2.1.21. Presupuesto

En el presupuesto del edificio escolar se especifican los renglones que se deben realizar para ejecutar el proyecto, calculando para esto los respectivos precios unitarios, los precios de los materiales usados son valores comúnmente utilizados en el desarrollo de proyectos.

Tabla LX. **Presupuesto general del edificio de dos niveles para usos múltiples en la aldea Las Cruces, El Tumbador, San Marcos**

	REGLON	U. MEDIDA	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
1,1	Rotulo de identificacion	unidad	1	Q.2 586,08	Q2 586,08
1,2	Trazo y estaqueado	m2	220	Q.24,14	Q5 310,80
2	Cimiento corrido CC-1	ml	81,8	Q.258,27	Q21 126,49
3	Levantado de muro	m2	371,28	Q.177,37	Q65 853,93
4	Solera de humedad (0,20*0,20)m	ml	84,7	Q.145,77	Q12 346,72
5	Solera intermedia (0,20*0,20)	ml	160	Q.144,03	Q23 044,80
6	Solera de entrepiso (0,30*0,20) m	ml	94	Q.218,64	Q20 552,16
7	Solera de corona (0,20*0,20)	ml	62	Q.185,36	Q11 492,32
8	solera de mojinete tipo A (0,20*0,20)	ml	20	Q.168,58	Q3 371,60
9	solera de mojinete tipo B (0,15*0,20)	ml	10	Q.193,15	Q1 931,50
10	Columa tipo A	ml	102,3	Q.80,74	Q8 259,70
11	Columa tipo B	ml	87,1	Q.79,39	Q6 914,87
12	Columa tipo C	ml	170,3	Q.91,10	Q15 514,33
13	Columa tipo D	ml	13,6	Q.180,59	Q2 456,02
14	Columa tipo E	ml	24	Q.47,40	Q1 137,60
15	Columa tipo P	ml	14,6	Q.239,45	Q3 495,97
16	Solera tipo "U"	ml	15,3	Q.85,37	Q1 306,16
17	Losa tradicional	m ²	173,33	Q.820,30	Q142 182,60
18	Vigas V-1 y V-2	ml	26,1	Q.684,83	Q17 874,06
19	Módulo de gradas	m2	11,62	Q.759,87	Q8 829,69
20	Cubierta de lámina	m2	188	Q.313,05	Q58 853,40
21	Banqueta	m ²	57,8	Q.183,61	Q10 612,66
22	Piso de granito, mezlón y selecto	m2	274	Q.289,10	Q79 214,68
23	Repello, cernido en losa, soleras y columnas	m2	402	Q.67,11	Q26 979,21
24	Instalacion electrica de iluminacion	global	1	Q.19 494,33	Q19 494,33
25	Instalacion electrica de fuerza	Global	1	Q.9 271,44	Q9 271,44
26	Puertas	Global	1	Q.12 848,00	Q12 848,00
27	Ventanas de metal + vidrio de 5 mm	m2	116	Q.353,04	Q40 952,64
28	Instalacion de agua potable y drenaje	unidad	1	Q.27 064,16	Q27 064,16
29	Drenaje de agua pluvial	unidad	1	Q.8 449,71	Q8 449,71
COSTO TOTAL					Q669 327,63

EL COSTO DEL PROYECTO ASCIENDE A LA CANTIDAD DE SEISCIENTOS SESENTA Y NUEVE MIL TRESCIENTOS VEINTISIETE QUETZALEZ CON SESENTA Y TRES CENTAVOS

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXI. Presupuesto general del muro de contención

PROYECTO: EDIFICIO DE USO MÚLTIPLE PARA ALDEA LAS CRUCES, EL TUMBADOR, SAN MARCOS

INTEGRACION DE COSTOS GENERALES					
REGLON		U. MEDIDA	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	Trabajos preliminares	m ²	100	Q.28,61	Q2 861,00
1,1	Limpieza	m ²	100	Q.6,35	Q635,00
1,2	Trazo y nivelación	m ²	100	Q.22,26	Q2 226,00
2	Excavación	m ³	440	Q.31,03	Q13 653,20
3	Construcción de losa base	m ³	48,05	Q.2 904,39	Q139 555,94
4	Construcción cortina	m ³	44,18	Q.4 039,40	Q178 460,69
5	Drenaje	m ^l	26,1	Q.790,46	Q20 631,01
6	Relleno	m ³	352,17	Q.31,02	Q10 924,31
COSTO TOTAL					Q366 086,15

EL COSTO DEL PROYECTO ASCIENDE A LA CANTIDAD DE TRESCIENTOS SESENTA Y SEIS MIL, OCHENTA Y SEIS CON QUINCE CENTAVOS

Fuente: elaboración propia.

2.1.22. Evaluación de impacto ambiental

Es un instrumento técnico-legal de carácter predictivo que sirve para identificar, comprender, conocer y gestionar los impactos ambientales que el proyecto a realizar puede causar.

Tabla LXII. Estudio de impacto ambiental

Núm.	Actividad	Impacto negativo	Medidas de mitigación
1	Limpieza inicial: Chapeo Trazo Nivelación Excavación	Aumento de erosión. Movimiento de tierras. Eliminación de capa vegetal. Tala de árboles. Ingreso de maquinaria pesada.	Realizar las actividades de limpieza general únicamente en las áreas indispensables para la ejecución del proyecto. Reducir la tala en exceso y fomentar la reforestación de la zona. Ubicar zonas adecuadas y seguras para la colocación del material demolido. Señalización de zona de construcción.
2	Desarrollo del proyecto: Ingreso de maquinaria pesada y liviana.	Deterioro de las vías de acceso. Congestionamiento vial. Ruido excesivo. Producción de desechos sólidos.	Señalizar las vías de acceso de maquinaria pesada y liviana. Asignar personal guía de tránsito. Utilizar vías alternas. Optimizar las horas de trabajo mientras no se encuentra la población estudiantil. Colocar contenedores para los desechos.
	Transporte de materiales Ingreso de cuadrillas de trabajadores.	Accidentes dentro del proyecto. Daños a terceros. Aumento de vectores.	Proveer al personal de un equipo de seguridad adecuado. Utilización de andamios. Circular el área de trabajo. Asignar y ubicar un botiquín de primeros auxilios dentro de la construcción. Establecer letrinas para el uso de los trabajadores.
3	Periodo operativo: Profesores y alumnos	Posibles accidentes de la población estudiantil. Incendios. Sismos.	Señalización de salidas de emergencia y puntos de reunión. Mantener despejados los módulos de gradas. Colocación de extintores de fuego.

Fuente: elaboración propia.

2.2. Diseño de la red de alcantarillado sanitario para el casco urbano del municipio de El Tumbador, departamento de San Marcos

2.2.1. Descripción del proyecto

Este proyecto comprende el diseño del alcantarillado sanitario del casco urbano del municipio El Tumbador, en el departamento de San Marcos. Para su realización se hizo, en primer lugar, un estudio poblacional y un levantamiento topográfico, en lo que se refiere a altimetría y planimetría.

La red tiene una línea principal con longitud de 4,54 kilómetros, en los cuales se diseñaron 105 pozos de visita, los que se construirán según especificaciones del Instituto de Fomento Municipal (INFOM), como alturas mínimas, cotas invert y otros. La tubería a utilizar será de PVC y tendrán diámetros de 6, 8 y 10 pulgadas. Las pendientes en la tubería se tomaron de acuerdo a la pendiente del terreno, siempre y cuando ésta no provoque que la velocidad y caudales dentro de las alcantarillas estén fuera de especificaciones. Su desfogue será en dos plantas de tratamiento que la municipalidad de El Tumbador contratará y las cuales se encuentran en fase de estudio.

2.2.2. Aspectos preliminares

Se realizó un recorrido en todo el casco urbano para conocer las condiciones en que se encuentra la población, las condiciones del terreno donde pasará la línea central así como recabar la información necesaria para el diseño del alcantarillado.

2.2.3. Levantamiento topográfico

En la realización del levantamiento topográfico del área a drenar, no sólo se tomó en cuenta el área edificada en la actualidad, sino también, las que en un futuro puedan contribuir al sistema, incluyendo la localización exacta de todas las calles y zonas con o sin edificación; edificios; alineación municipal; carreteras; todos los pavimentos, anotando su clase y estado; parques públicos; campos de deporte y todas aquellas estructuras naturales y artificiales que guarden relación con el problema a resolver e influyan en los diseños.

Para el levantamiento topográfico se utilizaron los procedimientos de platimetría y altimetría. El método utilizado fue el taquimétrico y para el levantamiento, el de conservación de azimut, utilizando como equipo un teodolito electrónico marca Wild, dos plomadas, una cinta métrica con longitud de 50 metros, estadal, martillo, estacas y trompos.

2.2.3.1. Altimetría

El desarrollo del presente estudio requirió de un levantamiento topográfico del perfil del terreno, para determinar las diferentes elevaciones y pendientes del mismo. El levantamiento que se realizó en este caso fue de primer orden, por tratarse de un proyecto de drenajes, en el que la precisión de los datos es muy importante. Se realizó una nivelación trigonométrica para lo cual se utilizó un teodolito electrónico marca Wild, plomada, un estadal y cinta métrica. El método de nivelación trigonométrica es funcional para distancias menores a 300 metros.

2.2.3.2. Planimetría

El levantamiento planimétrico sirve para localizar la red dentro de las calles, ubicar los pozos de visita y en general ubicar todos aquellos puntos de importancia.

Para el levantamiento planimétrico se utilizó el método de conservación de azimut con vuelta de campana, para poligonal abierta por tener la ventaja que permite conocer el error de cierre.

2.2.4. Población futura

El sistema de alcantarillado debe adecuarse a un funcionamiento eficiente durante un período determinado. En este caso se adoptó un período de diseño de 30 años. Para encontrar la cantidad de habitantes que utilizarán el servicio en el período establecido, se utilizó el método de incremento geométrico, por ser uno de los que más se aproxima a la realidad del crecimiento de poblaciones en vías de desarrollo, situación que se presenta en este poblado.

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

Donde

Pf = población buscada

Po = población del último censo

r = tasa de crecimiento

n = período de diseño

Utilizando el método geométrico se evaluó el crecimiento de la población a servir, y se encontraron los porcentajes de las tasas de crecimiento, que según el Instituto Nacional de Estadística (INE), es de 2,30 % anual.

2.2.5. Período de diseño

El período de diseño, como ya se mencionó, es de 30 años, se adoptó este período de tiempo, tomando en cuenta los recursos económicos con los que cuentan la aldea, la vida útil de los materiales y las normas del Instituto de Fomento Municipal (INFOM).

2.2.6. Diseño del sistema de alcantarillado sanitario

Se realizó el diseño del sistema de drenaje sanitario para una población de crecimiento poblacional futura, a 30 años. Su estudio es importante ya que posibilita a analizar cómo se rigen los líquidos en las tuberías a sección llena y parcialmente llena.

2.2.6.1. Partes de un sistema de alcantarillado sanitario

Los componentes de una red de alcantarillado lo conforman los pozos de visita, conexiones domiciliarias, líneas de conducción o colectores principales y las plantas de tratamiento.

2.2.6.2. Alcantarillas

Son los conductos por donde corren las aguas negras, pluviales o ambas, que provienen de las calles, casas, industrias, comercios, entre otros.

Se tienen tres tipos de sistemas de alcantarillado, cuya elección dependerá de los estudios que se realicen y las condiciones que se presenten, tanto económicas, físicas como funcionales y son alcantarillado sanitario, pluvial y el combinado, aunque este último no es muy recomendable.

2.2.6.3. Sistema de alcantarillado sanitario

Es el que conduce las aguas que llevan los residuos provenientes de las viviendas; se pueden recolectar algunos desechos industriales, pero no está diseñado para las aguas provenientes de las lluvias. En el proyecto en estudio, es este tipo de alcantarillado el que se diseñará, tomando en cuenta las necesidades y aspectos socioeconómicos de los beneficiarios, la necesidad primordial a sanar, como es el caso de la contaminación del ambiente, por la mala disposición de aguas residuales.

2.2.6.4. Pozos de visita

Son estructuras construidas con el objeto de conectar los distintos ramales de un sistema de alcantarillado; además, cumplen una función de acceso para limpieza e inspección en los mismos. Son de sección circular y la parte superior tiene forma de cono truncado y lleva una tapadera circular, que permite el acceso al interior del pozo.

2.2.6.5. Conexión domiciliar

Instalaciones que unen las aguas provenientes de las viviendas o edificios, con el sistema municipal o público de drenaje. Están formadas por una tubería secundaria y una caja de registro.

2.2.7. Cálculo de caudales

Para determinar los caudales de aguas servidas que recorre un conjunto de tuberías que forman una red de alcantarillado sanitario, es importante conocer los factores a utilizar para determinar el tipo de tubería y accesorios a utilizar, que harán que el agua circule por ellas en las condiciones determinadas por el proyecto.

2.2.7.1. Consideraciones generales

En un sistema de drenaje sanitario se trata de conseguir que las tuberías sean capaces de llevar un cierto caudal, a una velocidad limitada, a un tirante de flujo establecido y una velocidad de arrastre mínima establecida por las normas utilizadas en este proyecto, lo que asegura un buen funcionamiento del sistema.

2.2.7.1.1. Caudal

El caudal que puede transportar el drenaje está determinado por el diámetro, pendiente y velocidad del flujo dentro de la tubería. Por norma el drenaje funciona como un canal abierto, es decir, que no funciona a presión.

2.2.7.1.2. Tirante

La altura del tirante del flujo deberá ser mayor de 10 % del diámetro de la tubería y menor del 75 % de la misma. Estos parámetros aseguran su funcionamiento como canal abierto, así como funcionalidad en el arrastre de los sedimentos.

2.2.7.1.3. Velocidad de flujo

La velocidad del flujo se determina por la fórmula de Manning y las relaciones hidráulicas de v/V .

Donde

v = velocidad del flujo.

V = velocidad a sección llena.

Las Normas generales para diseño de alcantarillados del Instituto de Fomento Municipal (INFOM), así como la Norma ASTM F-949, establecen el rango de velocidades permisibles en tubería de PVC:

- Velocidad máxima con el caudal de diseño de 3 metros por segundo según el Instituto de Fomento Municipal (INFOM).
- Velocidad mínima con el caudal de diseño de 0,60 metros por segundo según el Instituto de Fomento Municipal (INFOM).
- Velocidad según especificaciones técnicas de la tubería NOVAFORT ASTM F-949 es de 0,40 metros por segundo hasta 5,00 metros por segundo.

La velocidad mínima es para que no exista sedimentación y por consiguiente algún taponamiento, la velocidad máxima es para evitar la erosión o desgaste del material. Para la tubería de PVC de pared doble, lisa interiormente y corrugada externamente, norma ASTM F-949, se permiten velocidades máximas de 5,0 metros por segundo, ya que tiene mayor resistencia a la erosión y desgaste. También es importante considerar que para

tramos iniciales con poco caudal se toleran velocidades mínimas de hasta 0,40 metros por segundo.

2.2.7.1.4. Velocidad de arrastre

La velocidad de arrastre es la mínima velocidad del flujo que evita que los sólidos se sedimenten y de esa manera destruyan el sistema. Por lo tanto, la velocidad de arrastre es la que asegura un buen funcionamiento del sistema, cuando éste se encuentra funcionando en su límite más bajo, es decir, cuando el valor de la relación d/D es igual a 0,10.

2.2.8. Caudal domiciliar

Es el agua que ha sido utilizada para limpieza, producción de alimentos o limpieza de las mismas personas, es desechada y conducida a la red de alcantarillado. El agua de desecho doméstico está relacionada con la dotación y suministro de agua potable. Una parte de ésta no será llevada al alcantarillado, como la de los jardines y lavado de vehículos, el valor del caudal domiciliar está afectado por un factor de retorno que varía entre 0,70 a 0,95.

Donde

Dot = dotación (l/hab/día)

Núm Hab= número de habitantes

Qdom = caudal domiciliar (l/s)

FR = factor de retorno

Para el diseño del alcantarillado sanitario en el casco urbano del municipio, se utilizó una dotación de 110 litros por habitante por día, considerando diferentes factores como clima, costumbres, entre otros.

El factor de retorno que se tomó como criterio para este proyecto fue de 0,80, considerando que el clima de la aldea es cálido, el agua que se utiliza, en su mayoría se utiliza para aseo personal y como mitigación de calor.

2.2.9. Caudal de conexiones ilícitas

Es producido por las viviendas que conectan las tuberías del sistema de agua pluvial al alcantarillado sanitario. Se estima un porcentaje de viviendas que pueden realizar conexiones ilícitas que varía de 0,5 a 2,5 %. Éste se calcula por medio de la fórmula del método racional, ya que tiene relación con el caudal producido por las lluvias.

$$Q_{ci} = \frac{CIA}{360} = \frac{CI * (A\%) * 100}{360}$$

Donde

Q_{ci} = caudal de conexiones ilícitas (m^3/s)

C = coeficiente de escorrentía

I = intensidad de lluvia (mm / hora)

A = área que es factible de conectar o tributaria (Ha)

Por no contar con la información necesaria para la utilización del método racional, el caudal de conexiones ilícitas se calculará por medio de los parámetros regulados por las Normas del Instituto de Fomento Municipal (INFOM) y este se puede calcular como un 10 % mínimo del caudal domiciliar, pero debido a que las personas del lugar del proyecto conducen las aguas pluviales hacia el alcantarillado este factor se aumentará al 75 % y se expresa de la siguiente manera:

$$Q_{ci} = 0,75 * Q_{dom}$$

2.2.10. Caudal de infiltración

Es el caudal que se infiltra en la alcantarilla, el cual depende de la profundidad del nivel freático del agua, de la profundidad y tipo de tubería y de la permeabilidad del terreno, el tipo de juntas y la calidad de mano de obra utilizada y de la supervisión técnica.

Este caudal no se calcula para tuberías de PVC pero el Instituto de Fomento Municipal (INFOM) recomienda tomar como mínimo un 10 % del caudal domiciliar como caudal de infiltración.

$$Q_{inf} = 10 \% Q_{dom}$$

Donde

Q_{inf} = caudal de infiltración en l/s

Q_{dom} = caudal domiciliar en l/s

2.2.11. Caudal comercial

Es el agua que se desecha de los comercios, restaurantes, hoteles, entre otros. La dotación comercial varía según el establecimiento a considerarse y puede estimarse entre 600 a 3000 litros por comercio por día.

$$Q_{com} = \frac{N^{\circ} \text{ Com} * \text{Dot}}{86\ 400}$$

Donde

Q com. = caudal comercial

Dotación = dotación (l/ocupación/día)

Núm Com= número de comercios

2.2.12. Caudal industrial

Es el agua negra proveniente de las industrias, fábricas, textiles, licoreras y otras para fines diversos.

$$Q_{ind} = \frac{N^{\circ} \text{ Ind} * \text{Dot}}{86,400}$$

Donde

Qind = caudal industrial

Dotación = dotación (l/industria/día)

Núm Ind = número de industrias

2.2.13. Factor de caudal medio

Este es un factor que regula la aportación de caudal en la tubería. Se considera que es el caudal con que contribuye un habitante debido a sus actividades, sumando los caudales doméstico, de infiltración, por conexiones ilícitas, entre la población total. Este factor debe estar dentro del rango de 0,002 a 0,005. Si da un valor menor se tomará 0,002, si fuera mayor se tomará 0,005 considerando siempre que este factor no esté demasiado distante del rango máximo y mínimo establecido.

Al realizar el cálculo de cada uno de los caudales anteriormente descritos, se procede a obtener el valor del caudal medio, que está dado por la siguiente expresión:

$$Q_{med} = Q_{dom} + Q_{inf} + Q_{ci}$$

Para facilitar la obtención del factor de caudal medio, las instituciones que se dedican al diseño de sistemas de alcantarillado sanitario han establecido valores de este factor con base en la experiencia. Tales valores se presentan en la tabla LXIII.

Tabla LXIII. **Valores permitidos de factor de caudal medio**

Fqm	Institución
0,0046	Instituto de Fomento Municipal (INFOM)
0,0030	Municipalidad de Guatemala
0,002 – 0,005	Dirección General de Obras Públicas (DGOP)

Fuente: elaboración propia, con base en la Dirección General de Obras Públicas (DGOP) y las Normas establecidas por el Instituto de Fomento Municipal (INFOM), p. 21.

Para el casco urbano del municipio de El Tumbador, no se tomó en cuenta el caudal comercial, tampoco el caudal industrial, sin embargo, se tomó el caudal de infiltración y de conexiones ilícitas. Tomando el criterio de la Dirección General de Obras Públicas (DGOP), el valor del factor de caudal medio se calculó de la siguiente manera:

$$FQM = \frac{Q_{med}}{\text{Núm habitantes}}$$

$$0,002 \leq FQM \leq 0,005$$

Donde

Qmed = caudal medio

Núm. hab = habitantes en análisis

2.2.14. Factor de Harmond

Es el valor estadístico que determina la probabilidad del número de usuarios que estarán haciendo uso del servicio. Está dado de la siguiente manera:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

Donde

FH= factor de Harmond

P = población futura acumulada en miles.

2.2.15. Caudal de diseño

Para realizar la estimación de la cantidad de agua negra que transportará el alcantarillado en los diferentes puntos donde aquella fluya, primero se tendrán que integrar los valores que se describen en la fórmula siguiente:

$$Qdis = N^{\circ}Hab * FH * FQM$$

Donde

Qdis = caudal de diseño

Núm. Hab = número de habitantes futuros acumulados

FH = factor de Harmond

FQM = factor de caudal medio a utilizar

2.2.16. Pendientes máximas y mínimas

Para reducir costos por excavación, la pendiente de la tubería deberá adaptarse a la pendiente del terreno. Sin embargo, en todos los casos se tiene que cumplir con las siguientes especificaciones hidráulicas que determinan la pendiente apropiada de la tubería:

$$q < Q$$

Donde

q = caudal de diseño

Q = caudal a sección llena

$$0,1 < d / D < 0,75$$

Donde

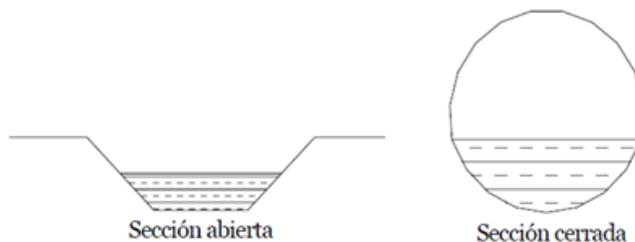
d = tirante

D = diámetro interno de la tubería

2.2.17. Principios hidráulicos

Las alcantarillas basan su funcionamiento en transportar el agua de desecho en conductos libres que están en contacto del aire, a los cuales se les conoce como canales. El flujo queda determinado por la pendiente del canal y la superficie del material del cual está construido. La sección del canal, como se muestra en la figura 49, puede ser abierta o cerrada. En el caso de los sistemas de alcantarillado se emplean canales cerrados circulares, en donde la superficie del agua está sometida a la presión atmosférica y, eventualmente, a presiones producidas por los gases que se forman en el canal.

Figura 49. **Sección del canal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

2.2.18. Ecuación de Manning

Los valores de velocidad y caudal que ocurren en un canal se han estimado por medio de fórmulas desarrolladas experimentalmente, en las cuales se involucran los factores que más afectan al flujo de las aguas en el canal. La ecuación que más se utiliza es la de *Manning*, que es:

$$V = \frac{\sqrt[3]{R^2}}{n} * \sqrt{S}$$

Donde

V = velocidad

R = radio hidráulico

S = pendiente

n = coeficiente de rugosidad, depende del material que se utiliza.

Debido a que normalmente los diámetros nominales de la tubería utilizada son dados en pulgadas, la fórmula anterior ha sido adaptada para ser usada de la siguiente forma:

$$V = \frac{0,03429 \times \emptyset^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

Donde

V = velocidad (m/s)

\emptyset = diámetro en pulgadas

S = pendiente de la tubería (%)

n = coeficiente de rugosidad, el cual depende del material que se utiliza.

Para este proyecto, por utilizar tubería PVC, se utilizó un coeficiente de rugosidad igual a 0,010.

2.2.19. Ecuación a sección llena

Para el diseño del alcantarillado sanitario se debe contar con la información correspondiente a los valores de la velocidad y caudal de la sección llena de la tubería que se está utilizando. Para el cálculo de la velocidad se emplea la fórmula siguiente:

$$V = \frac{\sqrt[3]{R^2}}{n} \times \sqrt{S}$$

Donde

V = velocidad

R = radio hidráulico

S = pendiente

n = coeficiente de rugosidad, el cual depende del material que se utiliza.

El caudal que transportará:

$$Q = A \cdot V$$

Donde

Q = caudal a sección llena (l/s)

A = área de la tubería (m²)

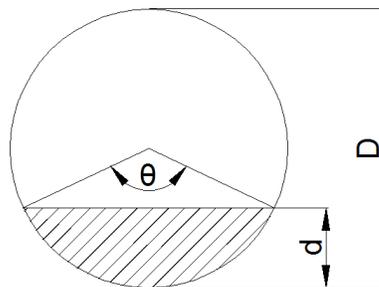
V = velocidad a sección llena (m/s)

2.2.20. Ecuación a sección parcialmente llena

Debido a las variaciones de flujo de los alcantarillados, por lo general se diseñan a sección parcialmente llena. Por esta razón es necesario hacer las relaciones correspondientes, para determinar los caudales y velocidades en las tuberías de los alcantarillados.

Las ecuaciones para calcular las características hidráulicas de la sección parcialmente llena, del flujo en las tuberías circulares, se presentan a continuación.

Figura 50. **Tubería parcialmente llena**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2010.

$$A = \left(\frac{\theta^2}{4}\right) * \left(\frac{\pi * \theta}{360}\right) * \left(\frac{\text{sen } \theta}{2}\right)$$

$$P = \frac{\pi * \theta^2}{360}$$

$$v = \left(\frac{1}{n}\right) * \left(R^{\frac{2}{3}}\right) * \left(S^{\frac{1}{2}}\right)$$

$$R = \left(\frac{D}{4}\right) * \left(1 - \frac{360 * \text{sen } \theta}{2 * \pi * \theta}\right)$$

$$Q = A * V$$

$$d = \left(\frac{D}{2}\right) * \left(1 - \cos \frac{D}{2}\right)$$

Donde

D= diámetro del tubo

d = tirante de la sección

V = velocidad a sección parcial

Q = caudal a sección parcial

2.2.21. Relaciones hidráulicas

Es el conjunto de operaciones estrictamente analizadas que dan resultados de una tubería que trabaja a sección parcialmente llena, tales como velocidad, área, caudal, perímetro mojado, tirante y radio hidráulico. Utilizando tablas y gráficas originadas a través de la fórmula de *Manning*.

Se deberán determinar los valores de la velocidad y caudal a sección llena por medio de las ecuaciones ya establecidas, se procederá a obtener la relación de caudales (q/Q), caudal de diseño entre caudal a sección llena.

Se consideran las siguientes especificaciones hidráulicas, para garantizar que el sistema funcione de acuerdo a las normas.

- Caudal de diseño < caudal a sección llena

- La velocidad de estar comprendida entre:
 - $0,40 \leq v \leq 4,00$ (metros por segundo) para tubería de PVC
 - $0,60 \leq v \leq 2,50$ (metros por segundo) para tubería de concreto

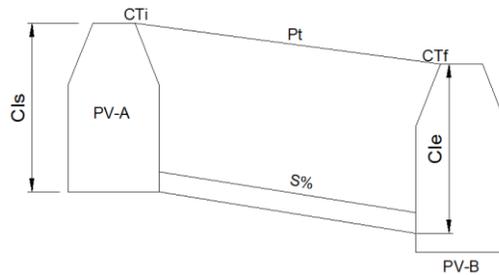
Para que exista una velocidad mínima suficiente que garantice que existan fuerzas de arrastre que no permitan la sedimentación y que las velocidades medias no provoquen daños en las tuberías por fricción.

2.2.22. Cálculo de cotas invert

Son las cotas que determinan el nivel de colocación de la tubería que se conectan entre los pozos de visita, desde la parte interna inferior de la tubería hasta la cota del terreno. Estas son las profundidades a las cuales se deben colocar las tuberías de entrada y salida en los pozos de visita con relación a las cotas de estos.

En un tramo inicial la tubería puede tener la misma pendiente del terreno, si cumple con las especificaciones hidráulicas mencionadas anteriormente y no habrá necesidad de ajustar la profundidad de la tubería, para que cumpla con los requisitos mínimos o máximos hidráulicos, quedando de esta manera una cota invert con la menor profundidad posible, además, de reducir considerablemente el costo de instalación de la tubería.

Figura 51. **Detalle de cota invert tramo inicial**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

$$Cl_s = CT_i - (H_t + E + \emptyset)$$

$$Cl_e = Cl_s - (DH * S \%)$$

$$H_p(PV-A) = CT_i - Cl_e$$

$$H_p(PV-B) = CT_f - Cl_e(PV-B)$$

Donde

H_t = altura de tráfico liviano (1 metro)

Cl_s = cota invert de salida

Cl_e = cota invert de entrada

CT_i = cota de terreno inicial

CT_f = cota de terreno final

Ø = diámetro tubo

DH = distancia horizontal entre pozos

E = espesor de la tubería

S% = pendiente de la tubería dividida 100

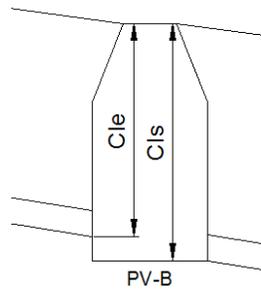
H_p = altura del pozo

PV = pozo de visita

P_t = pendiente de terreno

- En un tramo intermedio cuando a un pozo de visita entran tuberías y sale otra del mismo diámetro, la cota invert de salida estará como mínimo 3 centímetros debajo de la cota invert de entrada; más baja de todas en el pozo, quedando la ecuación de esta manera.

Figura 52. **Detalle de cota invert pozo intermedio**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Donde

Cls = cota invert de salida

Cle = cota invert de entrada mas baja

Pv = pozo de visita

Cuando en un pozo de visita ingresa más de una tubería de diferente diámetro y sale una de diámetro distinto; la cota invert de salida será la diferencia de los diámetros para cada una y se tomará la cota de menor valor.

$$Cls = Cle - (\varnothing a - \varnothing b)$$

Donde

Cl_s = cota invert de salida

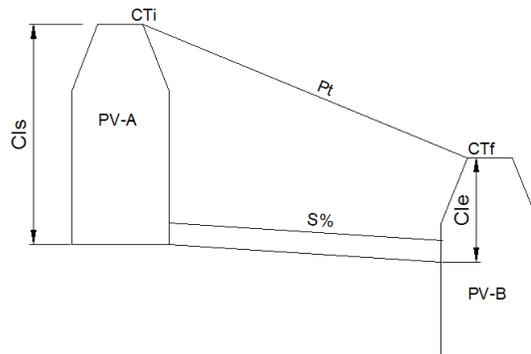
Cl_e = cota invert de entrada

Ø_a = diámetro tubería de entrada

Ø_b = diámetro tubería de salida

Cuando no se cumplen los requisitos de velocidad y tirante a sección parcialmente llena debido a la topografía del terreno, se debe ajustar la pendiente y profundidad de la tubería; para luego rectificar los parámetros con la nueva propuesta, siempre respetando la altura mínima entre cotas invert de entrada y de salida en un mismo pozo, así como la profundidad mínima de la tubería, según el tipo de tráfico en el lugar.

Figura 53. **Ajuste de pendiente de tubería**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

$$\text{Stub} = \left(\frac{\text{Clsp} - (\text{CTf} - (\text{Ht} + \text{E} + \emptyset))}{\text{DH}} \right) * 100$$

Donde

Stub = pendiente de tubería a proponer

Clsp = cota invert de salida propuesta

Ciep = cota invert mínima de entrada propuesta

Ciep = (CTf - (Ht + E + Ø)), caso contrario proponer altura

CTf = cota de terreno final

Ø = diámetro tubo

DH = distancia horizontal entre pozos

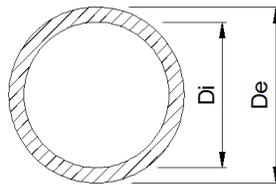
E = espesor de la tubería

Ht = altura de tráfico (1 metro)

2.2.23. Diámetro de tubería

Según el Instituto de Fomento Municipal (INFOM) el diámetro mínimo de tubería que se utiliza para el diseño de alcantarillado sanitario es de 8 pulgadas, cuando se trabaja con tubería de concreto; esto se debe a requerimientos de flujo, limpieza, con lo cual se evitan las obstrucciones en la tubería. En tubería de cloruro de polivinilo (PVC), el diámetro mínimo es de 6 pulgadas; para este proyecto, se utilizó tubería PVC ASTM F-949 corrugada en el exterior. Para las conexiones domiciliarias, el diámetro mínimo será de 6 pulgadas en concreto y de 4 pulgadas para PVC, formando un ángulo de 45 grados en el sentido de la corriente del colector principal.

Figura 54. **Tubería PVC norma ASTM F-949**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Tabla LXIV. **Dimensiones mínimas**

Dn (pulg)	Dn (mm)	De (mm)	Di (mm)
4	100	109,2	100,3
6	150	163,1	150,1
8	200	218,4	200,2
10	250	273,9	250,1
12	300	325	297,6

Fuente: *Manual técnico Tubería PVC de doble pared*, Norma ASTM F949.

2.2.24. **Factor de rugosidad**

Es un valor adimensional y experimental, que indica cuán lisa o rugosa es la superficie interna de la tubería que se va a utilizar. Varía de un material a otro y se altera con el tiempo. Los valores de factor de rugosidad de algunas de las tuberías más empleadas en el medio, son:

Tabla LXV. **Factores de rugosidad (n)**

Material	Coefficiente de rugosidad (n)
Superficie de mortero de cemento	0,011 – 0,015
Mampostería	0,017 – 0,030
Tubo de concreto Ø < 24 pulgadas	0,011 – 0,016
Tubo de concreto Ø > 24 pulgadas	0,013 – 0,018
Tubo de asbesto cemento	0,009 – 0,011
Tubería de HG	0,013 – 0,015
Tubería de PVC	0,006 – 0,011
Superficie lisa de concreto	0,012 – 0,017
Ladrillo con mortero de cemento	0,012 – 0,017
Tubería de metal corrugado	0,021 – 0,030

Fuente: elaboración propia.

2.2.25. Pozos de visita

Son obras indispensables dentro de un sistema convencional, ya que proveen la capacidad de cambiar dirección, pendiente y tamaño de la tubería.

Forman parte del sistema de alcantarillado, y proporcionan acceso a éste, con el fin de realizar trabajos de inspección y limpieza. Están contruidos de concreto o mampostería. La forma en la cual se construyen está establecida por algunas instituciones que tienen a su cargo las construcciones de sistemas de alcantarillas.

2.2.25.1. Especificaciones de colocación

Según las normas generales para el diseño de alcantarillados del Instituto de Fomento Municipal (INFOM), los pozos de visita se deben colocar en:

- Cambio de diámetro de tuberías.
- Cambio de pendientes.
- En cambios de dirección horizontal para diámetros menores de 24 pulgadas.
- En las intersecciones de tuberías colectoras.
- En el inicio de cada ramal.
- A distancias no mayores de 100 metros en línea recta, en diámetros hasta de 24 pulgadas.
- A distancias no mayores de 300 metros en diámetros superiores de 24 pulgadas.

2.2.25.2. Especificaciones físicas

El diámetro de los pozos de visita es generalmente de 1,20 metros. Este diámetro se considera para permitir el manejo de varillas y demás elementos de limpieza.

Para la profundidad se considera que la mínima debe ser de 1,0 metros sobre la cota clave del colector afluente más superficial. Si el pozo de visita tiene una altura mayor de 1,50 metros, la entrada generalmente se construye de 0,60 metros. De lo contrario se puede extender el cuerpo del cilindro con la misma medida desde el fondo hasta la superficie.

Al diseñar el sistema de alcantarillado sanitario se deben considerar aspectos referentes a las cotas invert de entrada y salida de las tuberías en los pozos de visita, así como una serie de especificaciones que deben tomarse en consideración para que el sistema funcione adecuadamente.

2.2.26. Conexiones domiciliarias

Son subestructuras que tienen el propósito de descargar todas las aguas provenientes de las viviendas o edificaciones y conducir las al colector principal o a un punto de desagüe. Ordinariamente, al construir un sistema de alcantarillado, es costumbre establecer y dejar prevista una conexión en Y o en T, en cada lote edificado o en cada lugar donde haya que conectar un desagüe doméstico. Las conexiones deben taparse e impermeabilizarse para evitar la entrada de las aguas subterráneas y raíces.

2.2.27. Profundidad de tuberías

La colocación de la tubería debe hacerse a una profundidad en la cual no sea afectada por las inclemencias del tiempo y principalmente por las cargas transmitidas por el tráfico y evitar con esto rupturas en los tubos.

2.2.27.1. Normas y recomendaciones

La profundidad mínima de la tubería desde la superficie del suelo hasta la parte superior de la tubería, en cualquier punto de su extensión, será determinada de la siguiente manera:

Para tráfico normal (menor a 200 quintales) = 1,00 metros

Para tráfico pesado (mayor a 200 quintales) = 1,20 metros

El ancho de las zanjas está relacionado por el diámetro de la tubería y la profundidad a la que se debe colocar, esto va en relación directa es decir, a mayor diámetro, mayor ancho de zanja y a mayor profundidad también mayor

ancho de zanja. A continuación se presenta una tabla con anchos de zanjas recomendados para distintos diámetros y profundidades.

Tabla LXVI. **Ancho libre de zanja, según la profundidad y el diámetro nominal a instalar**

Diámetro del tubo		Ancho de zanja (metros)	
Metros	Pulgadas	Profundidad de 0 a 2 m	Profundidad de 2 a 4 m
0,15	6	0,60	0,70
0,20	8	0,60	0,70
0,25	10	0,70	0,70
0,30	12	0,80	0,80
0,35	14	0,80	0,80
0,40	16	0,90	0,90
0,45	18	1,00	1,00
0,50	20	1,00	1,00
0,55	22	1,10	1,10
0,60	24	1,10	1,10

Fuente: Norma 701.a *Reglamento de drenajes para la ciudad de Guatemala*.

2.2.28. Volumen de excavación

La cantidad de tierra que se removerá para colocar la tubería, está dada a partir de la profundidad de los pozos de visita, del ancho de la zanja.

$$V = \left(\frac{H1+H2}{2} \right) * d * t$$

Donde

V = volumen de excavación (m³)

H1 = profundidad del primer pozo (m)

H2 = profundidad del segundo pozo (m)

d = distancia entre pozos (m)

t = ancho de la zanja (m)

2.2.29. Diseño de alcantarillado sanitario del casco urbano

En este subtítulo se centra específicamente en el sistema de drenaje sanitario para el casco urbano del municipio de El Tumbador, departamento de San Marcos.

2.2.29.1. Especificaciones técnicas

Para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario se tomaron como base las Normas ASTM F-949 así como las que establece La Dirección General de Obras Públicas (DGOP).

Tipo de sistema:	alcantarillado sanitario
Período de diseño:	30 años
Viviendas actuales:	643
Viviendas futuras:	1 272
Densidad de vivienda:	6 habitantes por vivienda
Población actual:	3 858
Tasa de crecimiento:	2,30 %
Población futura:	7 632
Dotación:	110 lts/hab/día

Factor de retorno:	80 %
Velocidad de diseño:	$0,4 \text{ m/s} \leq v \leq 4,00 \text{ m/s}$
Evacuación:	por gravedad
Fqm a utilizar:	0,002
Tipo y diámetro de tubería:	tubería NOVAFORT PVC de 6",8" y 10"
Conexión domiciliar:	tubería NOVAFORT PVC 4"
Pendiente:	según caudal y velocidad
Candela:	tubo de concreto Ø 12" con base y tapadera de concreto armado
Coefficiente de rugosidad:	0,010 para PVC

2.2.29.2. Ejemplo de cálculo

A continuación se desarrolla el diseño hidráulico del tramo comprendido entre el pozo de visita PV-20 a PV-21; los datos son los siguientes:

- Cotas del terreno:

Cota inicial: 931,26 m

Cota final: 926,38 m

Distancia entre pozos:

Distancia entre PV-20 a PV-21 = 94,18 m

Pendiente del terreno:

$$P = \left(\frac{\text{cota inicial} - \text{cota final}}{\text{distancia}} \right) * 100$$

$$P = \left(\frac{931,26 \text{ m} - 926,38 \text{ m}}{94,18} \right) * 100$$

$$P = 5,18 \%$$

- Población de diseño:

Viviendas del tramo: 16

Viviendas acumuladas: 157

Se tomaron en cuenta las poblaciones actuales y futuras para que el sistema funcione correctamente al inicio y al final del período de diseño, cumpliendo con los criterios adoptados.

Población actual acumulada:

$$P = (157 \text{ viviendas}) * (6 \text{ hab/vivienda}) = 942 \text{ habitantes}$$

Población futura acumulada:

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

$$P_f = 942 * (1 + 0,023)^{30}$$

$$P_f = 1\ 863 \text{ habitantes}$$

Caudal domiciliar actual:

$$Q_{\text{dom}} = \frac{\text{Dot} * \text{Núm Hab. actuales} * \text{FR}}{86\ 400}$$

$$Q_{\text{dom}} = \frac{110 * 942 * 0,8}{86\ 400}$$

$$Q_{\text{dom}} = 0,96 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

- Caudal domiciliar futuro:

$$Q_{\text{dom}} = \frac{\text{Dot} * \text{Núm Hab. futuros} * \text{FR}}{86\ 400}$$

$$Q_{\text{dom}} = \frac{110 * 1\ 863 * 0,8}{86\ 400}$$

$$Q_{\text{dom}} = 1,90 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

- Caudal de infiltración actual:

$$Q_{\text{inf}} = \% Q_{\text{dom actual}}$$

$$Q_{\text{inf}} = (0,10 * 0,96 \text{ l/s})$$

$$Q_{\text{inf}} = 0,10 \text{ l/s}$$

- Caudal de infiltración futuro:

$$Q_{\text{inf}} = \% Q_{\text{dom futuro}}$$

$$Q_{inf} = (0,10 * 1,90 \text{ l/s})$$

$$Q_{inf} = 0,19 \text{ l/s}$$

- Caudal de conexiones ilícitas actual:

$$Q_{ci} = 0,75 * Q_{dom} \text{ actual}$$

$$Q_{ci} = (0,75 * 0,96 \text{ l/s})$$

$$Q_{ci} = 0,72 \text{ l/s}$$

- Caudal de conexiones ilícitas futuro:

$$Q_{ci} = 0,75 * Q_{dom} \text{ futuro}$$

$$Q_{ci} = (0,75 * 1,90 \text{ l/s})$$

$$Q_{ci} = 1,42 \text{ l/s}$$

- Factor de caudal medio actual

$$Q_{med} = \frac{Q_{dom} + Q_{inf} + Q_{ci}}{\text{hab actuales acum.}}$$

$$Q_{med} = \frac{0,96 \text{ l/s} + 0,10 \text{ l/s} + 0,72 \text{ l/s}}{942}$$

$$Q_{med} = 0,0018895 < 0,002$$

- Factor de caudal medio futuro:

$$Q_{med} = \frac{Q_{dom} + Q_{inf} + Q_{ci}}{\text{hab futuros acum.}}$$

$$Q_{med} = \frac{1,90 \text{ l/s} + 0,19 \text{ l/s} + 1,42 \text{ l/s}}{1\ 863}$$

$$Q_{med} = 0,0018840 < 0,002$$

Debido a que ambos factores de caudal medio están por debajo del mínimo permisible; se utilizará un FQM = 0,002.

- Factor de Harmond actual:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{942}{1\ 000}}}{4 + \sqrt{\frac{942}{1\ 000}}}$$

$$FH = 3,82$$

- Factor de Harmond futuro:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{1\ 863}{1\ 000}}}{4 + \sqrt{\frac{1\ 863}{1\ 000}}}$$

$$FH = 3,61$$

- Caudal de diseño actual:

$$Q_{dis} = \text{Núm Habitantes actuales acumulados} * FH * FQM$$

$$Q_{dis} = 942 * 3,82 * 0,002$$

$$Q_{dis} = 7,20 \text{ l/s}$$

- Caudal de diseño futuro:

$$Q_{dis} = \text{Núm Habitantes futuros acumulados} * FH * FQM$$

$$Q_{dis} = 1\ 863 * 3,61 * 0,002$$

$$Q_{dis} = 13,45 \text{ l/s}$$

Ahora se calcula el caudal a sección llena para el tramo en estudio, para chequear si cumple con los requisitos de tirante y velocidad.

Es necesario utilizar la fórmula de Manning para flujo en canales, para el cálculo de caudal y velocidad a sección llena, tomando los siguientes datos:

Diámetro de tubería:	6 pulgadas
Pendiente del terreno:	5,18 por ciento
Pendiente ajustada de tubería:	4,58 por ciento

Con la fórmula de Manning:

$$V = \frac{0,03429 \times D^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

$$V = \frac{0,03429 \times 6^{2/3} \times \left(\frac{4,58}{100}\right)^{1/2}}{0,010}$$

$$V = 2,42 \text{ m/s}$$

- Caudal a sección llena:

$$Q = A * V$$

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

$$Q = \frac{\pi * (6 * 0,0254)^2}{4} * 2,42$$

$$Q = 0,04414 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * \frac{1\ 000 \text{ l}}{1 \text{ m}^3}$$

$$Q = 44,20 \text{ l/s}$$

Con el caudal y la velocidad de flujo a sección llena, se puede chequear que el caudal de diseño cumpla con las especificaciones de diseño. Se comprueba lo siguiente:

$$Q \text{ diseño futuro} < Q \text{ sección llena}$$

$$13,45 \text{ l/s} < 44,20 \text{ l/s}$$

Si chequea, ahora se realiza la relación de caudales:

$$\frac{q}{Q} = \frac{Q \text{ diseño actual}}{Q \text{ sección llena}} = \frac{7,20 \text{ l/s}}{44,20 \text{ l/s}} = 0,1629$$

$$\frac{q}{Q} = \frac{Q \text{ diseño futuro}}{Q \text{ sección llena}} = \frac{13,45 \text{ l/s}}{44,20 \text{ l/s}} = 0,3043$$

Con los valores de las relaciones q/Q , se busca en la tabla de relaciones hidráulicas, la relación v/V correspondiente a la relación de caudales para cada tramo.

$$\frac{v \text{ actual}}{V} = 0,7365$$

$$\frac{v \text{ futuro}}{V} = 0,8770$$

La relación d/D también se busca en la tabla de relaciones hidráulicas y es la que expresa las relaciones entre el tirante de flujo en la alcantarilla y el diámetro de la tubería.

$$\frac{d \text{ actual}}{D} = 0,273$$

$$\frac{d \text{ futuro}}{D} = 0,378$$

Con las relaciones de velocidad encontradas y la velocidad a sección llena, se procede a calcular la velocidad a sección parcialmente llena:

$$v = (v/V) * V$$

Donde

v = velocidad a sección parcialmente llena

V = velocidad a sección llena

(v/V) = relación de velocidades según tabla hidráulica

$$v = 0,7365 * 2,42$$

$$v = 1,78 \text{ m/s}$$

$$v = 0,8770 * 2,42$$

$$v = 2,12 \text{ m/s}$$

- Se hacen los correspondientes chequeos:

- Velocidad de diseño:

$$0,4 \leq 1,78 \leq 4,00 \text{ (m/s) actual}$$

$$0,4 \leq 2,12 \leq 4,00 \text{ (m/s) futura}$$

- Tirante:

- $0,10 \leq 0,273 \leq 0,75$ actual

- $0,10 \leq 0,378 \leq 0,75$ futuro

Ambas relaciones sí chequean, por lo tanto, se cumple con las especificaciones de velocidad y tirante máximos y mínimos.

Cuando estas relaciones no chequean se debe cambiar la pendiente de la tubería modificando las cotas *invert*, de manera que se pueda cumplir con los requerimientos hidráulicos. En este caso se procedió a realizar todos los cálculos anteriores con la pendiente de terreno y de la tubería diferente, luego de realizar un intento con las pendientes iguales.

- Cálculo de cotas *invert*:

Para el cálculo de las cotas *invert* de entrada y de salida en este tramo, se tuvo que modificar la pendiente para cumplir con los requerimientos hidráulicos, modificando así las cotas *invert* de entrada y de salida en el tramo, siempre

respetando las profundidades mínimas y distancia entre cotas *invert* en un pozo.

- Se proponen las cotas *invert* quedando de esta manera:

Cota *invert* de entrada = 929,34 msnm

- Cota *invert* de salida = 925,03 msnm

$$S \text{ tubería} = \frac{(929,34 - 925,03)}{94,18} * 100$$

$$S \text{ tubería} = 4,58 \%$$

- Profundidad de pozos para tramo:

$$\text{Profundidad de pozo PV-20} = 931,26 - 929,34 = 1,92 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad de pozo PV-21} = 926,38 - 925,03 = 1,35 \text{ m}$$

Nota: la profundidad de los pozos encontrados anteriormente, es únicamente del tramo en análisis, para encontrar la profundidad máxima del PV-21 entra en función la cota *invert* de salida al PV-22 que es de 925 metros sobre el nivel del mar (msnm), quedando la profundidad del PV-21 en 1,38 metros.

- Volumen de excavación

$$V = \left(\frac{H1 + H2}{2} \right) * d * t$$

$$V = \left(\frac{1,92 + 1,35}{2} \right) * 94,18 * 0,60$$

$$V = 92,36 \text{ m}^3$$

2.2.30. Presupuesto

Para el cálculo del presupuesto se utilizaron 5 renglones para determinar la cantidad de materiales, costo de mano de obra, herramientas y equipos necesarios para llevar a cabo la ejecución del drenaje sanitario.

Tabla LXVII. **Presupuesto general drenaje sanitario**

N°	Descripción	Cantidad	Unidad	Costo U. Q	Total Q
1	Trabajos preliminares	4,54	Km	Q 1 201,97	Q 5 456,93
2	Instalación de tubería	4542,19	m	Q 516,56	Q 2 346 316,32
3	Pozos de visita	105,00	Unidad	Q 6 736,86	Q 707 370,70
4	Conexiones domiciliarias	656,00	Unidad	Q 2 327,91	Q 1 527 111,78
Gran total				Q	4 586 255,74

Fuente: elaboración propia.

Para apreciar la integración de los datos mostrados en la tabla, se puede revisar el presupuesto desglosado, que se adjunta en el apéndice del documento.

El tiempo estimado de ejecución es de seis meses, mostrándose en la siguiente tabla un plan de ejecución física y financiera.

Tabla LXVIII. **Cronograma de ejecución**

N°	Descripción	Mes 1				Mes 2				Mes 3				Mes 4				Mes 5				Mes 6							
		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	■	■																										
2	Instalación de tubería																												
3	Pozos de visita			■																									
4	Conexiones domiciliarias																												
Porcentaje %		10,08				21,46				21,46				21,46				21,46				4,07							
Costo parcial		Q	462 275,88	Q	984 374,96	Q	984 374,96	Q	984 374,96	Q	984 374,96	Q	984 374,96	Q	984 374,96	Q	186 479,89	Q	462 275,88	Q	1 446 650,84	Q	2 431 025,80	Q	3 415 400,76	Q	4 399 775,72	Q	4 586 255,61
Costo acumulado		Q	462 275,88	Q	1 446 650,84	Q	2 431 025,80	Q	3 415 400,76	Q	4 399 775,72	Q	4 586 255,61	Q	4 586 255,61	Q	4 586 255,61	Q	4 586 255,61	Q	4 586 255,61	Q	4 586 255,61	Q	4 586 255,61	Q	4 586 255,61	Q	4 586 255,61
Porcentaje acumulado %		10,05				31,54				53,01				74,47				95,93				100							

Fuente: elaboración propia.

2.2.31. Evaluación ambiental

Al momento de desarrollar un proyecto de gran magnitud se debe tomar en cuenta realizar una evaluación ambiental, para asegurar que no tendrá un impacto con graves consecuencias para el medio ambiente que le rodea. La evaluación ambiental forma parte esencial del proyecto y sirve para tratar las preocupaciones de un grupo afectado, además, de fortalecer la capacidad ambiental del país.

El sistema de drenaje sanitario para el casco urbano del municipio, generará impactos negativos y positivos. El Normativo Nacional especifica la forma que debe hacerse de acuerdo con los requisitos del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales para determinar los factores negativos contra el ambiente, con la intención de reducir al mínimo el impacto ambiental.

2.2.32. Amenazas naturales

Son todas aquellas amenazas que ponen en riesgo el funcionamiento del proyecto, son de tipo geológicas y meteorológicas. En esta región las

principales amenazas son de tipo geológico, tales como las fallas geológicas, temblores, dispersiones laterales y otras de menor importancia, son de tipo meteorológico los ciclones tropicales, vientos fuertes, otras tormentas severas, inundaciones, entre otras.

Las amenazas pueden estar interrelacionadas y sus efectos, magnificados. Por ejemplo, los vientos huracanados provocan lluvias internas, las cuales pueden ocasionar inundaciones; asimismo, provocan deslizamientos, refregamiento de ríos e inundaciones progresivas y la rotura de las represas, o inundaciones turbulentas y crecidas.

El fin primordial es conocer la vulnerabilidad del alcantarillado sanitario y sus componentes, en los aspectos físico, operativo, administrativo y organizativo, ya que el funcionamiento ideal de este sistema depende tanto del diseño y de la calidad de los componentes físicos, como de la forma en que es operada, teniendo una constante supervisión, un mantenimiento apropiado y una buena administración en la que se aprovechen al máximo los recursos, a manera de cubrir en forma organizada la mayor parte de la población. El impacto de las amenazas es directo con los componentes físicos del sistema e indirecto con los aspectos organizativos, administrativos y capacidad de operación. Es directo con los componentes físicos, ya que están expuestos a cualquier amenaza natural y es indirecto, porque la capacidad de operación se ve reducida. Si no se cuenta con los suficientes recursos, deberá solicitarse algún tipo de ayuda externa para llevar a cabo la reparación.

En lo que respecta a sismos y huracanes se utilizan datos estadísticos para dar a conocer la tolerancia al riesgo, tomando para el efecto, medidas de alto valor técnico para reducir dicho riesgo.

La mayoría de impactos en la infraestructura del sistema de alcantarillado y de los pavimentos en lugares susceptibles a inundaciones, se deben a los de lluvia que se extienden por largos períodos del invierno. Los más importantes son los siguientes:

- Hinchamiento del pavimento
- Deslizamiento de las capas
- Derrumbes
- Colapso de colectores por residuos sólidos

La obstrucción de la infraestructura por las inundaciones, el taponamiento por sedimentos, entre otros, hace colapsar varios sistemas y producen anegamientos que afectan sectores de las poblaciones involucradas.

2.2.32.1. Desastres naturales

Los fenómenos naturales en sí no provocan necesariamente desastres, es solo su interacción con el sistema y su entorno lo que genera impactos que pueden llegar a tener dimensiones catastróficas, dependiendo de la vulnerabilidad de la zona. Aunque el mundo siempre ha estado expuesto a los desastres naturales, sus efectos se están volviendo cada vez más severos. Esta tendencia mundial está directamente vinculada a otros fenómenos, como la creciente pobreza, el mayor crecimiento demográfico, el deterioro ambiental y el cambio climático. Puesto que la vulnerabilidad a los desastres es el resultado de la acciones humanas, es posible modificarlas para reducir la vulnerabilidad y, con ella, las pérdidas humanas y materiales. Según su magnitud, los terremotos pueden producir fallas en las rocas y en el subsuelo, hundimientos de la superficie del terreno, derrumbes, deslizamientos de tierras y avalanchas de todo; asimismo, pueden reblandecer los suelos saturados (debido a la

vibración); reducen la capacidad de sustentación de fenómenos combinados con la ondulación del suelo; producen destrucción y otros daños directos en cualquier parte de los sistemas de abastecimiento de agua, ubicados dentro del área afectada por el sismo.

Entre los principales efectos producidos por los terremotos, se puede mencionar:

- Destrucción parcial o total de estructuras recolectoras, tratamiento, entre otros.
- Ruptura de las tuberías, además de daños en las uniones, con la consiguiente filtración de aguas negras al suelo.
- Interrupción de la corriente eléctrica, de las comunidades y de las vías de acceso.

2.2.33. Vulnerabilidad del proyecto

Los fenómenos naturales o inducidos por el hombre representan una amenaza y pueden alcanzar la escala de desastre cuando produce daños y/o pérdidas, un desastre no es un proceso puramente natural, sino que es un evento natural o inducido que ocurre donde hay actividades humanas, la probabilidad de ocurrencia de un desastre puede ser clasificada como baja, media o alta, se debe conocer el grado de respuesta ante el mismo, bajo un análisis de vulnerabilidad.

2.2.33.1. Concepto de vulnerabilidad

Se entiende por vulnerabilidad la susceptibilidad a la pérdida de un elemento o conjunto de elementos como resultado de la ocurrencia de un

desastre. Indica el grado en que un sistema está expuesto o protegido de las amenazas naturales. Esto depende del estado de los asentamientos humanos su infraestructura, la manera en que la administración pública y las políticas manejan la gestión del riesgo, y el nivel de información y educación de que dispone una sociedad sobre los riesgos existentes y como debe de enfrentarlos.

2.2.33.2. Clasificación de la vulnerabilidad

La vulnerabilidad de un determinado componente o sistema, se expresa como la probabilidad de alcanzar un determinado estado, dado que ocurra A_i , se expresa como: $P(E_j/A_i)$. Los estados E_j son previamente definidos a conveniencia y descritos en forma explícita. En lo que se refiere a daños y operatividad de equipos es frecuente adoptar los cuatro estados de daño siguientes:

- E_1 = no daños.
- E_2 = daños leves; equipos operativos.
- E_3 = daños reparables; equipo no operativo.
- E_4 = daños graves o ruina; equipo fuera de servicio.

Donde

- P = Probabilidad
- E_j = Sistema
- A_i = Amenaza

Debe realizarse un estudio de análisis de vulnerabilidad de aquellas instalaciones y obras infraestructura cuyo mal funcionamiento o ruina (debido

los efectos de los desastres considerados pueda generar situaciones de emergencia o demandas que excedan la capacidad de atención.

2.2.33.3. Estimación de la vulnerabilidad

En diversos trabajos, la vulnerabilidad de sistemas de tuberías a las acciones sísmicas, se expresa por el número esperado de fallas por kilómetro de longitud. Tomando en consideración las estadísticas disponibles, resulta ventajoso emplear como referencia el número de fallas por sismo en tuberías de PVC, para diferentes grados de la intensidad de Mercalli.

2.2.33.4. Identificación de la vulnerabilidad

El análisis de los sistemas de agua y alcantarillado es realizado por un equipo de profesionales expertos en la evaluación de peligros naturales, salud ambiental e ingeniería civil, en conjunto con el personal de la empresa de servicio de agua encargado del funcionamiento y mantenimiento del mismo. Ese equipo centra su atención en el funcionamiento y mantenimiento, la administración y los impactos potenciales sobre el servicio, tal como se señala a continuación.

2.2.33.5. Vulnerabilidad administrativa

Con el fin de tratar de manera integral los problemas que afectan a los aspectos administrativos y/o funcionales, se recomienda analizar los aspectos que tengan relación en la administración de los sistemas (vulnerabilidad administrativa); por separado de aquellos que tengan referencia con los aspectos operativos de los mismos (vulnerabilidad operativa).

El departamento de servicios públicos de la municipalidad, que es la sección encargada de supervisar el funcionamiento del sistema de agua potable y drenajes sanitarios. Y el coordinador de la oficina municipal de planificación, que se encarga de la operación directa del sistema, están alertas constantemente respecto de cada una de las situaciones que se pudieran suscitar en torno a alguna falla o desperfecto que ocasione la suspensión del servicio. Su función radica principalmente en corregir fallas menores, tales como la reparación del equipo y la infraestructura física. Toda reparación mayor o cambio en la distribución física, debe ser estudiado y aprobado por el Consejo Municipal.

Algunos indicadores de vulnerabilidad administrativa son: falta de capacitación del personal, altos porcentajes de morosidad de los usuarios en el pago de cuotas, saldos contables negativos, ausencia de comunicación con los usuarios, ausencia de fondos de capitalización y de herramientas para la operación del sistema.

El objetivo del estudio de la vulnerabilidad administrativa es identificar las debilidades de la organización institucional y de la administración local que impiden contar con una buena gestión para disponer de recursos humanos capacitados, recursos materiales y económicos suficientes, así como de una correcta organización del trabajo para el funcionamiento del sistema en condiciones normales, la implementación de medidas de mitigación y la respuesta oportuna en caso de impacto de un fenómeno natural.

2.2.33.6. Vulnerabilidad operativa

Los principales factores de vulnerabilidad operativa tienen relación con la cantidad, calidad y continuidad, las rutinas de operación, mantenimiento y la

capacitación del operador para el cumplimiento de sus funciones. Algunos indicadores de vulnerabilidad operativa son la poca o ninguna capacitación del operador, mal estado de equipos, herramientas, operación y mantenimiento defectuoso, ausencia de registros de caudales, del monitoreo de la calidad de agua, tratamientos defectuosos del agua.

El objetivo del estudio de la vulnerabilidad operativa es identificar las debilidades que ocasionan deficiencias en la prestación del servicio en cuanto a cantidad, continuidad y calidad del agua, por rutinas de operación de mantenimiento y por capacidad del personal, durante la operación normal.

2.2.33.7. Vulnerabilidad física

Los factores de vulnerabilidad física tienen relación con las condiciones desfavorables actuales de los componentes y del sistema en su conjunto, de acuerdo a su ubicación en relación con las amenazas naturales; luego, la física puede presentarse por condición o ubicación. Para identificar las condiciones favorables del estado actual se deben inspeccionar los elementos, equipos y accesorios de cada componente y señalar su estado, su conformidad con las normas de diseño, la utilidad dentro del funcionamiento del sistema y su necesidad. Este proceso es el que permite determinar los elementos y componentes deficientes para el funcionamiento normal del sistema.

Para estimar los daños potenciales provocados por los fenómenos naturales, se debe primero identificar las amenazas: se prioriza para comenzar su análisis, con base en la recurrencia y magnitud de los efectos esperados. Luego se cuantifican los efectos, se puede utilizar el parámetro denominado factor de daño o cualquier otro procedimiento disponible, como la utilización de los daños observados por el impacto de amenazas ocurridas en el pasado.

Llegar a valores numéricos de los efectos solo se justifica cuando el riesgo del sistema es muy alto. La población guatemalteca es susceptible a sufrir daños a la salud, debido a que al ocurrir este tipo de catástrofes, existe el riesgo de contaminación del agua, por lo que aumenta la tasa de incidencia de enfermedades como la diarrea, el cólera, las infecciones respiratorias, enfermedades infectocontagiosas, entre otras. La vulnerabilidad física ante huracanes y sismos es evidente, porque los componentes están expuestos directamente al medio, por lo que según sea la intensidad del huracán o sismo, podrán sufrir daños graves o destrucción total.

2.2.34. Capacidad de respuesta del gobierno local

En el ámbito de gobierno municipal, en caso de bienes y servicios para reparar, rehabilitar, reconstruir y reemplazar elementos de infraestructura por la ocurrencia de un fenómeno natural, se recurre a maquinaria y empleados de instituciones públicas o empresas privadas locales. Sin embargo, se considera que, como en el caso de infraestructura vial, las autoridades no se restringen a mencionar aquellos elementos que solo pueden ser suministrados a nivel del gobierno central.

El municipio de El Tumbador, cuenta con personal técnico capacitado, maquinaria y materiales para llevar adelante las tareas de reparación, rehabilitación, reconstrucción y reemplazo de componentes esenciales de la red de alcantarillado; y requiere, en cambio, ayuda financiera externa cuando las tareas son de gran magnitud.

2.2.35. Importancia de la preparación para emergencias

La vulnerabilidad no solamente representa un asunto geográfico; también es causada por la falta de preparación de los individuos para reaccionar cuando algo anormal está sucediendo.

Es muy probable que aquellas comunidades que si están conscientes de los peligros, y que saben cómo responder ante los mismos, sufran menos pérdidas humanas y daños a la propiedad. La coordinación más efectiva de los servicios de respuesta, también contribuye a reducir la vulnerabilidad es decir, el mejoramiento en la preparación de los especialistas. Todo esto es obvio, pero no siempre se refleja en la realidad. Todas las personas relacionadas con las respuestas de emergencias deben obedecer a una sola orden, guiarse por procedimientos comunes y mantener una comunicación transparente.

Las acciones de respuesta deben practicarse de vez en cuando para confirmar que funcionaran en la práctica y no solamente cuando están plasmadas en el papel.

2.2.36. Evaluación socioeconómica de los proyectos

La evaluación social de proyectos consiste en comparar los beneficios con los costos que dichos proyectos implican para la sociedad; es decir, consiste en determinar el efecto que el proyecto tendrá sobre el bienestar de la comunidad. Es claro que el bienestar social de una comunidad dependerá de la cantidad relativa de bienes y servicios disponibles, de la cantidad relativa de bienes y servicios recibidos por cada uno de los miembros que la componen, de las libertades políticas, del respeto al derecho de la propiedad, a las instituciones y al ejercicio de otros derechos humanos. Es de suma importancia en todo

proyecto de ingeniería, ya que si un proyecto es eficiente pero no económico, redundará en gastos de operación más altos, lo cual implica que a la larga el proyecto no será factible.

Existen dos conceptos fundamentales con los cuales hay que estar familiarizados para hacer una evaluación socioeconómica, el Valor actual neto y la Tasa interna de retorno.

2.2.36.1. Valor actual neto (VAN)

El valor actual neto VAN es el valor presente y es uno de los métodos básicos que toma en cuenta la importancia de los flujos de efectivo en función del tiempo. Consiste en encontrar la diferencia entre el valor actualizado de las corrientes de ingresos y el valor actualizado de las corrientes de egresos, incluyendo la inversión total.

Para el análisis del proyecto de alcantarillado sanitario para el casco urbano de El Tumbador, se asume una tasa de interés del 6 %, dado que el proyecto no es de carácter lucrativo, sino de carácter social; la tasa debe ser lo más baja posible.

El proyecto de alcantarillado sanitario para el casco urbano de El Tumbador, requiere la inversión inicial del costo total de proyecto siendo Q 4 916 347,53. El proyecto contará con el aporte comunitario, que será el pago de la instalación de acometida domiciliar que costará Q 150,00 por vivienda, en el primer año; este precio fue establecido por la municipalidad en mutuo acuerdo con los habitantes beneficiados del casco urbano de El Tumbador que involucra la red de alcantarillado sanitario; si se toma en cuenta que hay 643 hogares, se obtiene el siguiente resultado.

237 * Q 150,00 = Q 35 550,00 por acometida domiciliar

Además el aporte comunitario por la acometida domiciliar se convierte a un valor presente por medio del factor de pago único valor presente, de la siguiente manera:

$$P = F * \frac{1}{(1+i)^n}$$
$$P = 35\,550,00 * \frac{1}{(1,06)^2}$$

$$P=31\,639,37$$

Entonces, el Valor actual neto (VAN) queda de la siguiente manera:

$$\text{VAN} = 31\,639,37 - 4\,916\,347,53$$

$$\text{VAN} = 4\,884\,708,16$$

Como se puede observar, el valor actual neto de este proyecto es negativo, sin producir ninguna utilidad, cumpliendo su objetivo de carácter social, promoviendo desarrollo en el casco urbano de El Tumbador, teniendo como beneficiarios a los habitantes de dicho lugar, con el saneamiento adecuado y la reducción de enfermedades.

2.2.36.2. Tasa de rendimiento mínima aceptada (TREMA)

Conocida como TREMA, es la tasa de rendimiento mínima que un inversionista espera recibir al llevar a cabo un proyecto. La TREMA establece el

límite inferior sobre lo que se puede invertir, debido a que es un proyecto de beneficio social no se calcula la TREMA.

2.2.37. Elaboración de planos

Los planos son un elemento importante para llevar a cabo una obra, sin ellos no se puede tener la precisión requerida y los parámetros a tomar en cuenta para el diseño de una estructura, en este caso un drenaje sanitario, no se podrían rectificar, provocando de esta manera un mal diseño y una mala supervisión de un proyecto.

CONCLUSIONES

1. La realización del drenaje sanitario beneficiará al casco urbano de diferentes maneras, eliminará focos de contaminación en el lugar y en los ríos aledaños, reducirá la proliferación de enfermedades y mejorará el ornato del lugar.
2. El diseño estructural en mampostería reforzada para el edificio de uso múltiple se realizó según normas nacionales tales como AGIES y FHA, el diseño también considera los requisitos del reglamento para concreto estructural del Instituto Americano del Concreto (ACI) de su comité ACI 318, y del Código Uniforme de la Edificación (UBC 97).
3. Para determinar la capacidad de soporte del suelo para el edificio de uso múltiple, fue necesario aplicar un factor de seguridad, debido a que en el lugar se presenta una alta sismicidad. Para este proyecto se aplicó un factor de seguridad igual a 5.
4. El edificio de uso múltiple en la aldea Las Cruces se encuentra en un lugar de alta sismicidad, por lo tanto, requirió un análisis sísmico para que la estructura pueda resistir dicho fenómeno, manteniendo así su periodo de vida útil y evitando un colapso parcial o total del edificio.
5. Se planificaron los proyectos especificando presupuestos, cronogramas y planos, con el fin de ayudar a la municipalidad para tomar decisiones sobre su ejecución.

6. El Ejercicio Profesional Supervisado, permite aplicar los conocimientos adquiridos durante la formación académica, en la solución de problemas reales que se presentan frecuentemente en áreas urbanas y rurales, dando lugar a que se adquiera experiencia, madurez y criterio.

RECOMENDACIONES

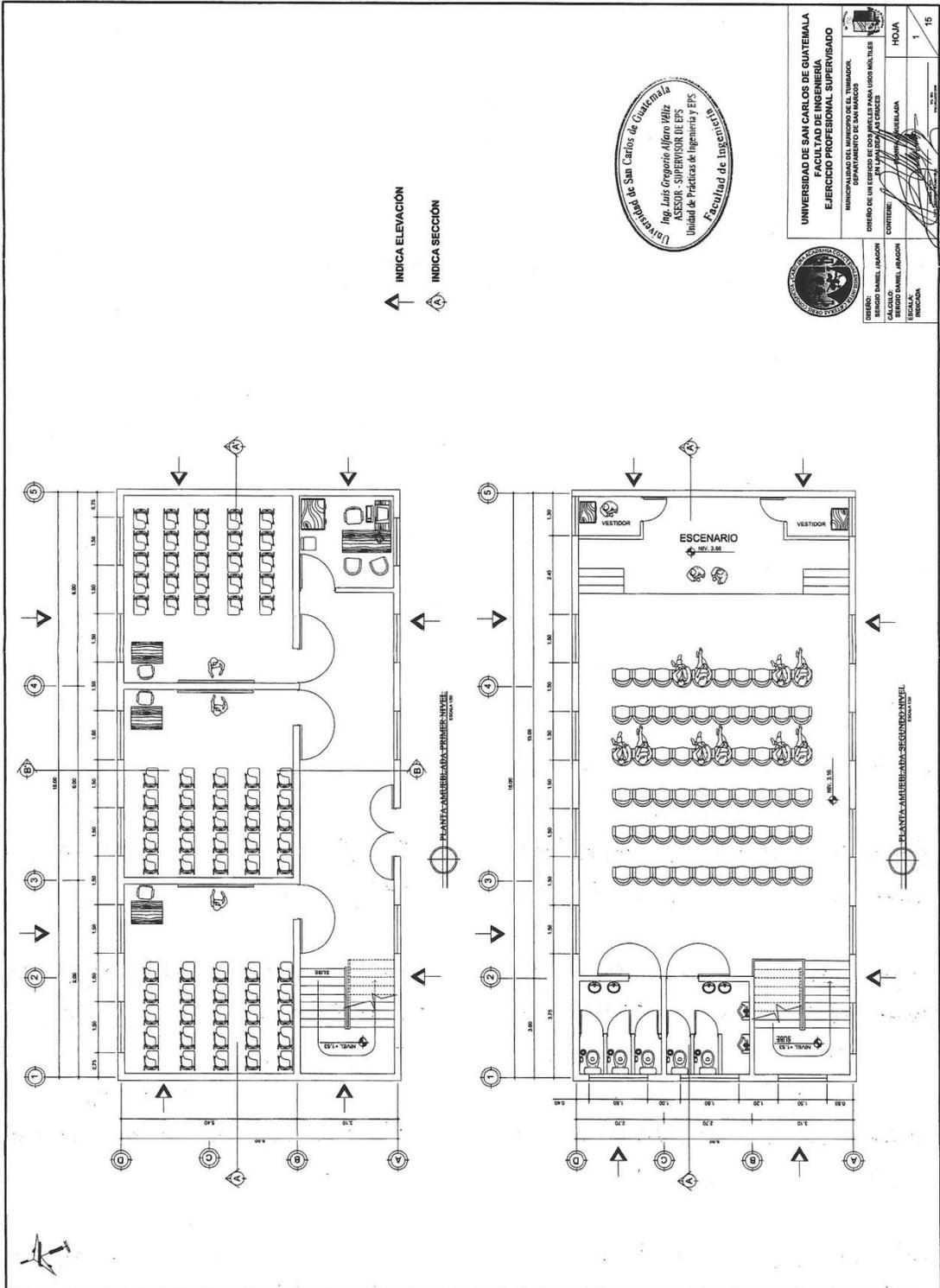
1. Es importante contar con una planta de tratamiento para las aguas residuales del casco urbano, con el fin de proteger la salud pública y el medio ambiente, para evitar enfermedades causadas por bacterias y virus en las personas que entran en contacto con dichas aguas.
2. Se respetarán las dimensiones de los elementos presentados en los planos constructivos adjuntados al informe, clase de mampostería, espesores de recubrimiento, resistencia del concreto, así como el acero de refuerzo.
3. Se utilizarán los materiales de construcción con las calidades establecidas en las especificaciones y los planos, que el ejecutor sea calificado para realizar un trabajo de óptima calidad.
4. El presupuesto fue elaborado en base a precios del 2015, la municipalidad deberá actualizar los precios debido al alza de los materiales de construcción.
5. Después de haber finalizado la construcción de dichos proyectos, es necesario brindar el mantenimiento de limpieza, supervisión y cuidado correspondiente, con el objeto de mantener el tiempo de vida útil y en buen funcionamiento de los mismos.

BIBLIOGRAFÍA

1. ÁLVAREZ HAASE, Ricardo Augusto. *Programas para el análisis de estructuras de mampostería reforzada por los métodos simplista y realista*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2005. 221 p.
2. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. (ACI 318S-05). Michigan, Estados Unidos de América: ACI 318, 2005. 185 p.
3. ARGUETA HERNÁNDEZ, Oscar. *Estudio sobre el comportamiento de muros de mampostería como estructura de edificios*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1980. 126 p.
4. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Mampostería Reforzada*. AGIES NSE-7.4. Guatemala: 2010. 85 p.
5. ————. *Normas estructurales de diseño recomendadas para la república de Guatemala*. AGIES NR-2. Guatemala: AGIES, 2000. 120 p.
6. DAS, Braja M. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 5a ed. México: Cengage Learning. 2008. 743 p.

7. MENDEZ BARREONDO, Luis Antonio. *Diseño del edificio escolar y gimnasio polideportivo en la aldea cerro de oro del municipio de Santiago Atitlán del departamento de Sololá*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2012. 292 p.

APÉNDICES



↑ INDICA ELEVACION
 ↕ INDICA SECCION



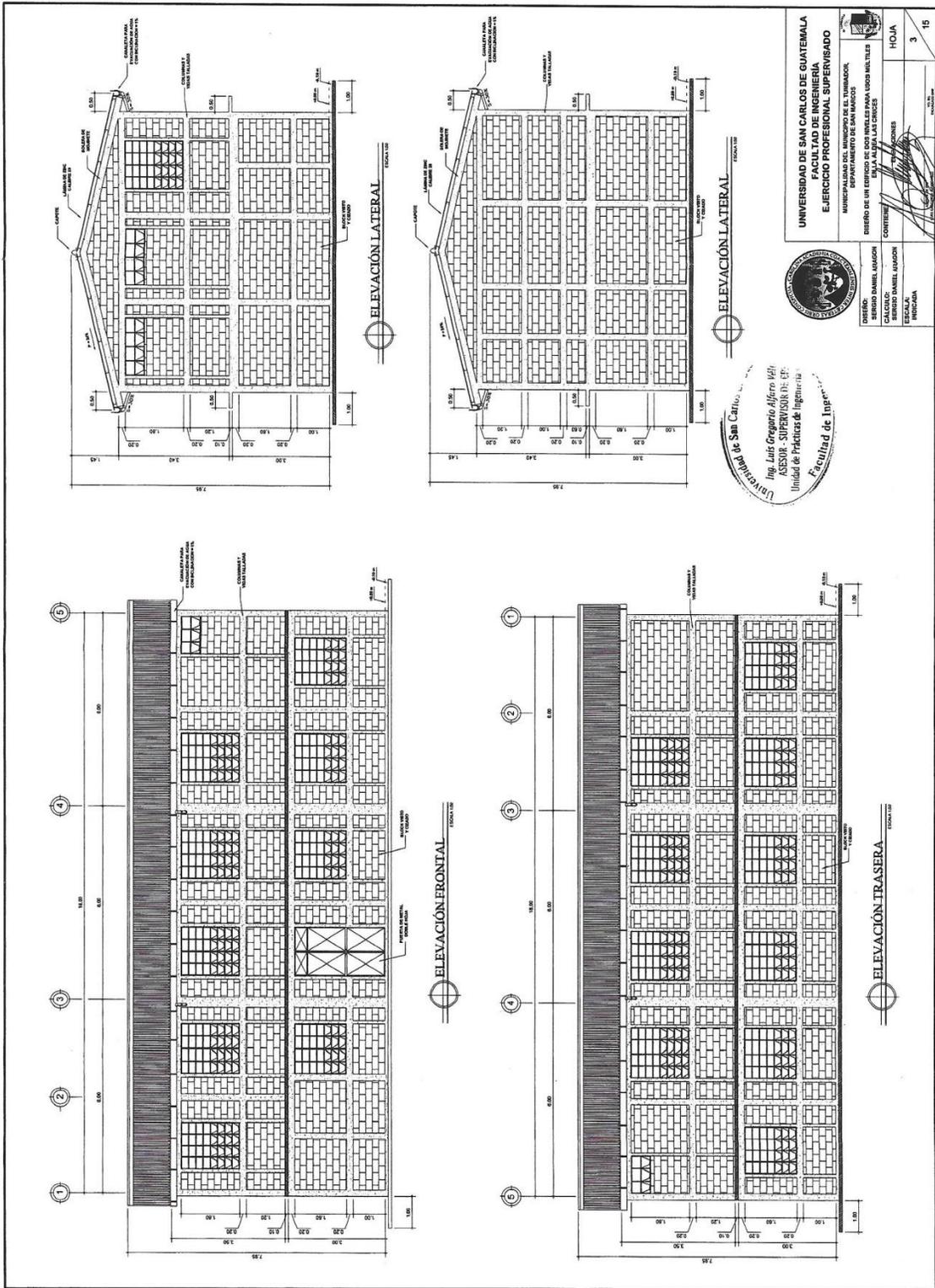
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

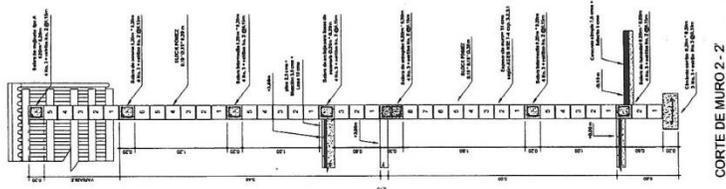
MUNICIPALIDAD DEL MUNICIPIO DE EL TIERRADOR.
 DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS
 DISEÑO DE UN CENTRO CULTURAL Y DE USOS MULTILES EN LA PARROQUIA DE SAN CARLOS

CONTIENE: PLANTA AMPLIADA SEGUNDO NIVEL

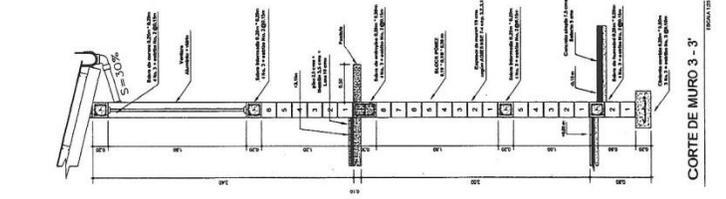
PROYECTO: DISEÑO DE UN CENTRO CULTURAL Y DE USOS MULTILES EN LA PARROQUIA DE SAN CARLOS
 CALIFICADO: [Signature]
 REVISADO: DANIEL RAMON
 DISEÑADO: DANIEL RAMON
 INICIADO: [Signature]

HOJA 1 15

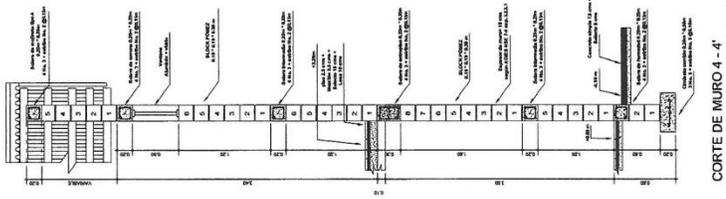




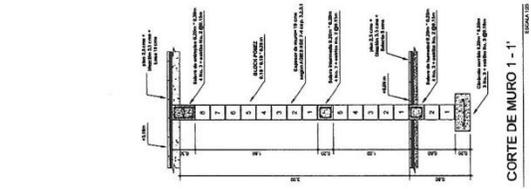
CORTE DE MURO 2 - Z



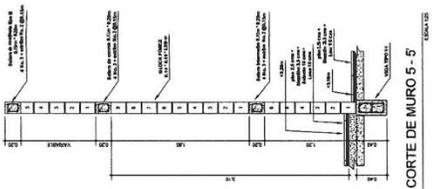
CORTE DE MURO 3 - 3'



CORTE DE MURO 4 - 4'



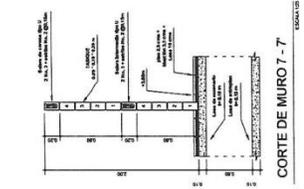
CORTE DE MURO 1 - 1'



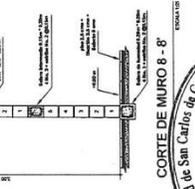
CORTE DE MURO 5 - 5



CORTE DE MURO 6 - 6



CORTE DE MURO 7 - 7



CORTE DE MURO 8 - 8'

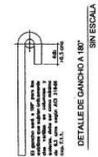


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
 MUNICIPALIDAD DEL MUNICIPIO DE EL TAMBORON
 DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS
 DISEÑO DE UN ENFRENCO DE DOS NIVELES PARA USOS MULTILES
 EN LA ZONA LAS CRUCES

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 Facultad de Ingeniería
 Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
 ASesor - SUPERVISOR DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS

DISEÑO: SERGIO DANIEL JARAMON
 SERGIO DANIEL JARAMON
 ESCALAS: 1:50

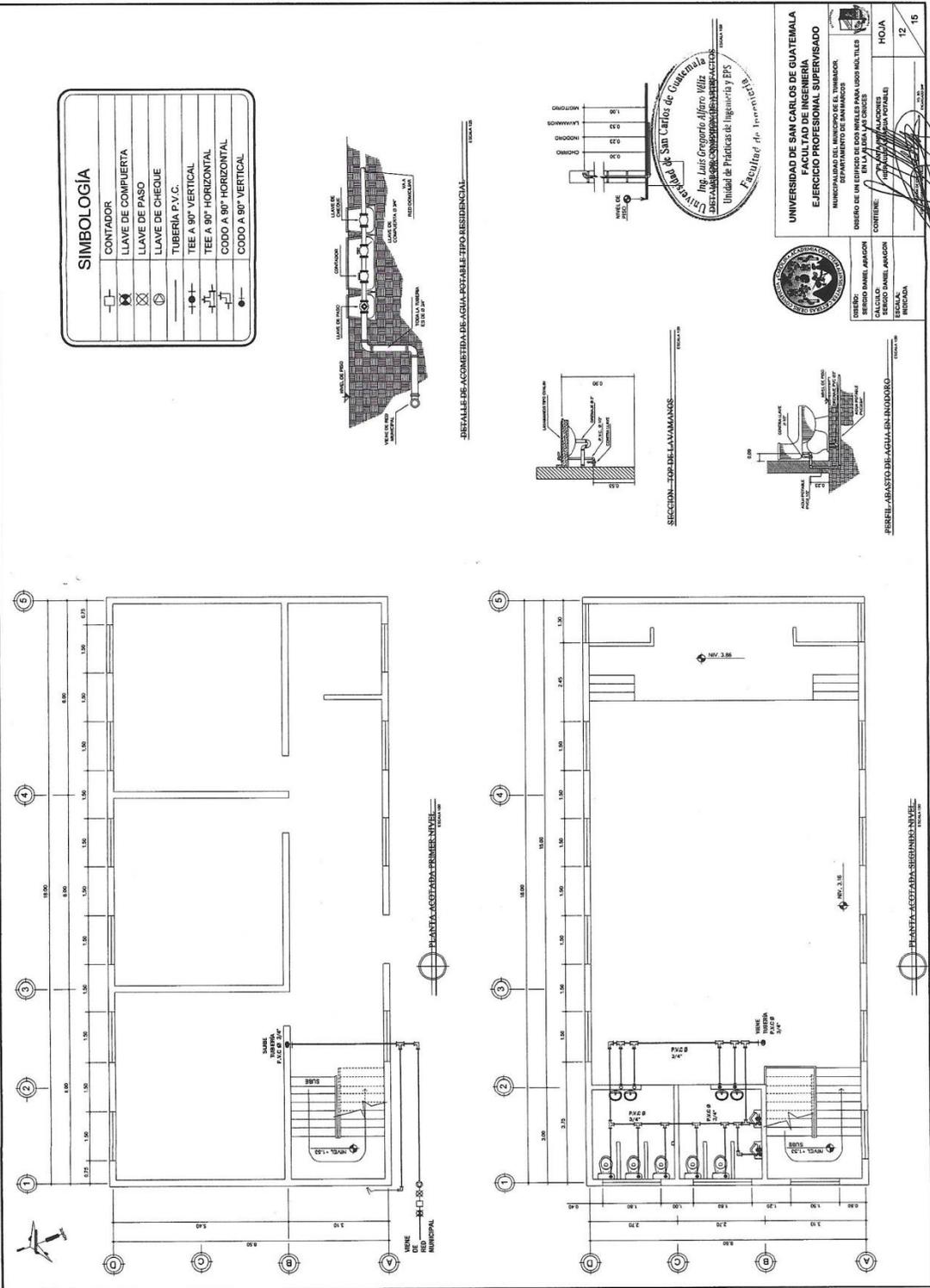
HOJA 9 DE 15



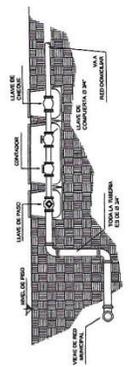
DETALLE DE CANCHALES A 18°



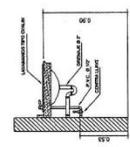
DETALLE DE CANCHALES A 18°



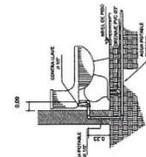
SIMBOLOGIA	
	CONTADOR
	LLAVE DE COMPUERTA
	LLAVE DE PASO
	LLAVE DE CHEQUE
	TUBERIA P.V.C.
	TEE A 90° VERTICAL
	TEE A 90° HORIZONTAL
	CODO A 90° HORIZONTAL
	CODO A 90° VERTICAL



DETALLE DE ACOMETIDA DE AGUA POTABLE TIPO RESIDENCIAL



SECCION - TOP DE LAVAMANOS



SECCION - ABASTO DE AGUA EN INTERIOR

Universidad de San Carlos de Guatemala

 Facultad de Ingeniería

 Ing. Luis Gregorio Aljaro Vilar

 DISEÑADOR RESPONSABLE DEL PROYECTO

 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS

 2023

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

 FACULTAD DE INGENIERIA

 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

 DISEÑO DE UN EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA USOS MULTILES

 EN LA AV. LA TORRE

 CONTIENE:

 DISEÑO DE:

 DISEÑO DE PLANTA, SECCIONES

 HOJA

 12

 15

SIMBOLÓGIA DE ELECTRICIDAD

	CONADOR ELECTRICO
TABLERO DE DISTRIBUCION DE CIRCUITOS	
	LAMPARAS 3 TUBOS 40W (EN TECHO)
	INTERRUPTOR SIMPLE EN PARED (H = 1.5 m)
	INTERRUPTOR DOBLE EN PARED (H = 1.5 m)
	INDICADOR DE DUCTO QUE DURE EN PARED
	CONDUCTOR POSITIVO No. 12 AWG
	CONDUCTOR NEGATIVO No. 12 AWG
	ALAMBRE RETORNO No. 12 AWG
	TUBERIA PVC ELECTRICO 8 VARIABLE

TABLERO DE DISTRIBUCION DE CIRCUITOS ELECTRICOS

Circuito	Descripción	Potencia Unidades unitaria (watts)	Potencia Total Watts	Voltaje Volts	L1 Ampieros	L2 Ampieros	Fijon Conductor
A	Illuminación	40.00	720	120	6.00		#12
B	Illuminación	40.00	720	120	6.00		#12
C	Illuminación	40.00	720	120	6.00		#12
D	Illuminación	40.00	720	120	6.00		#12
E	Illuminación	40.00	720	120	6.00		#12
F	Illuminación	40.00	720	120	6.00		#12
G	Fuerza	180.00	7.00	120	10.50		#12
H	Fuerza	180.00	7.00	120	10.50		#12
I	Fuerza	180.00	7.00	120	10.50		#12
J	Fuerza	180.00	7.00	120	10.50		#12
Diferencia entre L1 y L2 < 10 A				Suma	31.50	25.00	Suma
Ampereaje total en caja de distribución					56.50 ampieros		

- NOTAS:
- TODA LA TUBERIA SERA DE PVC
 - Y 3 CABLES Y DIAMETRO 1" PARA L1 Y 2
 - CABLES Y DIAMETRO 1" PARA L2 Y 3
 - LOS INTERRUPTORES ESTARAN A UNA ALTURA DEL NIVEL DEL PISO DE 1.5 M
 - A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO
 - LA TUBERIA ELECTRICA DEBERA IR EMBEDIDA EN LA LOSA DE ENTREPISO.
 - SEGUNDO NIVEL DEBERA SUJETAR A LA ESTRUCTURA METALICA DE LA COBERTA DE LAMINA.

ALVOCAL	CALIBRE	NUMERO DE ALAMBRE EN EL TUBO
ADRESA	DIAMETRO NOMINAL DEL TUBO	
20 ANOS	12	102 102 302 302 1" 1"

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR
 DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS
 DISEÑO DE UN SISTEMA DE INSTALACIONES ELECTRICAS DE BARRIO

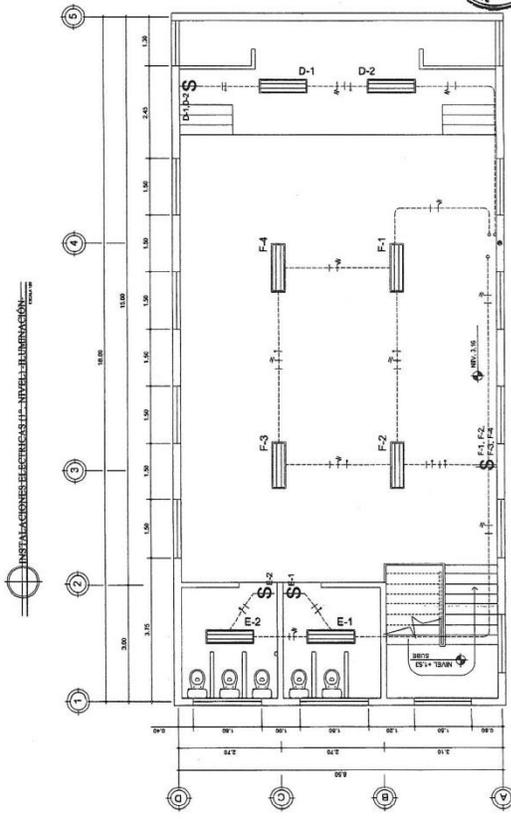
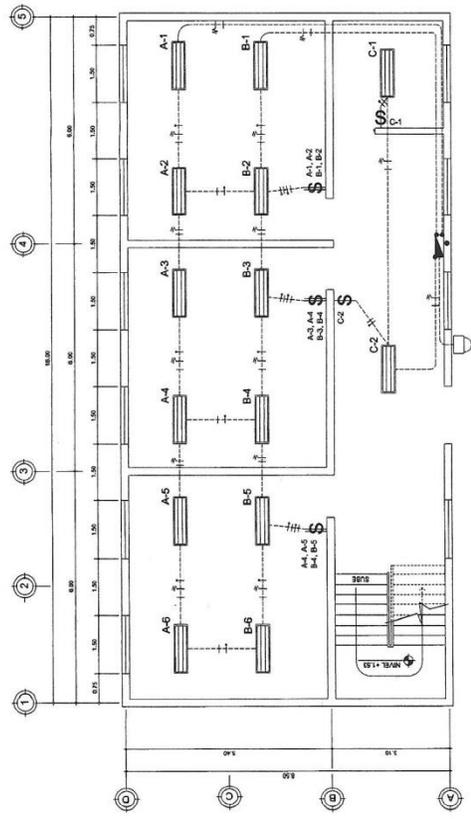
CONTRATISTA: **ING. JUAN CARLOS GONZALEZ**
 INGENIERO ELECTRICISTA

DISEÑO: **BERNARD DANIEL ALONSO**
 DISEÑADOR DE SISTEMAS ELECTRICOS

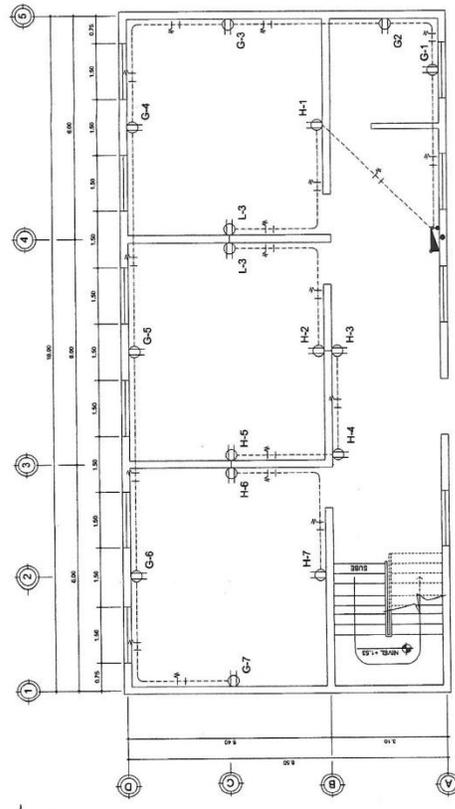
CALCULO: **BERNARD DANIEL ALONSO**
 INGENIERO ELECTRICISTA

ESQUEMA: **BERNARD DANIEL ALONSO**
 INGENIERO ELECTRICISTA

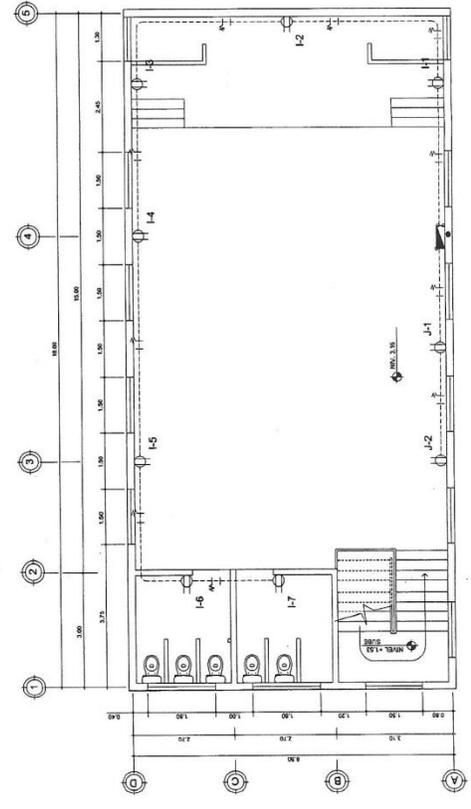
HOJA: **14**



INSTALACIONES ELECTRICAS #2 - NIVEL +1.18



INSTALACIONES ELECTRICAS (1- NIVEL)-FUERZA



INSTALACIONES ELECTRICAS (2- NIVEL)-FUERZA

SIMBOLOGIA DE FUERZA

	TOMACORRIENTE DOBLE DE 120 VOLTIOS
	TABLERO DE DISTRIBUCION DE CIRCUITOS
	INDICA DUCTO QUE SUBE EN PARED
	CONDUCTOR POSITIVO No. 12 AWG
	CONDUCTOR NEGATIVO No. 12 AWG
	TUBERIA PVC ELECTRICO 3/4" EN PISO

TABLERO DE DISTRIBUCION DE CIRCUITOS ELECTRICOS

Circuito	Descripción	Potencia unidades (watts)	Unidades Totales	Potencia Total (Watts)	Voltaje Voltios	L1 Amperios	L2 Amperios	Conductor	Filipon
A	Iluminación	40.00	18.00	720	120	6.00		#12	1x20
B	Iluminación	40.00	18.00	720	120	6.00		#12	1x20
C	Iluminación	40.00	6.00	240	120	2.00	2.00	#12	1x20
D	Iluminación	40.00	6.00	240	120	2.00	2.00	#12	1x20
E	Iluminación	40.00	6.00	240	120	2.00	2.00	#12	1x20
F	Iluminación	40.00	12.00	480	120	4.00		#12	1x20
G	Fuerza	180.00	7.00	1260	120	10.50	10.50	#12	1x20
H	Fuerza	180.00	7.00	1260	120	10.50	10.50	#12	1x20
I	Fuerza	180.00	7.00	1260	120	10.50	10.50	#12	1x20
J	Fuerza	180.00	2.00	360	120	3.00	3.00	#12	1x20
Diferencia entre L1 y L2 < 10 A						Suma	31.50		25.00
						Amperaje total en cabe de distribución	56.50 amperios	Suma	

NOTAS:

- TODA LA TUBERIA SERÁ DE PVC ELÉCTRICO. SERÁ DIÁMETRO 3/4"
- TODOS LOS TOMACORRIENTES ESTARÁN SITUADOS A UNA ALTURA DE 0.5 m. DEL NIVEL DEL PISO A MENOS QUE SI INDIQUE LO CONTRARIO EN EL PLANO.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 INSTITUTO NACIONAL DE ELECTRICIDAD Y ELECTRONICA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
 MUNICIPALIDAD DEL MUNICIPIO DE EL TORREÓN
 DISEÑO DE UN EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA USOS MULTILES
 EN LA ALLEA LAS CRUCES

CONTRATISTA: INGENIERIA ELECTRICAS Y FUERZA
 HOJA 15 DE 15

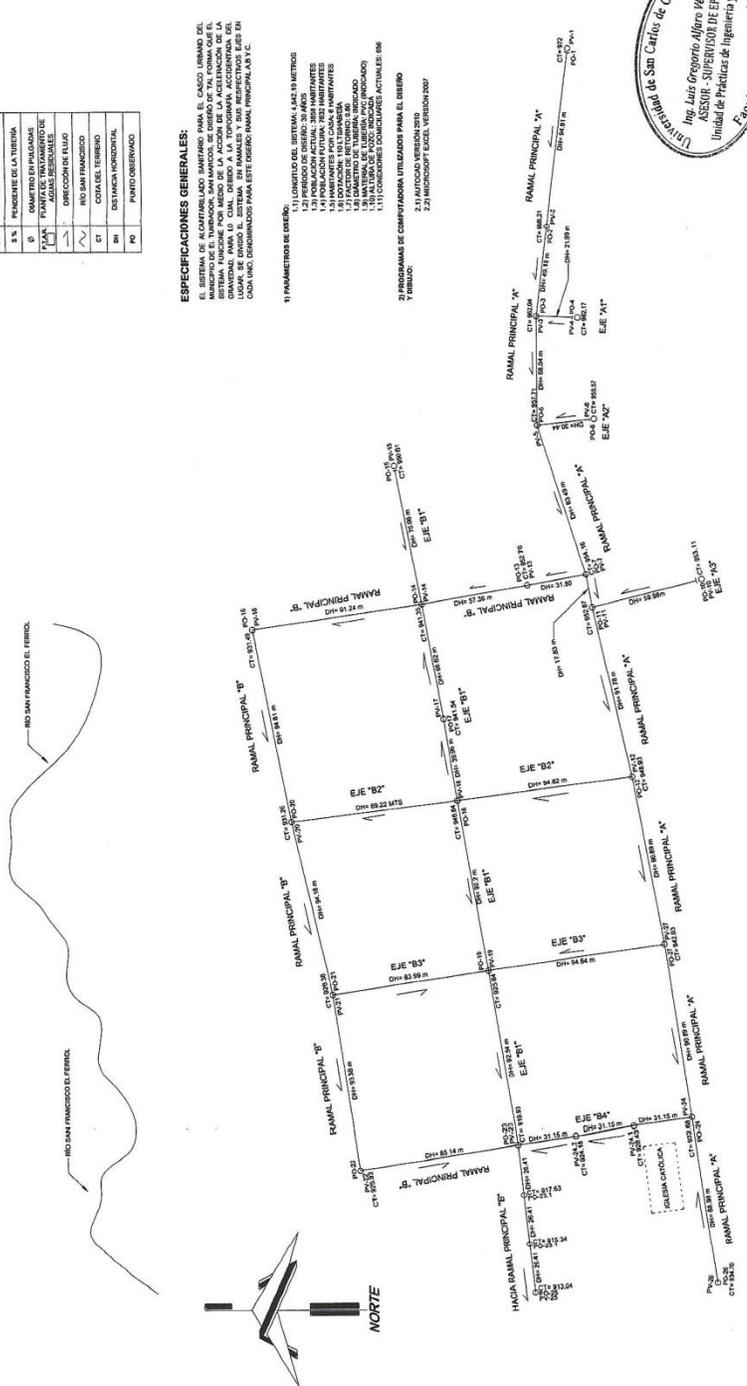
SIMBOLOGÍA	
—	TUBERÍA Y VENTILANTE PVC
—	RAMAL IRON
○	POZO DE VISITA IRON
8%	PENDIENTE DE LA TUBERÍA
⊕	DIÁMETRO EN PULGADAS
—	TIPO DE TUBERÍA
—	ACAPAS RESISTENTES
→	DIRECCIÓN DE FLUJO
—	IRD SAN FRANCISCO
—	COTEA DEL TERRENO
—	DISTANCIA HORIZONTAL
—	PI
—	PO
—	PUNTO OBSERVADO

ESPECIFICACIONES GENERALES:

1. TUBERÍA DE ALUMINADO LIGERO PARA EL CASO URBANO DEL MUNICIPIO DE SAN MARCO, DE DIÁMETRO DE TAL FORMA QUE EL SISTEMA DE TUBERÍA DEBE SER SUFICIENTEMENTE RÍGIDO PARA RESISTIR LA CARGA DE TIERRA Y A LA TROPICANÍA ACCIDENTAL EN EL LUGAR DE ENLACE DEL SISTEMA. EN RAMALES Y IRD RESPECTIVOS DEBEN CONJUNTAMENTE RESISTIR EL PESO DE LA TUBERÍA, DEL IRD Y DEL AGUA.

- 1.1 PARÁMETROS DE DISEÑO:
- 1.1.1 LONGITUD DEL SISTEMA: 1,421.19 METROS
 - 1.1.2 PERÍODO DE DISEÑO: 30 AÑOS
 - 1.1.3 VELOCIDAD DE FLUJO: 1.50 M/S
 - 1.1.4 POBLACIÓN FUTURA: 252 HABITANTES
 - 1.1.5 TIPO DE TUBERÍA: 100 mm
 - 1.1.6 DENSIDAD: 1.0120 g/cm³
 - 1.1.7 DIÁMETRO DE TUBERÍA: 100 mm
 - 1.1.8 VELOCIDAD DE FLUJO: 1.50 M/S
 - 1.1.9 MATERIAL DE TUBERÍA: IRON
 - 1.1.10 MATERIAL DE PUNTO OBSERVADO: IRON
 - 1.1.11 CONDICIONES COMERCIALES ACTUALES: IRON

2. PROGRAMAS DE COMPUTACIÓN UTILIZADOS PARA EL DISEÑO:
- 2.1 AUTOCAD VERSION 2010
 - 2.2 MICROSOFT EXCEL VERSION 2007



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

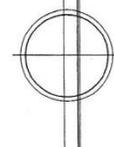
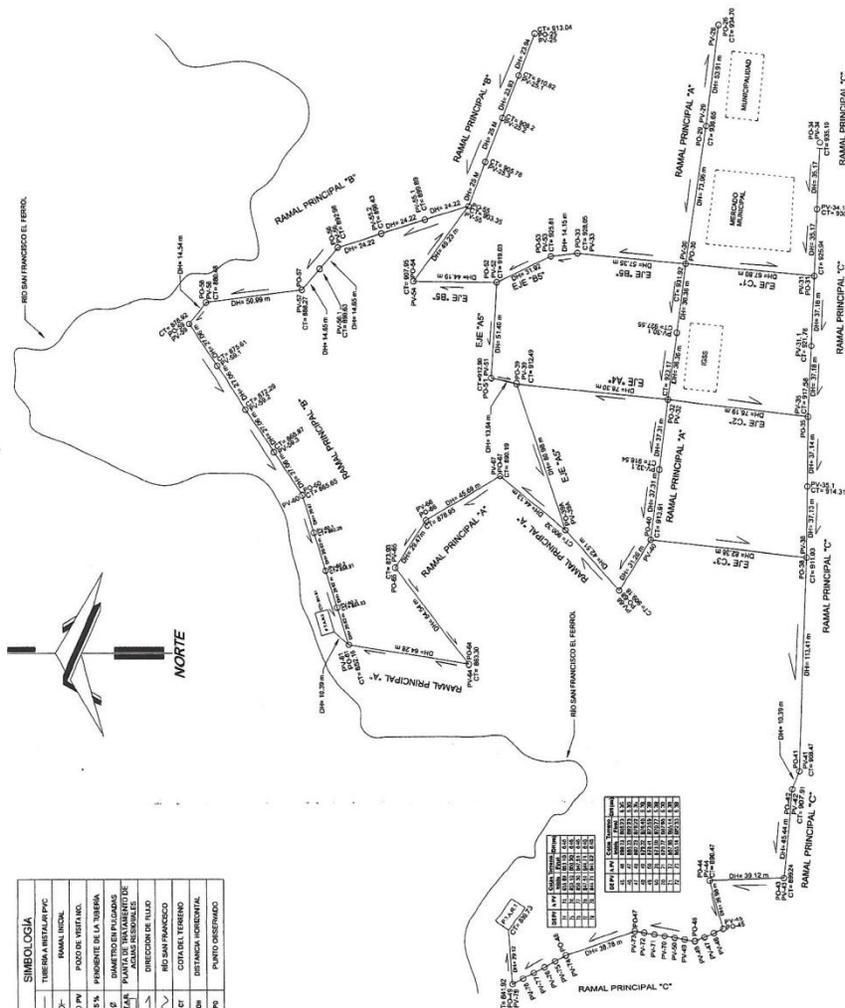
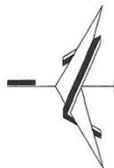
MUNICIPALIDAD DEL MUNICIPIO DE SAN MARCO
 DISEÑO DE LA RED DE AGUAS CALIENTES PARA EL CASO URBANO DEL MUNICIPIO DE SAN MARCO

INGENIERO: SERGIO DANIEL AMADOR
 CALCULO: SERGIO DANIEL AMADOR
 REVISOR: SERGIO DANIEL AMADOR
 INSCRIPCIÓN: []

HOJA 1 DE 17

PLANTA GENERAL 1/2
 ESCALA 1:100
 PLANTA

SIMBOLOGÍA	
—	TUBERÍA A INSTALAR PVC
—	RAMAL INICIAL
○	POZOS VESTIBLO
5%	PENDIENTE DE LA TUBERÍA
φ	DIÁMETRO EN PULGADAS
↑	PUNTA DE RESERVOIRIO DE
→	DIRECCIÓN DE FLUJO
○	RED SAN FRANCISCO
○	COTA DEL TERRENO
IN	DISTANCIA NOROCCIDENTAL
PO	PUNTO OBSERVADO



PLANTA GENERAL 2/2
PLANTA ESCALA 1:1000

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

1) LA LÍNEA, CHOFES Y PERFORACION DE RESERVOIRIO DE LA TUBERÍA DEBEN SER REMOVIDA DESPUÉS DE LA INSTALACIÓN DE LA TUBERÍA. LOS METROS QUE QUEDAN DEBEN SER CUBIERTOS CON UN CUCHARÓN DE TIERRA.

2) LAS TUBERÍAS DEBEN INSTALARSE EN UN FONDO DE 10 CM. DEBEN SER CUBIERTAS CON UN CUCHARÓN DE TIERRA. LOS TUBOS DEBEN SER CUBIERTOS CON UN CUCHARÓN DE TIERRA. LOS TUBOS DEBEN SER CUBIERTOS CON UN CUCHARÓN DE TIERRA. LOS TUBOS DEBEN SER CUBIERTOS CON UN CUCHARÓN DE TIERRA.

ES TUBERÍA	ANCHO ZANJA
10	0.15
15	0.20
20	0.25
25	0.30
30	0.35

3) CUANDO SE ENCONTRE TUBERÍA DEBEN SER REMOVIDA DESPUÉS DE LA INSTALACIÓN DE LA TUBERÍA. LOS METROS QUE QUEDAN DEBEN SER CUBIERTOS CON UN CUCHARÓN DE TIERRA. LOS TUBOS DEBEN SER CUBIERTOS CON UN CUCHARÓN DE TIERRA. LOS TUBOS DEBEN SER CUBIERTOS CON UN CUCHARÓN DE TIERRA. LOS TUBOS DEBEN SER CUBIERTOS CON UN CUCHARÓN DE TIERRA.

4) LA LÍNEA DEBEN SER REMOVIDA DESPUÉS DE LA INSTALACIÓN DE LA TUBERÍA. LOS METROS QUE QUEDAN DEBEN SER CUBIERTOS CON UN CUCHARÓN DE TIERRA. LOS TUBOS DEBEN SER CUBIERTOS CON UN CUCHARÓN DE TIERRA. LOS TUBOS DEBEN SER CUBIERTOS CON UN CUCHARÓN DE TIERRA. LOS TUBOS DEBEN SER CUBIERTOS CON UN CUCHARÓN DE TIERRA.

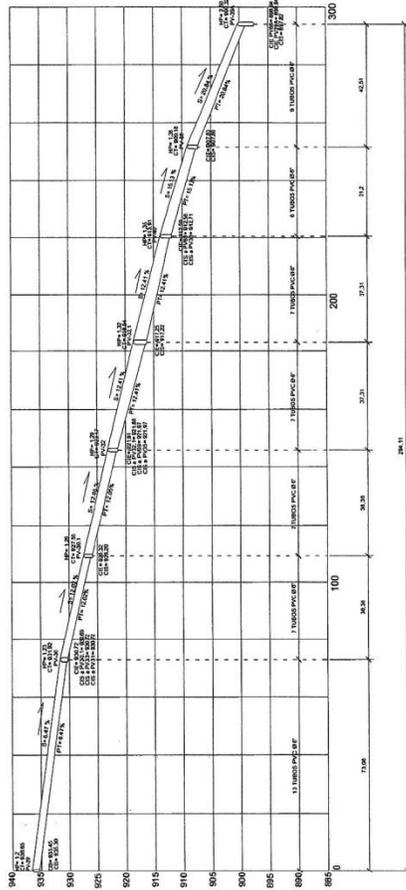
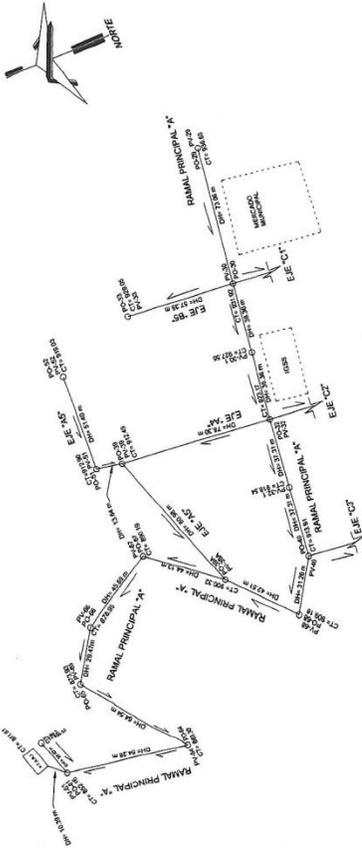
5) LA TUBERÍA DEBEN SER REMOVIDA DESPUÉS DE LA INSTALACIÓN DE LA TUBERÍA. LOS METROS QUE QUEDAN DEBEN SER CUBIERTOS CON UN CUCHARÓN DE TIERRA. LOS TUBOS DEBEN SER CUBIERTOS CON UN CUCHARÓN DE TIERRA. LOS TUBOS DEBEN SER CUBIERTOS CON UN CUCHARÓN DE TIERRA. LOS TUBOS DEBEN SER CUBIERTOS CON UN CUCHARÓN DE TIERRA.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR
DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS
CÁLCULO: SERGIO DANIEL RAMOS
CONTRATISTA: SERGIO DANIEL RAMOS
PROYECTO: RECONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA DE TUBERÍA SAN MARCOS

HOJA 2 DE 17



SIMBOLOGIA	
—	TUBERIA METALICA PVC
—	RAMAL INCLIN
O P+	PUNTO DE VERTICALES
P+%	PONIENTE DE LA TUBERIA
R+%	RAZONES DE TRAZAMIENTO DE LAS TUBERIAS
→	DIRECCION DE FLUJO
φ	DIAMETRO EN PULGADAS
CT	COTA DEL TERRENO
DM	DISTANCIA HORIZONTAL
PO	PUNTO OBSERVADO
CE	COTA INVERT DE ENTRADA
CS	COTA INVERT DE SALIDA
HP	ALTURA DEL TUBO

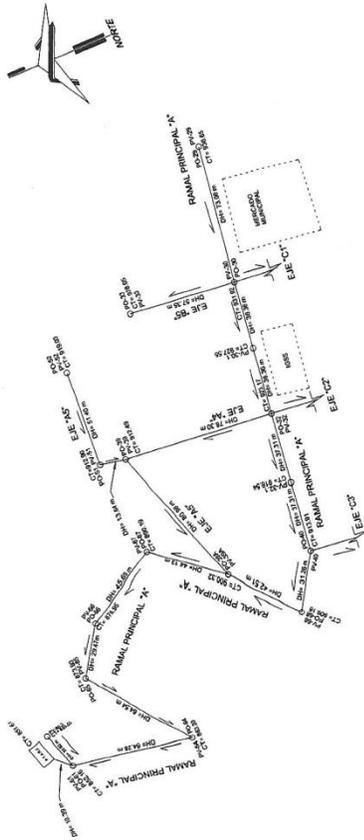


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO



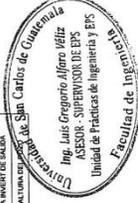
MINISTERIO DE EDUCACION Y CIENCIA
 DEPARTAMENTO DE SAN CARLOS
 DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL
 CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR, SAN MARCOS
 CONTRATO N° 10-2017-10-PRINCIPAL-X
 HOJA 5 17

PLANTA - PERFIL RAMAL "A"
 PLANTA: ESCALA 1:1000
 PERFIL: ESCALA VERTICAL 1:500
 ESCALA HORIZONTAL 1:1000



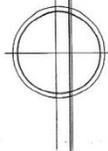
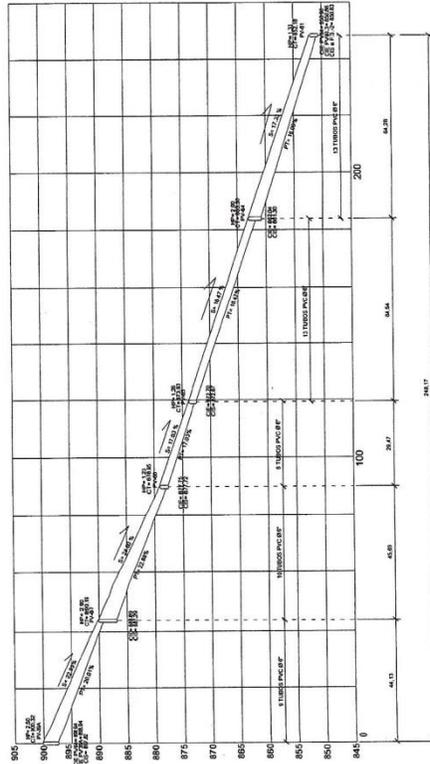
PERFILEJE "A5"
 ESCALA VERTICAL: 1:500
 ESCALA HORIZONTAL: 1:1000

SIMBOLOGIA	
—	TUBERIA A INSTALAR PVC
—	RAMAL BRICAL
○	POZO DE VISITA NO.
P1%	PENDIENTE DE LA TUBERIA
P2%	PENDIENTE DEL TERRENO
PLAN	PLANTAS DE TRANSFERENCIA
—	ALCANTARILLADO EXISTENTE
—	RESECCION DE CALLO
—	MANIFESTO DE ALACANES
CT	COTA DEL TERRENO
SN	DISTANCIAS VERTICALES
PS	PUNTO OBSERVADO
ES	COTA INVERT DE ENTRADA
ES	COTA INVERT DE SALIDA
HP	ALTURA DE LA TUBERIA



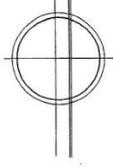
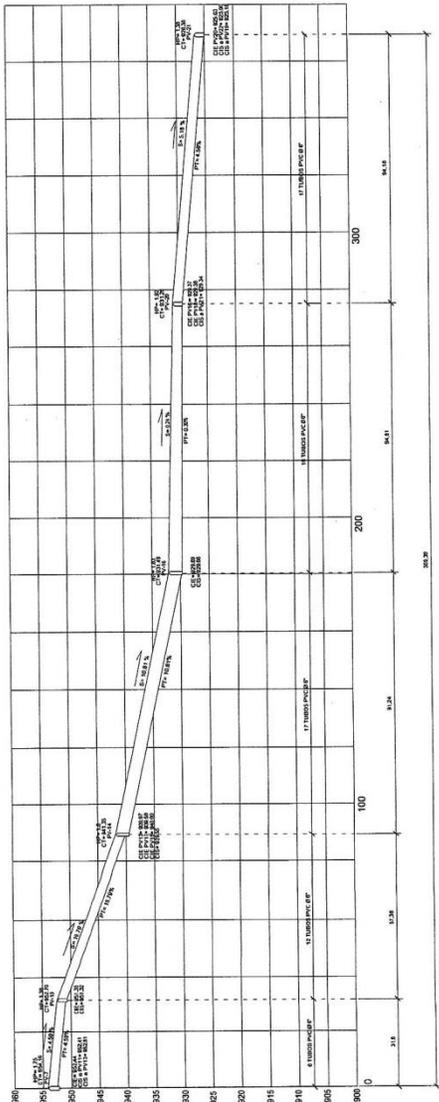
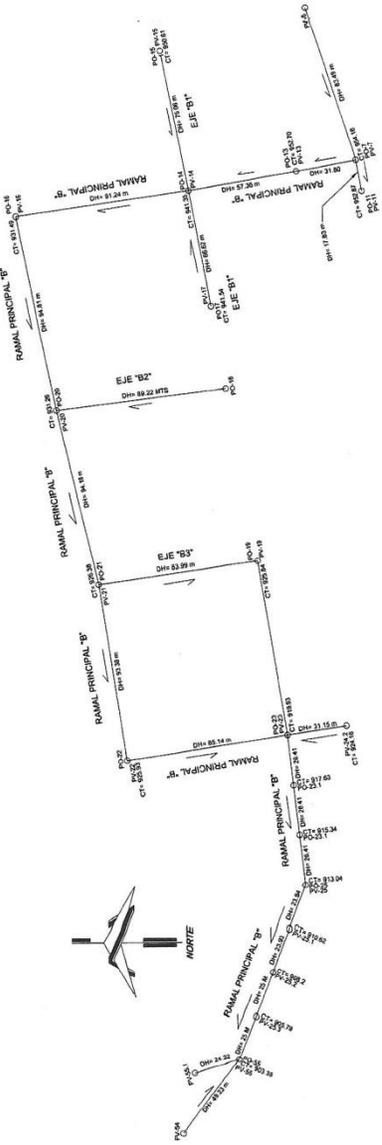
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
 MUNICIPALIDAD DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR,
 DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS

DISEÑO: **ING. DANIEL AMADOR CALCINO**
 CALCULO: **ING. DANIEL AMADOR CALCINO**
 CONTENIDO: **PERFIL RAMAL "A5"**
 HOJA: **6** DE **17**



PLANTA - PERFIL RAMAL "A"
 ESCALA VERTICAL: 1:500
 ESCALA HORIZONTAL: 1:1000

SIMBOLOGIA	
—	TUBERIA A BERTAL PNC
—	RAMAL SOCIAL
—	POZO DE VISITADO
—	POZO DE LA TUBERIA
—	PROBANTE DEL TERMINO
—	PLAN DE TUBERIA DE TUBERIA
—	DIRECCION DE FLUJO
—	DIAMETRO EN PULGADAS
—	DISTANCIA HORIZONTAL
—	PIE
—	PUNTO OBSERVADO
—	COTA INVERT DE ENTRADA
—	COTA INVERT DE SALIDA
—	ALTURA DEL POZO



PLANTA - PERFIL RAMAL "B"
 PLANTA: ESCALA 1:100
 PERFIL: ESCALA VERTICAL 1:50
 ESCALA HORIZONTAL 1:100



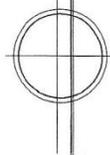
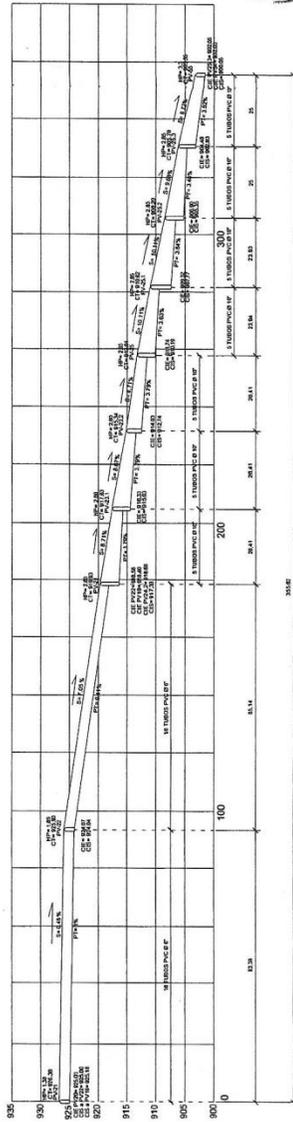
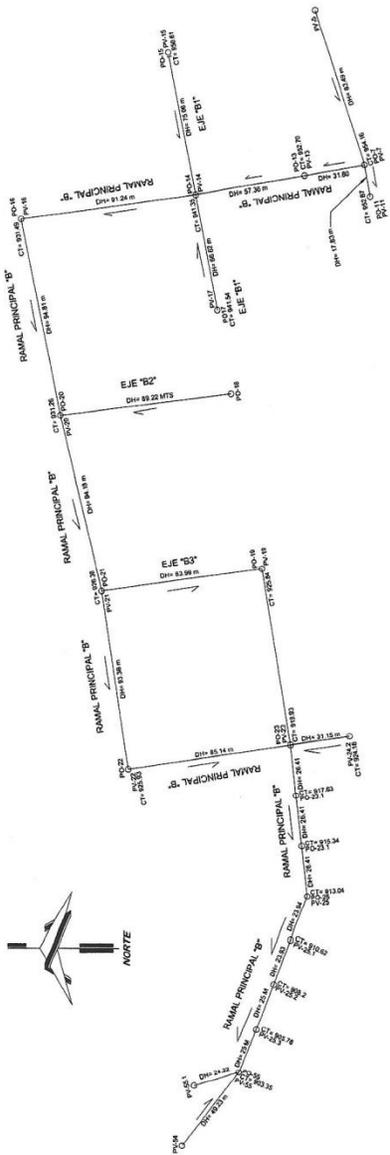
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
 MUNICIPALIDAD DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR.
 DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS
 MUNICIPIO DE EL TUMBADOR, SAN MARCOS



INGENIERO DANIEL ARMON
 CALIFICADO
 SERGIO DANIEL ARMON
 ESCALAS
 INGENIERO

HOUA
 7
 17

SIMBOLOGIA	
—	TUBERIA INSTALAR PVC
—	RAMAL INICIAL
○ PV	POZO DE VENTILACION
PTN	PERFORANTE DE LA TUBERIA
LA	LINEA DE TUBERIA
PA	PLANTA DE BOMBAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
→	DIRECCION DE FLUJO
Ø	DIAMETRO EN PALGAMES
CT	COTA DEL TERRENO
DM	DISTANCIA HORIZONTAL
PC	PUNTO OBSERVADO
DE	COTA INVERT DE ENTRADA
DB	COTA INVERT DE SALIDA
HP	ALTURA DEL POZO



PLANTA - PERFIL RAMAL "B"
 PLANTA: ESCALA 1:1000
 PERFIL: ESCALA VERTICAL 1:200
 ESCALA HORIZONTAL 1:1000

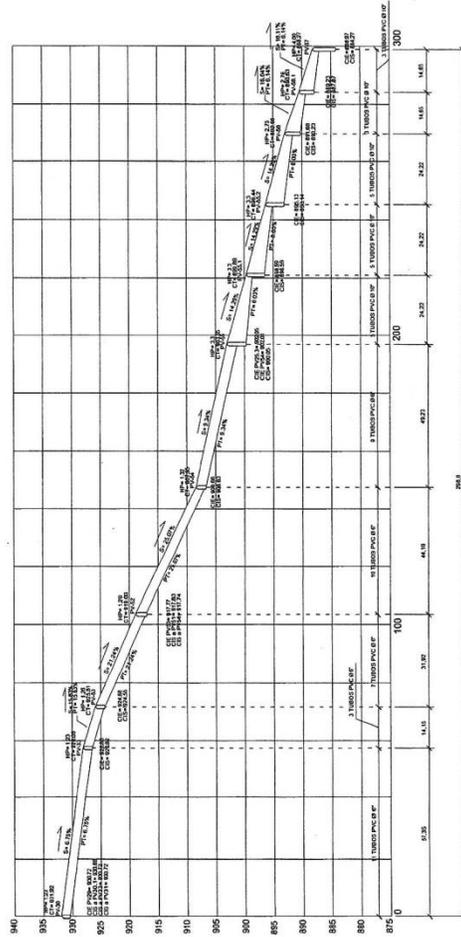
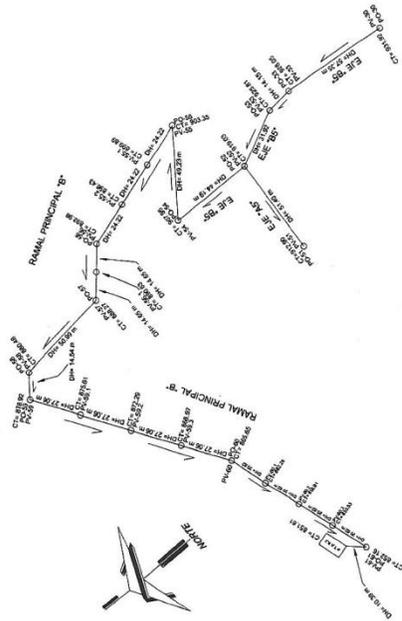


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MINISTERIO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL
 CALLES DE LA CIUDAD DE GUATEMALA
 DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS

PROYECTO:	RECONSTRUCCION DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CALLES DE LA CIUDAD DE GUATEMALA DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS
CLIENTE:	MUNICIPALIDAD DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS
PROYECTANTE:	ING. LUIS GREGORIO ALFARO VILLIZ
ASISTENTE:	ASISTENTE SUPERVISOR DE EPS
UNIDAD:	Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
FECHA:	17/05/2017
HOJA:	8
TOTAL:	17

SIMBOLOGIA	
—	TUBERIA A INSTALAR PVC
—	RAMAL INICIAL
○	POZO DE VISITA IND.
PT%	PENDIENTE DEL TERRENO
S%	PENDIENTE DEL TERRENO
PLAJ	PLAJA DE ALIVIO
→	DIRECCION DE FLUJO
∅	DIAMETRO EN PULGADAS
CT	COTA DEL TERRENO
DI	DISTANCIA HORIZONTAL
PO	PUNTO OBSERVADO
DE	COTA INVERT DE ENTRADA
DE	COTA INVERT DE SALIDA
HP	ALTURAS DEL POZO





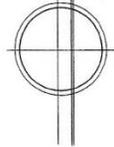
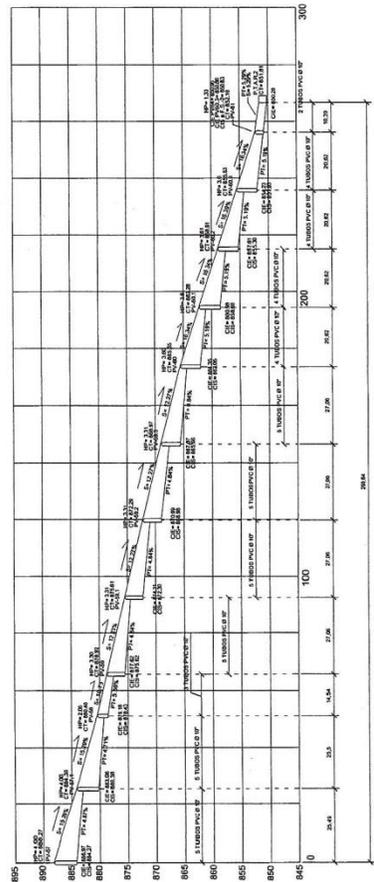
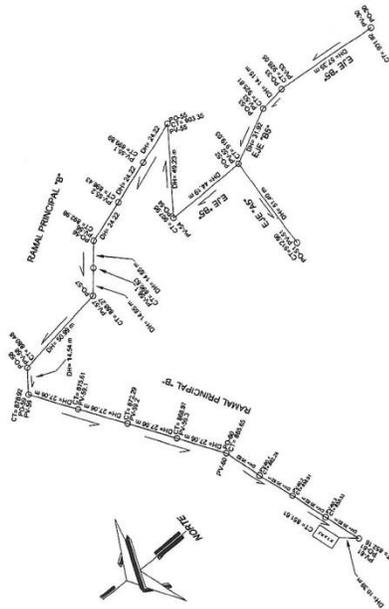
PLANTA - PERFIL RAMAL "B"
 PLANTA: ESCALA 1:1000
 PERFIL: ESCALA VERTICAL 1:100
 ESCALA HORIZONTAL 1:1000



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
 MUNICIPALIDAD DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR,
 MUNICIPIO DE EL TUMBADOR,
 DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.
PROYECTO: REDES DE LA RED DE ALCAÑAL LAGO AMEZQUERO PARA EL
CALCALC: SERVIDOR DANIEL AMADOR
CONTIENE: SERVIDOR DANIEL AMADOR
INDICADA:

HOJA 9 DE 17

SIMBOLOGIA	
—	TUBERIA INSTALADA
—	RAMAL INSTALADO
○	FOFO DE VENTA IND.
○	PPV
—	PERIMETRO DE LA TUBERIA
—	PLANTA PARA TUBERIA DE AGUA RESIDUAL
—	DIRECCION DE FLUJO
—	DIAMETRO EN PULGADAS
—	COTA DEL TERRENO
—	DISTANCIA HORIZONTAL
—	PIVOTE OBSERVADO
—	COTA INVERT DE ENTRADA
—	COTA INVERT DE SALIDA
—	ALTURA DEL FODO

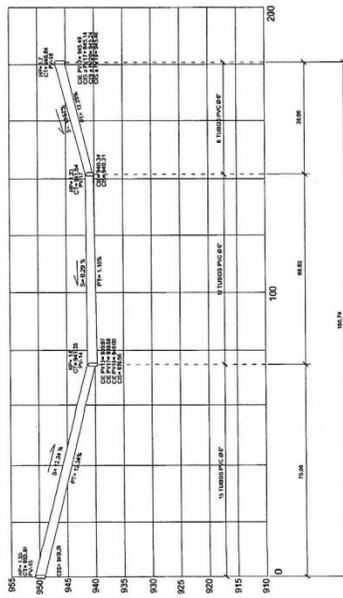
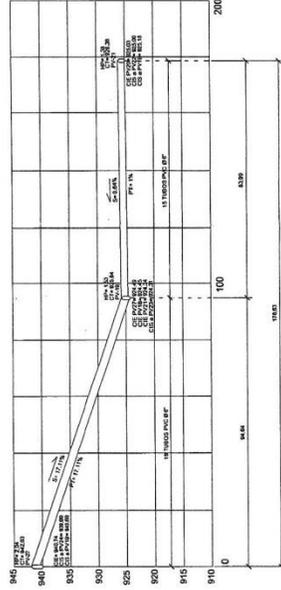
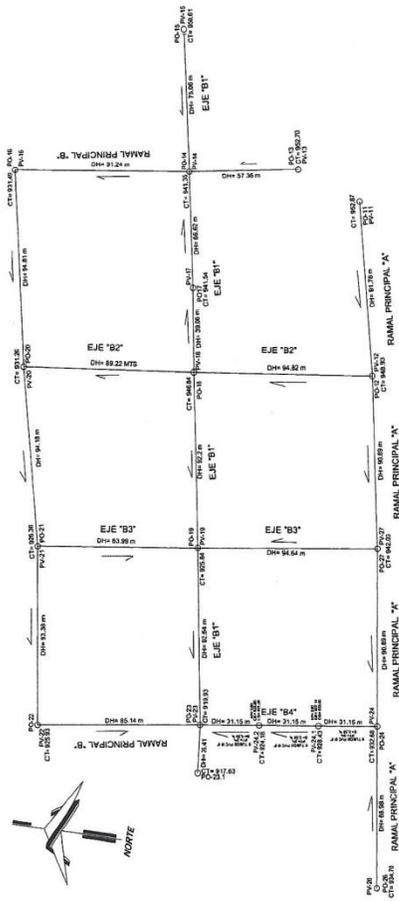


PLANTA - PERFIL-RAMAL "B"
 PLANTA: ESCALA 1:1000
 PERFIL: ESCALA VERTICAL 1:500
 ESCALA HORIZONTAL 1:1000



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
 MUNICIPALIDAD DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR
 DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS
 DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL MUNICIPIO DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR, SAN MARCOS
 DISEÑO: DANILO AMACON
 CONTROL: DANILO AMACON
 ESCALA: HORIZONTAL: 1:1000
 VERTICAL: 1:500
 HOJA: 10 DE 17

SIMBOLOGIA	
—	TUBERIA A INSTALAR PVC
CT	RAMAL BICAL
PO	POZO DE VISITA INC.
PT%	PENDIENTE DE LA TUBERIA
E %	PENDIENTE DEL TERRENO
PLA	PLANA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
D	DIAMETRO EN CALIBROS
DI	DIAMETRO EN METROS
CT	COLETA DE TENDIDO
DT	DISTANCIA HORIZONTAL
PO	PUNTO OBSERVADO
CE	COTA INVERT DE ENTRADA
CS	COTA INVERT DE SALIDA
HP	ALTURA DEL POZO



PERFIL EJE "B3"
ESCALA HORIZONTAL 1:1000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MINISTERIO DE EDUCACION
MUNICIPALIDAD DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR
DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS
CALLE DE LA AMALGAMACION N.º 11-000, SECTOR SAN MARCOS
CALLE URBANO DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR, SAN MARCOS

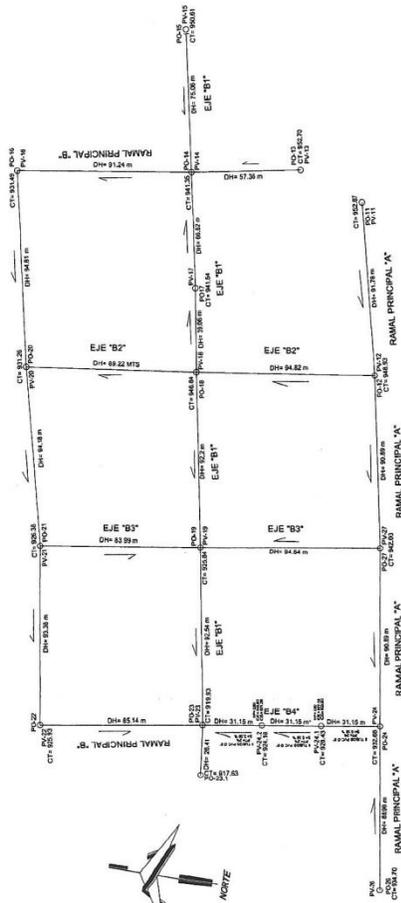
FECHA: 11/05/2011
CALCULO: BERIO DANIEL AMADOR
CONTENIDO: TUBERIA DE 150 MM Ø
DISEÑO: BERIO DANIEL AMADOR
REVISOR: BERIO DANIEL AMADOR
AUTORIZADO: [Signature]

HOJA 11 DE 17

PLANTA - PERFIL "B1 Y B3"
ESCALA VERTICAL 1:50
ESCALA HORIZONTAL 1:1000

PLANTA: ESCALA 1:1000

SIMBOLÓGIA	
—	TUBERÍA INSTALADA PVC
—	RAMAL INICIAL
○ P4	FOCOSO VISITADO
PT4	PERFORANTE DE LA TUBERÍA
9%	PENDIENTE DE LA TUBERÍA
—	PUERTOS DE INSPECCIÓN DE AGUAS RESIDUALES
—	DIRECCIÓN DE FLUJO
φ	DIÁMETRO EN PALMADAS
CT	COTA DEL TERRENO
BH	INSTANCIA HORIZONTAL
PO	PUNTO OBSERVADO
CE	COTA INVERT DE ENTUBADA
CS	COTA INVERT DE SALIDA
HP	ALTIMETRAL PODO



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR
 DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS

ING. Luis Gregorio Alfaro Veliz
 ASesor - SUPERVISOR DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
 Facultad de Ingeniería

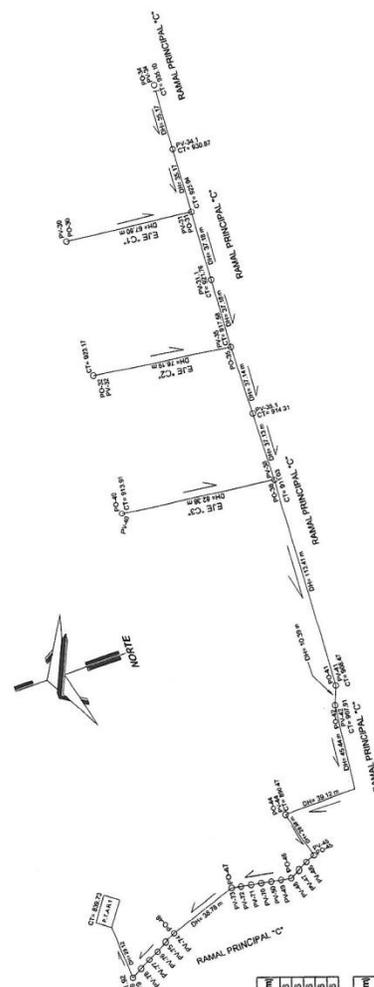
SEÑALADO POR: SERGIO DANIEL JAGÓN
 CALCALO: SERGIO DANIEL JAGÓN
 DISEÑADO POR: SERGIO DANIEL JAGÓN
 EMISORA: SERGIO DANIEL JAGÓN

HOJA 12 DE 17

PLANTA - PERFIL "B1 Y B2"

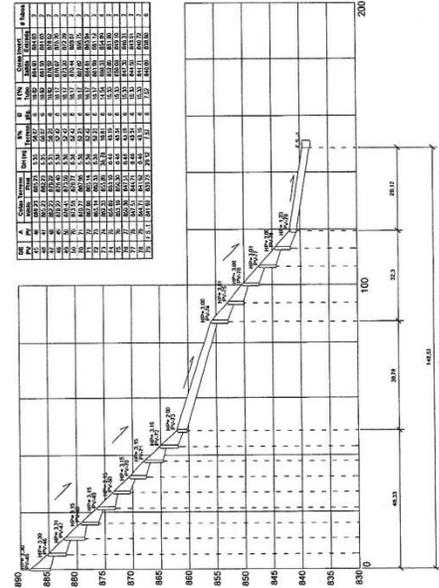
ESCALA VERTICAL: 1:500
 ESCALA HORIZONTAL: 1:1000

SIMBOLOGIA	
—	TUBERIA A INSTALAR PVC
○	RAMAL BOCAL
○ P	POZO DE VISITA NO.
P.T.M.	PENDIENTE DE LA TUBERIA
P.S.	PENDIENTE DEL TERRENO
PLAN	PLANTA DE TRAZAMIENTO DE LAS TUBERIAS
→	DIRECCION DE FLUJO
Z	DIMENSIONES EN CADAS
CT	COTA DEL TERRENO
DN	DIAMETRO NOMINAL
PO	PUNTO DE BOMBEO
CE	COTA INVERT DE ENTRADA
CB	COTA INVERT DE SALIDA
HP	ALTURA DEL POZO



DE	PIV	APIV	Cota Terreno	Inicio	Finis	DN (mm)
45	46	48	885.25	885.23	5.5	5.5
74	75	80	885.88	885.10	6.0	6.0
76	77	80	885.30	847.51	6.0	6.0
77	78	80	847.51	844.71	6.0	6.0
78	79	80	844.71	841.92	6.0	6.0

DE	PIV	APIV	Cota Terreno	Inicio	Finis	DN (mm)
45	46	48	885.25	885.23	5.5	5.5
46	47	48	885.23	885.23	5.5	5.5
47	48	48	885.23	885.23	5.5	5.5
48	49	49	879.22	876.40	5.5	5.5
49	50	49	879.41	875.99	5.5	5.5
50	51	50	875.99	875.99	5.5	5.5
70	71	70	850.97	847.56	5.5	5.5
71	72	70	847.56	845.14	5.5	5.5
72	73	70	845.14	842.33	5.5	5.5



PLANTA - PERFIL RAMAL "1"
 PUNTO: ESCALA 1:1000
 PERFIL: ESCALA VERTICAL 1:50
 ESCALA HORIZONTAL 1:1000



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
 MUNICIPALIDAD DEL MUNICIPIO DE EL TUMBADOR,
 DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS



DEBERO: DANIEL URBANO
 CALCULO: SERGIO DANIEL URBANO
 ESCALAS: 1:1000

CONTENIDO: PLANTA PRINCIPAL "1"
 HOJA 15 DE 17

ANEXOS

Anexo 1. Presión del viento

Departamento	Velocidad máxima De viento Kms. / hora	k	Vd k * Vb	Cd	Presión de viento
Alta Verapaz	11.10	0.80	8.88	1.43	0.541
Baja Verapaz	6.50	0.80	5.20	1.43	0.186
Chimaltenango	17.30	0.80	13.84	1.43	1.315
Chiquimula	6.10	0.80	4.88	1.43	0.163
El Progreso	1.70	0.80	1.36	1.43	0.013
Escuintla	6.10	0.80	4.88	1.43	0.163
Guatemala	51.00	0.80	40.80	1.43	11.426
Huehuetenango	9.20	0.80	7.36	1.43	0.372
Izabal	12.00	0.80	9.60	1.43	0.633
Jalapa	7.10	0.80	5.68	1.43	0.221
Jutiapa	8.60	0.80	6.88	1.43	0.325
Petén	9.00	0.80	7.20	1.43	0.356
Quetzaltenango	10.90	0.80	8.72	1.43	0.522
Quiché	10.00	0.80	8.00	1.43	0.439
Retalhuleu	6.00	0.80	4.80	1.43	0.158
San Marcos	5.00	0.80	4.00	1.43	0.110
Santa Rosa	3.00	0.80	2.40	1.43	0.040
Sololá	15.60	0.80	12.48	1.43	1.069
Zacapa	9.30	0.80	7.44	1.43	0.380

$$\text{Presión de viento} = 0.0048 * Cd * Vd^2$$

Donde:

Cd Coeficiente de empuje = factor de empuje (0.75) + factor de succión (0.68).

Vd Velocidad de diseño.

Vb Velocidad de viento en la base.

k Coeficiente que depende de la velocidad y la altura del edificio = 0.80 según el RDF-76.

Vd = k * Vb para alturas iguales o menores a 10 metros.

Las velocidades de viento que aparecen en la tabla son las máximas registradas en cada región de 1990 – 2003 según datos proporcionados por el INSIVUMEH, con excepción del departamento de Guatemala, debido a que se tomó el dato registrado en marzo de 1980 en la estación central.

Fuente: AGIES NR2.

