



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

**DISEÑO DE CENTRO TURÍSTICO DEL PARQUE ECOLÓGICO SENDEROS DE ALUX Y
CASA DEL DEPORTISTA, SAN LUCAS SACATEPÉQUEZ, SACATEPÉQUEZ**

Sergio Armando Alvarado Monroy

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, junio de 2021

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE CENTRO TURÍSTICO DEL PARQUE ECOLÓGICO SENDEROS DE ALUX Y
CASA DEL DEPORTISTA, SAN LUCAS SACATEPÉQUEZ, SACATEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

SERGIO ARMANDO ALVARADO MONROY

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JUNIO DE 2021

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
VOCAL I	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Christian Moisés de La Cruz Leal
VOCAL V	Br. Kevin Vladimir Armando Cruz Lorente
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADORA	Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra
EXAMINADOR	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE CENTRO TURÍSTICO DEL PARQUE ECOLÓGICO SENDEROS DE ALUX Y
CASA DEL DEPORTISTA, SAN LUCAS SACATEPÉQUEZ, SACATEPÉQUEZ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 14 de marzo de 2017.

SERGIO ARMANDO ALVARADO MONROY

Guatemala, 28 de febrero de 2020
REG.EPS.DOC.22.02.2020

Ingeniero
Oscar Argueta Hernández
Director de la Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
USAC

Estimado Ingeniero Argueta.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) del estudiante universitario **Sergio Armando Alvarado Monroy**, registro Académico **2295088200101** y CUI **201213187** de la Carrera de Ingeniería Civil. Procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **“DISEÑO DE CENTRO TURISTICO DEL PARQUE ECOLÓGICO SENDERO DE ALUX Y CASA DEL DEPORTISTA, SAN LUCAS SACATEPEQUZ, SACATEPEQUEZ.”**

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”



Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



Guatemala, 05 de octubre de 2,020

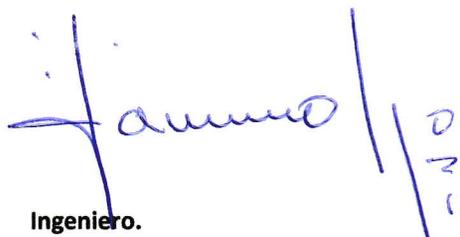
Ingeniero
Pedro Antonio Aguilar Polanco
Director de Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Estimado Ingeniero Aguilar Polanco:

Le informo que he revisado el trabajo de **graduación "DISEÑO DE CENTRO TURÍSTICO DEL PARQUE ECOLÓGICO SENDEROS DE ALUX Y CASA DEL DEPORTISTA, SAN LUCAS SACATEPÉQUEZ, SACATEPÉQUEZ"**, desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil **Sergio Armando Alvarado Monroy**, CUI: **2295-08820-0101**, Registro Académico: **2012 13187**, quién contó con la asesoría del Ing. **Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta**.

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,



Ingeniero.
Armando Fuentes Roca
Coordinador del Departamento de Estructuras

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Guatemala, 06 de octubre de 2,020

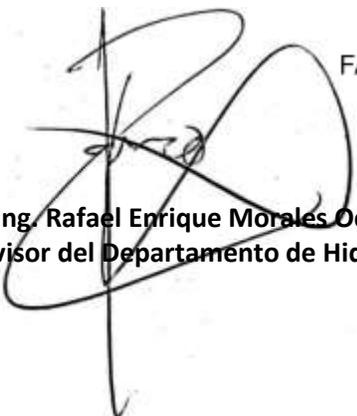
Ingeniero
Pedro Antonio Aguilar Polanco
Director de Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Estimado Ingeniero Aguilar Polanco:

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE CENTRO TURÍSTICO DEL PARQUE ECOLÓGICO SENDEROS DE ALUX Y CASA DEL DEPORTISTA, SAN LUCAS SACATEPÉQUEZ, SACATEPÉQUEZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil **Sergio Armando Alvarado Monroy, CUI: 2295088200101**, Registro Académico: **201213187**, quien contó con la asesoría de **el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta**, considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
U S A C

Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor del Departamento de Hidráulica

/mrrm.



Universidad de San Carlos de
Guatemala



Facultad de Ingeniería
Unidad de EPS

Guatemala, 08 de octubre de 2020
REF.EPS.D.157.10.2020

Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Aguilar Polanco:

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE CENTRO TURÍSTICO DEL PARQUE ECOLÓGICO SENDEROS DE ALUX Y CASA DEL DEPORTISTA, SAN LUCAS SACATEPÉQUEZ, SACATEPÉQUEZ**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Sergio Armando Alvarado Monroy, CUI 2295 08820 0101 y Registro Académico 201213187**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Oscar Argueta Hernández
Director Unidad de EPS



OAH/ra



Guatemala, 07 de Junio de 2,021

Señor

Estudiante de Ingeniería Civil

Sergio Armando Alvarado Monroy

Facultad de Ingeniería

Universidad de San Carlos de Guatemala Estimado:

Le informo que he revisado las cartas y documentos que sustentan su proceso del tema que presento como trabajo de graduación basado en la opinión de los revisores y asesor del tema de **graduación "DISEÑO DE CENTRO TURISTICO DEL PARQUE ECOLÓGICO SENDEROS DE AIUX Y CASA DEL DEPORTISTA, SAN LUCAS SACATEPÉQUEZ, SACATEPÉQUEZ"**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Sergio Armando Alvarado Monroy, Registro Académico:2012 13187, quién contó con la asesoría del **Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta**

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,

Ingeniero

Armando Fuentes Roca



ID Y ENSEÑAD A TODOS



DTG. 263.2021

La Decana 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 CENTRO TURÍSTICO DEL PARQUE ECOLÓGICO SENDEROS DE ALUX Y CASA DEL DEPORTISTA, SAN LUCAS SACATEPÉQUEZ, SACATEPÉQUEZ**, presentado por el estudiante universitario: **Sergio Armando Alvarado Monroy**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Inga. Anabela Cordova Estrada
Decana

Guatemala, junio de 2021

AACE/asga

ACTO QUE DEDICO A:

Mis padres

Maria Luisa Monroy Escobar y Sergio Alvarado Cifuentes, por su apoyo incondicional y su sacrificio que me permitió cumplir esta meta. Además de inculcarme con valores que me permitieron crecer con una persona de bien.

Mi hermana

Claudia Veronica Alvarado Monroy por apoyarme en cada paso de mi carrera.

AGRADECIMIENTOS A:

- Universidad de San Carlos de Guatemala** Por darme la oportunidad de obtener los todos conocimientos necesarios para convertirme en un profesional además de permitirme crecer educativamente.
- Facultad de Ingeniería** Por haberme provisto de excelentes catedráticos, quienes me brindaron su apoyo y la oportunidad de integrar todo su conocimiento permitiéndome volver un profesional en ingeniería.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	XV
LISTA DE SÍMBOLOS	XXIII
GLOSARIO	XXIX
RESUMEN	XXXV
OBJETIVOS.....	XXXVII
INTRODUCCIÓN	XXXIX
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografías	1
1.1.1. Generalidades	1
1.1.2. Localización del municipio de San Lucas Sacatepéquez	1
1.1.3. Características de la población	1
1.1.4. Ubicación y extensión territorial	2
1.1.5. Límites y colindancias	3
1.1.6. Aspectos económicos y actividades productivas	4
1.1.7. Clima	4
1.1.8. Vías de acceso.....	4
1.1.9. Servicios públicos.....	5
1.1.10. Comercio y turismo	5
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	7
2.1. Diseño centro turístico del parque ecológico senderos de Alux.....	7
2.1.1. Descripción del proyecto	7

2.1.2.	Investigación preliminar	7
2.1.2.1.	Topografía.....	8
2.1.2.2.	Estudio de suelos.....	8
2.1.2.2.1.	Ensayo triaxial.....	8
2.1.3.	Modelos matemáticos	10
2.1.3.1.	Modelos matemáticos de estructuras con diafragmas flexibles	11
2.1.3.2.	Modelos matemáticos de armaduras	12
2.1.4.	Diseño de bungaló tipo A, bungaló tipo B, administración y seguridad.....	12
2.1.4.1.	Cargas de diseño	12
2.1.4.2.	Cargas verticales	13
2.1.4.2.1.	Cargas de arena volcánica	13
2.1.4.2.2.	Cargas vivas	14
2.1.4.2.3.	Cargas muertas	14
2.1.4.3.	Cargas horizontales	15
2.1.4.3.1.	Cargas sísmicas.....	15
2.1.4.3.1.1.	Sismicidad y nivel de protección	16
2.1.4.3.1.2.	Selección de parámetros.....	17
2.1.4.3.1.3.	Construcción de espectros de diseño ..	17
2.1.4.3.1.4.	Espectro calibrado al nivel de diseño requerido.....	18
2.1.4.3.1.5.	Componente vertical del sismo de diseño ..	18
2.1.4.3.1.6.	Período de transición	19

2.1.4.3.1.7.	Determinación de sistema estructural ...	19
2.1.4.3.1.8.	Período de vibración empírico	20
2.1.4.3.1.9.	Ordenadas espectrales.....	20
2.1.4.3.1.10.	Coeficiente sísmico al límite de cedencia	21
2.1.4.3.1.11.	Demanda sísmica horizontal.....	22
2.1.4.3.1.12.	Demanda sísmica vertical.....	23
2.1.4.3.2.	Carga de viento	23
2.1.4.3.2.1.	Coeficiente de exposición	24
2.1.4.3.2.2.	Coeficiente de presión	24
2.1.4.3.2.3.	Presión de remanso del viento.....	24
2.1.4.3.2.4.	Presión de diseño de viento.....	25
2.1.4.4.	Análisis de esfuerzos en estructura de techos ...	26
2.1.4.4.1.	Combinaciones de carga.....	26
2.1.4.4.2.	Plantas de edificaciones.....	26
2.1.4.4.3.	Análisis esfuerzos de vigas	29
2.1.4.5.	Diseño de estructura de techos	37
2.1.4.5.1.	Factor de modificación por humedad (kh)	37

2.1.4.5.2.	Factor de modificación por duración de la carga (K_d).....	38
2.1.4.5.3.	Factor de modificación por trabajo conjunto en flexión (k_c)	39
2.1.4.5.4.	Factor de modificación por altura (K_{hf})	39
2.1.4.5.4.1.	Factor de modificación por volcamiento ($K_{\lambda v}$)	40
2.1.4.5.5.	Esfuerzo de diseño en flexión	40
2.1.4.5.6.	Módulo de flexión	41
2.1.4.5.7.	Flexión en vigas simples	42
2.1.4.5.8.	Esfuerzo de diseño en corte	43
2.1.4.5.9.	Esfuerzo de trabajo	43
2.1.4.5.10.	Deflexión	44
2.1.4.5.11.	Diseño de uniones metálicas	45
2.1.4.5.12.	Espaciamientos mínimos	46
2.1.4.5.13.	Pernos.....	46
2.1.4.5.14.	Espaciamiento	48
2.1.4.6.	Análisis de esfuerzos en muros con diafragma flexible	49
2.1.4.7.	Áreas tributarias	49
2.1.4.7.1.	Determinación de cargas	50
2.1.4.7.2.	Combinaciones de cargas.....	52
2.1.4.8.	Diseño de Panel W	53
2.1.4.8.1.	Carga permisible	54
2.1.4.8.2.	Corte resistente.....	54
2.1.4.8.3.	Momento resistente.....	55
2.1.4.8.4.	Vigas panel W	56

2.1.4.9.	Diseño de cimentación	60
2.1.4.9.1.	Cortante.....	63
2.1.4.9.2.	Momentos.....	64
2.1.5.	Diseño de salón de usos múltiples.....	66
2.1.5.1.	Cargas verticales.....	67
2.1.5.1.1.	Cargas de arena volcánica.....	67
2.1.5.1.2.	Cargas vivas.....	68
2.1.5.1.3.	Cargas muertas.....	68
2.1.5.2.	Cargas horizontales.....	69
2.1.5.2.1.	Cargas sísmicas.....	69
2.1.5.2.1.1.	Sismicidad y nivel de protección.....	69
2.1.5.2.1.2.	Selección de parámetros	70
2.1.5.2.1.3.	Construcción de espectros de diseño .	71
2.1.5.2.1.4.	Espectro calibrado al nivel de diseño requerido	71
2.1.5.2.1.5.	Componente vertical del sismo de diseño..	72
2.1.5.2.1.6.	Período de transición	72
2.1.5.2.1.7.	Determinación de sistema estructural ...	73
2.1.5.2.1.8.	Período de vibración empírico	73
2.1.5.2.1.9.	Ordenadas espectrales.....	74

2.1.5.2.1.10.	Coeficiente sísmico al límite de cedencia .	75
2.1.5.2.1.11.	Demanda sísmica horizontal	76
2.1.5.2.1.12.	Demanda sísmica vertical	77
2.1.5.2.2.	Carga de viento.....	77
2.1.5.2.2.1.	Coeficiente de exposición.....	77
2.1.5.2.2.2.	Coeficiente de presión	78
2.1.5.2.2.3.	Presión de remanso del viento.....	78
2.1.5.2.2.4.	Presión de diseño de viento	79
2.1.5.3.	Análisis de armaduras.....	80
2.1.5.4.	Diseño de armadura.....	89
2.1.5.4.1.	Factor de modificación por humedad (kh).....	90
2.1.5.4.2.	Factor de modificación por duración de la carga (Kd).....	91
2.1.5.4.3.	Factor de modificación por trabajo conjunto en flexión (kc)	91
2.1.5.4.4.	Factor de modificación por altura (Khf)	92
2.1.5.4.5.	Factor de modificación por volcamiento (Kλv).....	92
2.1.5.4.6.	Esfuerzo de diseño en flexión	92
2.1.5.4.7.	Módulo de flexión	94

2.1.5.4.8.	Flexión en vigas simples	94
2.1.5.4.9.	Diseño de uniones metálicas.....	95
2.1.5.4.10.	Espaciamientos mínimos.....	96
2.1.5.4.11.	Pernos	96
2.1.5.4.12.	Espaciamiento.....	97
2.1.6.	Diseño de sistema de agua potable	98
2.1.6.1.	Población de diseño	98
2.1.6.2.	Dotación	98
2.1.6.3.	Diseño de los componentes del sistema	98
2.1.6.3.1.	Tanque de almacenamiento	98
2.1.6.3.2.	Línea de distribución	100
2.1.6.3.2.1.	Caudal de diseño ...	100
2.1.6.3.2.2.	Determinación de diámetro	102
2.1.6.3.2.3.	Memoria de cálculo	106
2.1.6.3.3.	Programa de operación y mantenimiento.....	107
2.1.7.	Diseño de sistema de drenajes sanitarios.....	108
2.1.7.1.	Determinación de factor de retorno	108
2.1.7.2.	Caudal domiciliar	108
2.1.7.3.	Caudal comercial.....	109
2.1.7.4.	Determinación del caudal de diseño.....	110
2.1.7.5.	Caudal máximo.....	111
2.1.7.5.1.	Factor de caudal medio	111
2.1.7.5.2.	Factor de flujo Harmond	112
2.1.7.6.	Diseño de los componentes del sistema	113
2.1.7.6.1.	Determinación de diámetro	113
2.1.7.6.2.	Relaciones de tubería.....	115
2.1.7.6.3.	Memoria de cálculo	117

2.1.7.6.4.	Determinación de sistema de disposición de desechos	117
2.1.8.	Diseño de sistema de drenajes pluviales	124
2.1.8.1.	Delimitación de la cuenca	124
2.1.8.1.1.	Determinación de coeficiente de escorrentía	125
2.1.8.1.2.	Determinación de intensidad.....	125
2.1.8.2.	Diseño de componentes del sistema	125
2.1.8.2.1.	Determinación de caudal	127
2.1.8.2.2.	Determinación de diámetro	127
2.1.8.2.3.	Relaciones de tuberías	129
2.1.8.2.4.	Memoria de cálculo	131
2.1.8.2.5.	Determinación de pozos de absorción	131
2.1.9.	Evaluación de impacto ambiental	133
2.1.10.	Planos constructivos	134
2.1.11.	Presupuesto.....	134
2.2.	Diseño de casa del deportista	135
2.2.1.	Descripción del proyecto.....	136
2.2.2.	Investigación preliminar	136
2.2.2.1.	Estudio topográfico	136
2.2.2.2.	Estudio de suelos.....	136
2.2.2.3.	Ensayo triaxial.....	137
2.2.3.	Diseño de semisótano y área deportiva.....	139
2.2.3.1.	Análisis estructural	139
2.2.3.1.1.	Modelos matemáticos de marcos rígidos	139
2.2.3.1.2.	Predimensionamiento estructural.	140
2.2.3.1.3.	Cargas de diseño	140

2.2.3.2.	Cargas verticales.....	141
2.2.3.2.1.	Cargas de arena volcánica.....	141
2.2.3.2.2.	Cargas vivas.....	142
2.2.3.2.3.	Cargas muertas.....	142
2.2.3.3.	Cargas horizontales.....	143
2.2.3.3.1.	Cargas sísmicas.....	143
2.2.3.3.1.1.	Sismicidad y nivel de protección.....	143
2.2.3.3.1.2.	Selección de parámetros	144
2.2.3.3.1.3.	Construcción de espectros de diseño	145
2.2.3.3.1.4.	Espectro calibrado al nivel de diseño requerido	145
2.2.3.3.1.5.	Componente vertical del sismo de diseño	146
2.2.3.3.1.6.	Período de transición.....	146
2.2.3.3.1.7.	Determinación de sistema estructural .	146
2.2.3.3.1.8.	Período de vibración empírico	147
2.2.3.3.1.9.	Ordenadas espectrales.....	148
2.2.3.3.1.10.	Coeficiente sísmico al límite de cedencia	149
2.2.3.3.1.11.	Demanda sísmica horizontal.....	150

	2.2.3.3.1.12. Demanda sísmica	
	vertical	150
2.2.3.3.2.	Carga de viento.....	151
	2.2.3.3.2.1. Coeficiente de	
	exposición.....	151
	2.2.3.3.2.2. Coeficiente de	
	presión	151
	2.2.3.3.2.3. Presión de remanso	
	del viento.....	152
	2.2.3.3.2.4. Presión de diseño	
	de viento	152
2.2.3.3.3.	Análisis de marcos rígidos	153
	2.2.3.3.3.1. Análisis de fuerzas	
	verticales.....	153
	2.2.3.3.3.2. Análisis de fuerzas	
	horizontales.....	161
2.2.3.3.4.	Momentos últimos.....	170
2.2.3.3.5.	Diagrama de cortes.....	173
2.2.3.4.	Diseño estructural	176
	2.2.3.4.1. Diseño de losas	176
	2.2.3.4.2. Espesor de losa	177
	2.2.3.4.3. Cargas en losa.....	178
	2.2.3.4.4. Acero en losas	185
	2.2.3.4.5. Diseño de vigas	187
	2.2.3.4.6. Refuerzos momentos	188
	2.2.3.4.7. Refuerzos cortantes	192
	2.2.3.4.8. Diseño de columnas.....	195
	2.2.3.4.9. Diseño de gradas	204
	2.2.3.4.10. Diseño de zapatas	209

2.2.4.	Diseño de área administrativa.....	216
2.2.4.1.	Modelos matemáticos de sistema de cajón con diafragma rígidos.....	216
2.2.4.2.	Cargas verticales.....	216
2.2.4.2.1.	Cargas de arena volcánica.....	216
2.2.4.2.2.	Cargas vivas.....	217
2.2.4.2.3.	Cargas muertas.....	217
2.2.4.3.	Cargas horizontales.....	218
2.2.4.3.1.	Cargas sísmicas.....	218
2.2.4.3.1.1.	Sismicidad y nivel de protección.....	218
2.2.4.3.1.2.	Selección de parámetros.....	219
2.2.4.3.1.3.	Construcción de espectros de diseño	220
2.2.4.3.1.4.	Espectro calibrado al nivel de diseño requerido.....	221
2.2.4.3.1.5.	Componente vertical del sismo de diseño.	221
2.2.4.3.1.6.	Período de transición.....	221
2.2.4.3.1.7.	Determinación de sistema estructural .	222
2.2.4.3.1.8.	Período de vibración empírico.....	222
2.2.4.3.1.9.	Ordenadas espectrales.....	223

2.2.4.3.1.10.	Coeficiente sísmico al límite de cedencia	224
2.2.4.3.1.11.	Demanda sísmica horizontal	225
2.2.4.3.1.12.	Demanda sísmica vertical	226
2.2.4.3.2.	Carga de viento.....	226
2.2.4.3.2.1.	Coeficiente de exposición	227
2.2.4.3.2.2.	Coeficiente de presión	227
2.2.4.3.2.3.	Presión de remanso del viento.....	227
2.2.4.3.2.4.	Presión de diseño de viento	228
2.2.4.4.	Diseño de losa	229
2.2.4.4.1.	Espesor de losa	230
2.2.4.4.2.	Cargas en losa.....	232
2.2.4.4.3.	Acero.....	237
2.2.4.5.	Diseño de vigas.....	239
2.2.4.5.1.	Refuerzos.....	242
2.2.4.5.2.	Refuerzos cortantes	245
2.2.4.6.	Análisis de esfuerzos mampostería	247
2.2.4.6.1.	Centros de masa losas	249
2.2.4.6.2.	Análisis de muros.....	252
2.2.4.6.2.1.	Rigidez de muros	255
2.2.4.6.2.2.	Excentricidad	257
2.2.4.6.2.3.	Momento polar	258

2.2.4.6.2.4.	Corte basal	259
2.2.4.6.2.5.	Cargas en muros....	260
2.2.4.6.2.6.	Carga axial	263
2.2.4.6.2.7.	Esfuerzos	266
2.2.4.7.	Diseño de mampostería reforzada	268
2.2.4.8.	Diseño de cimentaciones	273
2.2.5.	Análisis de muros de contención semisótano	278
2.2.5.1.	Determinación de esfuerzos en el suelo.....	278
2.2.5.2.	Determinación de tipo de muro de contención .	279
2.2.5.3.	Diseño de muro de contención	280
2.2.5.3.1.	Cálculo de estabilidad	282
2.2.5.3.2.	Esfuerzos en muro	288
2.2.5.3.3.	Diseño de pie	291
2.2.5.3.4.	Diseño de talón	295
2.2.5.3.5.	Diseño de pantalla.....	300
2.2.6.	Evaluación de impacto ambiental.....	304
2.2.7.	Planos constructivos	305
2.2.8.	Presupuesto	305
CONCLUSIONES		307
RECOMENDACIONES		309
BIBLIOGRAFÍA.....		311
ANEXOS		313

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Distribución población del municipio	2
2.	Mapa del municipio	3
3.	Diafragma flexible	11
4.	Armadura	12
5.	Planta arquitectónica bungalow A.....	27
6.	Planta arquitectónica bungalow B.....	27
7.	Planta arquitectónica administración.....	28
8.	Planta arquitectónica seguridad	28
9.	Planta de vigas administración.....	29
10.	Área tributaria de viga (administración).....	30
11.	Diagrama de viga	30
12.	Reacciones en apoyos	34
13.	Fuerzas en viga.....	35
14.	Fuerzas dentro del elemento.....	36
15.	Pernos en viga	47
16.	L en vigas.....	47
17.	Unión metálica administración	49
18.	Área tributaria muro	50
19.	Representación de viga panel W	57
20.	Cimiento final administración	66
21.	Armadura salón de usos múltiples	80
22.	Direcciones de acción y grados de libertad armadura	81
23.	Diseño de armadura.....	97

24.	Perfil tubería de agua potable ramal 2	103
25.	Línea piezométrica.....	105
26.	Perfil de drenaje.....	113
27.	Sección tanque séptico.....	121
28.	Tanque séptico	122
29.	Sección transversal campo de infiltración.....	124
30.	Perfil de drenaje pluvial.....	128
31.	Marco rígido.....	140
32.	Configuración por analizar	157
33.	Fuerzas en ejes letra	168
34.	Fuerzas en ejes número	168
35.	Cortante sismo en ejes letra	175
36.	Cortante sismo en ejes número	175
37.	Configuración de losas	177
38.	Armado final viga V1.....	192
39.	Refuerzo a corte V1	195
40.	Áreas tributarias de columnas	196
41.	Configuración de columna propuesta	197
42.	Distancia a centro plástico	200
43.	Diagrama de interacciones	202
44.	Configuración final columna C1	204
45.	Armado final escaleras	208
46.	Cortante actuante	211
47.	Área de punzonamiento.....	212
48.	Configuración de cimientos.....	215
49.	Configuración de losas (preliminar)	230
50.	Configuración de losas (final)	231
51.	Momentos en losas del área administrativa.....	234
52.	Momentos finales de losas en área administrativa	237

53.	Área tributaria de viga (v4)	240
54.	Armado de viga (v4)	244
55.	Refuerzo a corte V4	247
56.	Planta de área administrativa	248
57.	Pozo de luz primera planta.....	250
58.	Centro de muro C.....	253
59.	Áreas tributarias de muro crítico.....	264
60.	Configuración muro 4	270
61.	Configuración final muro 4	273
62.	Configuración cimiento corrido.....	277
63.	Diagrama de muro de contención	278
64.	Carga distribuida muro de contención.....	279
65.	Tipo de muro de contención.....	279
66.	Predimensionamiento de muro de contención	281
67.	Áreas de pesos de muro de contención	284
68.	Medidas muro de contención	286
69.	Esfuerzos en cimientos de muro de contención	290
70.	Fuerzas puntuales.....	291
71.	Armado de pie de muro de contención.....	295
72.	Pesos actuantes en talón	296
73.	Armado de talón de muro de contención.....	300
74.	Armando de pantalla muro de cimentación	303
75.	Diseño final de muro de contención	304

TABLAS

I.	Cargas muertas (bungalós).....	15
II.	Cargas muertas (techo bungalós)	15
III.	Cargas administración.....	33
IV.	Combinaciones de cargas administración.....	33
V.	Deformaciones máximas admisibles en vigas de madera.....	44
VI.	Cargas de muro	52
VII.	Cargas distribuidas en muro	52
VIII.	Combinaciones de cargas en muro (administración)	53
IX.	Esfuerzos en muro	56
X.	Esfuerzos en viga panel w	59
XI.	Combinaciones de cargas de servicio.....	60
XII.	Resultados de combinaciones de viga	60
XIII.	Cargas muertas (salón de usos múltiples)	69
XIV.	Cargas armadura	80
XV.	Combinaciones de carga (armadura).....	81
XVI.	Longitud de elementos	82
XVII.	Grados de libertad.....	83
XVIII.	Tabla de conectividad	84
XIX.	Matriz de rigidez local.....	85
XX.	Matriz de rigidez total	85
XXI.	Matriz de rigidez reducida	86
XXII.	Vector de carga.....	86
XXIII.	Desplazamiento de elementos	88
XXIV.	Cargas en elementos	89
XXV.	Tiempo de recarga de tanque	100
XXVI.	Pérdidas de carga por diámetro	104
XXVII.	Ramal 2 resultados	104

XXVIII.	Presiones máximas en tuberías.....	105
XXIX.	Memoria de cálculo ramal 1	106
XXX.	Memoria de cálculo ramal 2.1	106
XXXI.	Memoria de cálculo ramal 2.....	107
XXXII.	Detalle de programa de operaciones y mantenimiento.....	107
XXXIII.	Parámetros máximos	116
XXXIV.	Memoria de cálculo drenaje sanitario	117
XXXV.	Parámetros máximos	130
XXXVI.	Memoria de cálculo drenaje pluvial.....	131
XXXVII.	Presupuesto del centro turístico del parque ecológico senderos de Alux	135
XXXVIII.	Cargas muertas (área deportiva)	142
XXXIX.	Factores de giro	158
XL.	Momentos de empotramiento	158
XLI.	Ciclos de Kani.....	160
XLII.	Momentos en la estructura	161
XLIII.	Fuerzas horizontales.....	162
XLIV.	Fuerza horizontales en ejes.....	162
XLV.	Centros de masa.....	163
XLVI.	Rigidez de columnas por nivel	164
XLVII.	Rigidez nivel uno y ejes letras	165
XLVIII.	Centros de masa y centros de rigidez.....	166
XLIX.	Cortante por sismo y cortante por torsión eje x	167
L.	Cortante por sismo y cortante por torsión eje y	167
LI.	Momentos ejes letras.....	170
LII.	Combinación de carga CR1 EJE D.....	170
LIII.	Combinación de carga CR2 EJE D.....	171
LIV.	Combinación de carga CR3 EJE D.....	171
LV.	Combinación de carga CR4- EJE D.....	171

LVI.	Combinación de carga CR4+ EJE D	172
LVII.	Combinación de carga CR5- EJE D	172
LVIII.	Combinación de carga CR5+ EJE D	172
LIX.	Momentos máximos ejes número.....	173
LX.	Momentos máximos ejes letra.....	173
LXI.	Cortante por nivel.....	174
LXII.	Carga de losa.....	178
LXIII.	Coeficientes para momentos de losa	179
LXIV.	Momentos resultantes	180
LXV.	Momentos de losa	181
LXVI.	Momentos finales de losas.....	184
LXVII.	Momentos ejes numero.....	188
LXVIII.	Momentos ejes letra	188
LXIX.	Espaciamientos máximos de estribos	194
LXX.	Cargas finales de columnas.....	197
LXXI.	Cargas de escalera	206
LXXII.	Cargas muertas área administrativa.....	218
LXXIII.	Espesor de losa en un sentido	232
LXXIV.	Cargas de losa en área administrativa	233
LXXV.	Factores de losa.....	233
LXXVI.	Cargas muertas en área tributaria.....	240
LXXVII.	Combinaciones de cargas (área administrativa)	241
LXXVIII.	Momentos positivos y momentos negativos en viga	241
LXXIX.	Espaciamientos máximos de estribos	246
LXXX.	Centros geométricos	249
LXXXI.	Pozos de luz.....	250
LXXXII.	Centro de masa losa nivel 1	252
LXXXIII.	Centro de masa losa nivel 2.....	252
LXXXIV.	Centro de masa de muros.....	254

LXXXV.	Centros combinados de masa	255
LXXXVI.	Centros de rigidez.....	257
LXXXVII.	Excentricidad de muros	258
LXXXVIII.	Momentos de torsión	261
LXXXIX.	Cargas de muro	265
XC.	Combinaciones de cargas de muro	265
XCI.	Acero de refuerzo mínimo para soleras	269
XCII.	Refuerzo vertical mínimo para edificaciones de dos niveles.....	269
XCIII.	Combinaciones cimentaciones	273
XCIV.	Cargas distribuidas muro E.....	274
XCV.	Combinación de cargas muro E.....	274
XCVI.	Peso de muro de contención	284
XCVII.	Presupuesto de la casa del deportista	306

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
Hs	Altura de sedimentos
Hr	Altura de la columna del piso
h	Altura del elemento
h_n	Altura total del edificio
Pmf	Altura total final
h_m	Ancho o altura de la pieza
Ø	Ángulo de fricción interna
As	Área de acero
Az	Área de cimentación
Apn	Área de pozo de luz
A	Área del elemento
Ag	Área gruesa
A_t	Área tributaria
b	Base del elemento
Fs	Capacidad soporte del suelo
Q_u	Capacidad soporte del suelo
Q_{adm}	Capacidad soporte del suelo admisible
C	Carga
W	Carga
Pa	Carga admisible en la dirección del grano
Qa	Carga admisible perpendicular al grano
Ar	Carga de arena volcánica
Qd	Carga distribuida

Pf	Carga final
M	Carga muerta
R	Carga resistente
F'c	Carga resistente del concreto
ØW_{Pm}	Carga última permisible factorizada
V	Carga viva
C_a	Caudal
Q_c	Caudal comercial
Q_{ci}	Caudal conexiones ilícitas
Q	Caudal de diseño
C_{in}	Caudal de infiltración
Q_{do}	Caudal domiciliar
Q_{max}	Caudal máximo
C_x	Centro geométrico
C_{es}	Coefficiente de escorrentía
C_e	Coefficiente de exposición
C_f	Coefficiente de fricción
C_q	Coefficiente de presión
N_r	Coefficiente de rugosidad
F_a	Coefficiente de sitio para períodos de vibración cortos
F_v	Coefficiente de sitio para períodos de vibración largos
C_s	Coefficiente sísmico al límite de cedencia
C_o	Cohesión del suelo
C_{Sn}	Combinación de carga
Q_h	Componente horizontal de la demanda sísmica
S_{vd}	Componente vertical del sismo
C_p	Contrahuella
V_a	Cortante actuante
V_s	Corte resistente del acero

Vc	Corte resistente del concreto
Dt	Deflexión actuante
Dm	Deflexión máxima
Sh	Demanda sísmica horizontal
Di	Diámetro de tubería
ΔH	Diferencia de valor de contenido de humedad y 12 %
Yn	Distancia del centro plástico hasta centro de la varilla
d	Distancia entre punto/compresión y fibra de tensión
D	Dotación
t	Duración de la carga
Qr	Esfuerzo cortante en el piso
Sx	Esfuerzo de flexión en x
Sy	Esfuerzo de flexión en y
Fct	Esfuerzo de trabajo máximo de cizalle
s	Espaciamiento
TI	Espesor de losa
Nc	Factor de capacidad de carga
Nq	Factor de capacidad de carga
Ny	Factor de capacidad de carga
Fqm	Factor de caudal medio
kd	Factor de escala sísmica en construcción
Fh	Factor de flujo Harmond
Uik	Factor de giro
Li	Factor de importación
Khf	Factor de modificación por altura
Kd	Factor de modificación por duración de la carga
Kh	Factor de modificación por humedad
Kr	Factor de modificación por rebaje
Kc	Factor de modificación por trabajo conjunto en flexión

$K_{\lambda v}$	Factor de modificación por volcamiento
P	Factor de redundancia
\emptyset_s	Factor de seguridad
K	Factor de seguridad
F_{dm}	Factor día máximo
F_{hm}	Factor hora máxima
S_{1d}	Factor para cálculo del espectro calibrado
S_{cd}	Factor para cálculo del espectro calibrado
K_T	Factor de periodo de vibración empírico
D₁	Factor para lado continuo 1
D₂	Factor para lado continuo 2
Fr	Factor retorno
Q	Fuerza de corte máxima
Io	Índice de sismicidad
I	Inercia del elemento
In	Intensidad
I₁	Lado continuo 1
I₂	Lado continuo 2
L	Longitud del elemento
L_c	Longitud libre
It	Longitud máxima
gc	Módulo de corte
E	Módulo de elasticidad
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
W_n	Módulo de flexión
M_{ikf}	Momento de empotramiento por cargas externas
Mr	Momento de piso de nivel
Mi	Momento de sujeción en el nudo
K''_{ik}	Momento por desplazamiento de columna del extremo

M'ik	Momento en el extremo i debido a su extremo
M'ki	Momento en el extremo k debido a su giro
Mx	Momento en el sentido x
My	Momento en el sentido y
Mik	Momento flector en el extremo I de la barra ik
Mmax	Momento máximo
Mu	Momento último
n	Número de elementos
S_a(T)	Ordenada espectral
hf	Pérdida de carga
Pr	Periodo de retención
T_a	Periodo de vibración emperico
Ts	Periodo que separa los periodos cortos de los largos
Sp	Pendiente
Y	Peso específico del suelo
Pp	Peso propio
Ps	Peso suelo
Po	Población
Pfu	Población futura
Q	Presión
P_v	Presión de diseño de viento
Q_s	Presión de remanso del viento
D_f	Profundidad de desplante de la cimentación
Fy	Resistencia de acero
Sh	Sismo horizontal
Sv	Sismo vertical
Fcd	Tensión admisible
Ff	Tensión admisible
Fc	Tensión de diseño

Ft	Tensión de diseño
Tc	Tiempo de concentración
Qf	Velocidad de flujo
Ve	Velocidad de flujo a sección llena
Vo	Volumen
Vd	Volumen de lodos
G	Volumen de lodos por clima
Vn	Volumen de natas
Vse	Volumen sedimentos
Vt	Volumen total

GLOSARIO

ACI	<i>American Concrete Institute</i> (Instituto Americano del Concreto).
AISC	<i>American Institute of Steel construction</i> (Instituto Americano de Construcción en Acero).
Área neta efectiva	Área modificada para resistir los efectos de los esfuerzos aplicados.
Base de columna	Ensamble de formas, placas conectoras, anclajes estructurales en la base de la columna usada para transmitir fuerzas entre la estructura metálica y la cimentación.
<i>Bracing</i>	Elemento o sistema que provee rigidez y fuerza para limitar el movimiento fuera del plano de otro elemento en el punto de <i>brace</i> .
Carga axial	Carga aplicada en el eje longitudinal de un elemento.
Columna	Normalmente elemento estructural vertical cuya principal función es resistir fuerzas de compresión axial.

Contra flecha	curvatura fabricada en una viga para compensar la deflexión inducida por cargas.
Doubler	Plata agregada, y paralela con una columna o viga para incrementar la resistencia en lugares de esfuerzos concentrados.
Longitud efectiva	Longitud de una columna hipotética con la misma resistencia cuando se analizada con las conexiones de anclaje.
Momento	Producto de una fuerza por la distancia perpendicular a la línea de acción de la fuerza al eje de rotación.
Muro	Elemento, generalmente vertical, empleado para encerrar o separar espacios.
Péndulo invertido (E5-2)	Sistema relativamente esbelto en la dirección de la carga horizontal, que soporta la carga vertical y también las fuerzas horizontales actuando esencialmente como voladizo vertical aislado.
S1r	Ordenada espectral de periodo 1 seg. del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés.
S1s	Ordenada espectral ajustada del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración de 1 seg.

Scr	Ordenada espectral de periodo corto del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés.
Scs	Ordenada espectral ajustada del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto.
Sismo básico	Sismo al que tiene un 10 % de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años.
Sismo extremo	Sismo al que tiene una probabilidad del 2 % de ser excedido en un período de 50 años. Este sismo es la base para el mapa de zonificación sísmica.
Sismo mínimo	Reducción del sismo básico que se permite únicamente en casos de excepción específicamente indicados en estas normas, que incluyen obra utilitaria y algunos casos de readecuación sísmica de obra existente.
Sismo severo	Sismo al que tiene un 5 % de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Se utilizará para diseño estructural de obra importante y de obra esencial. Es electivo utilizarlo en lugar del sismo básico si el desarrollador del proyecto lo prefiere.

Sistema de cajón (E2)	Sistema formado por losas actuando como diafragmas en el plano horizontal, sostenidas por muros estructurales.
Sistema de marcos (E1)	Sistema integrado con marcos de columnas y vigas que soportan toda la carga vertical y además todas las solicitaciones horizontales. Todos los marcos deben estar unidos entre sí por diafragmas de piso horizontales.
Soportes en voladizo	Estructuras de un solo nivel o que constituyen el nivel superior de otras estructuras en las que columnas y/o muros soportan las cargas verticales y también todas las cargas horizontales actuando como voladizos verticales.
Tanque	Recipiente de gran tamaño, normalmente cerrado a contener líquidos o gases.
Topografía	Parte de la geodesia que tiene por objetivo representar el terreno sobre papel de la manera más exacta posible. Los dibujos que representan un terreno se llaman planos topográficos y el conjunto de operaciones que hay que realizar para ejecutarlos levantamientos topográficos o de planos.
Viga	Normalmente un elemento estructural horizontal que tiene como principal función resistir momentos flexionantes.

Viga-columna

Elemento estructural que resiste ambas fuerza axial y momento flexionante.

Zapata

Tipo de cimentación superficial adecuado cuando el terreno tiene propiedades de soporte adecuados.

RESUMEN

El presente documento consta de dos capítulos. En el primero se adentra dentro de las características únicas del municipio de San Lucas Sacatepéquez.

El capítulo 2 es la fase técnica de este documento, el mismo se divide en dos subcapítulos. En el primero se enfoca en el diseño de las instalaciones del centro turístico del parque senderos de Alux. Como primer paso se determinan todas las características del sitio por utilizar, se continua con el diseño del techo de una de las estructuras. Con esta información se procede al diseño de los muros de prefabricados, y se finaliza con el diseño de su respectiva cimentación. Se continua con el análisis de la armadura de techos del salón de usos múltiples, se utiliza el método matricial para la determinación de los esfuerzos a soportar.

También dentro de este subcapítulo se realiza el diseño de agua potable para el recinto determinando caudales y diámetros de las tuberías por utilizar. Con esta información se diseña el sistema de drenajes sanitarios el cual concluye con el diseño de un tanque séptico.

Para finalizar con el subcapítulo se determinan las áreas tributarias que aportaran agua de lluvia, con esta información se hace el diseño del sistema de drenaje pluvial, junto con el diseño de pozos de absorción.

El subcapítulo dos, se enfoca en el proyecto de la casa del deportista, el cual es un polideportivo que utiliza un edificio principal de marcos rígidos y un área administrativa de mampostería reforzada. El subcapítulo da inicio con el análisis del sitio, para luego determinar los esfuerzos que la estructura de marcos

rígidos debe soportar. Luego se hace el diseño de vigas y columnas, finalizando con el diseño de las zapatas.

Se hace el análisis de esfuerzos del área administrativa el cual permite determinar el diseño de la mampostería reforzada. Con el diseño finalizado de la mampostería se procede a realizar el cálculo del cimiento corrido de la estructura.

El último procedimiento que se encuentra en este documento es el diseño de un muro de contención, donde se determinaran las fuerzas que actúan sobre él, para luego determinar todas sus características.

OBJETIVOS

General

Diseñar las instalaciones y estructuras del centro turístico del parque ecológico senderos de Alux, Diseñar las estructuras del polideportivo “casa del deportista”, para el municipio de San Lucas Sacatepéquez, del departamento de Sacatepéquez.

Específicos

1. Determinar las características de los elementos estructurales basado en las normas que actualmente rigen en el país.
2. Determinar las características de los elementos de las instalaciones que permitan el correcto funcionamiento de las edificaciones.

INTRODUCCIÓN

En el presente documento se desarrollan los proyectos realizados durante el Ejercicio Profesional Supervisado, realizado en la municipalidad de San Lucas Sacatepéquez, del departamento de Sacatepéquez.

El primer capítulo contiene un análisis del municipio donde se presenta una monografía sobre el mismo, para así determinar las capacidades que cuenta para prestar los servicios básicos y de infraestructura a la población.

El segundo capítulo es el servicio técnico profesional prestado a la municipalidad, en el cual se hace el análisis de los sitios donde se proponen realizar los proyectos. Para el centro turístico se muestra cómo se diseñaron las estructuras de todas edificaciones, para luego hacer el diseño de agua potable y drenajes que prestarán servicio en el recinto. En el polideportivo se utilizaron todas las normas nacionales e internaciones para el diseño de estructuras de concreto armado y mampostería reforzada.

Como cierre se presentan las conclusiones y recomendaciones pertinentes al trabajo realizado, así mismo también los planos y presupuestos correspondientes.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografías

Como parte de esta fase de investigación se analizarán las distintas características físicas y sociales del municipio de San Lucas Sacatepéquez.

1.1.1. Generalidades

San Lucas: en honor a su santo patrono Lucas el Evangelista.
Sacatepéquez: del náhuatl, significa en el cerro cubierto de hierba. Es una ciudad del departamento de Sacatepéquez en la república de Guatemala.

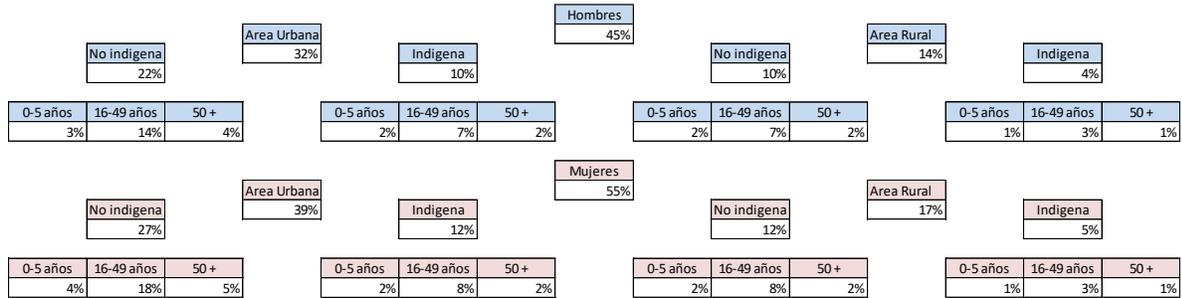
1.1.2. Localización del municipio de San Lucas Sacatepéquez

San Lucas Sacatepéquez se encuentra a una distancia con la cabecera departamental; Antigua Guatemala; de 14 kilómetros y con la ciudad capital de 29 kilómetros.

1.1.3. Características de la población

Según datos municipales la población refleja un comportamiento que se presenta a continuación donde se puede apreciar la distribución por sexo y dependiendo del área en la cual viven:

Figura 1. Distribución población del municipio



Fuente: Municipalidad de San Lucas Sacatepéquez.

Actualmente el idioma predominante de la región de San Lucas Sacatepéquez es el español.

1.1.4. Ubicación y extensión territorial

El municipio de San Lucas Sacatepéquez su extensión territorial es de 25 kilómetros cuadrados y su altura sobre el nivel del mar es de 1 800 metros, se presenta a continuación el mapa de municipio de San Lucas Sacatepéquez.

departamento de Sacatepéquez; al sur, con Santa Lucía Milpas Altas, municipio de departamento de Sacatepéquez; al este, con Mixco, municipio del departamento de Guatemala; y al oeste con San Bartolomé Milpas Altas, municipio del departamento de Sacatepéquez.

1.1.6. Aspectos económicos y actividades productivas

Dentro de los aspectos sociales, puede mencionarse que los vecinos trabajan en la ciudad capital y otros municipios aledaños a San Lucas, existen diversos comercios, en su mayoría abarroterías; la religión predominante es la católica, el nivel económico promedio de los vecinos es medio, medio-alto.

1.1.7. Clima

De acuerdo con los datos proporcionados por la estación del Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología de Guatemala (INSIVUMEH) en el municipio se tiene Como promedio de lluvia se tiene 991,8 mm/año y la temperatura varía entre 18,5-6,9 grados, La evaporación es de 90,1mm. La topografía es variable alcanzando algunas partes pendientes más del 30 % de inclinación y la elevación 2 105 metros sobre el nivel del mar. Brillo solar total/hrs/promedio mes de -99.

1.1.8. Vías de acceso

La principal vía de acceso al municipio de San Lucas Sacatepéquez es la ruta interamericana, en el km. 29 se encuentra la entrada principal al casco urbano del municipio, pero desde el km. 25 se encuentra la jurisdicción del municipio.

Se cuentan también accesos desde la antigua carretera hacia el manzanillo la cual se encuentra adoquinada, pero cuenta con áreas de terracería. También se tiene acceso desde el municipio de Santiago Sacatepéquez la cual se encuentra asfaltada en su totalidad.

1.1.9. Servicios públicos

En el municipio se cuenta con gran variedad de servicios para la atención de los vecinos. Se cuenta con centros de salud, servicios de educación pública y educación privada, por el lugar transitan buses extraurbanos que les permite a los vecinos transportarse desde el municipio al occidente o hacia la ciudad capital. Se cuenta con acceso a centros comerciales y mercados.

1.1.10. Comercio y turismo

En cuanto a las actividades de turismo en el municipio se encuentra el parque ecológico senderos de Alux en la cordillera de Alux, el cual se encuentra en el Cerro Alux el cual se extiende desde San Lucas Sacatepéquez hasta San Juan Sacatepéquez, este es una reserva ecológica.

También se tiene como atracción la feria del municipio que se celebra cada 8 de octubre, en la cual se puede disfrutar de diferentes atracciones y juegos electromecánicos. Junto con otras atracciones como desfiles de bandas escolares y bailes típicos.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño centro turístico del parque ecológico senderos de Alux

Esta fase inicia con una breve descripción de las características del proyecto, para poder continuar con el diseño de los elementos estructurales de las edificaciones.

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consta del diseño de varias unidades habitaciones con el sistema de electropanel con un sistema de techos de madera. Asimismo, se diseñará un salón de usos múltiples que constas de una armadura para el techo de madera junto con un sistema de electropanel para soporte de la armadura.

El diseño de las unidades habitaciones se basará en un análisis de estructuras con diafragmas flexibles. El salón de usos múltiples se basará en los conceptos de una armadura la cual transfiere los esfuerzos a cada uno de los elementos de la armadura.

2.1.2. Investigación preliminar

Para tener una base firme se deben realizar varios estudios que nos permitan obtener las características físicas del terreno donde se planifica el proyecto. Dando como resultados los siguientes estudios.

2.1.2.1. Topografía

El terreno donde se ubicará el proyecto se encuentra dentro de la cordillera del cerro Alux por lo cual las pendientes del terreno superan los 20 % de inclinación, pero en la actualidad se cuentan con plataformas en el lugar por lo cual se deberán readecuar para la construcción del proyecto. Se deberán ampliar y comprobar su estabilidad.

2.1.2.2. Estudio de suelos

Es de gran importancia ya que nos permitirá determinar las características del suelo donde se construirá el proyecto. Afecta enormemente las dimensiones de las estructuras.

2.1.2.2.1. Ensayo triaxial

Se realizó una toma de muestra a una altura 1,5 m de profundidad, en la cual se obtuvo un 1 pie³ de una muestra inalterada. Para determinar la capacidad soporte del suelo se utilizará la ecuación de Terzaghi para un cimiento corrido. La ecuación es la siguiente:

$$q_u = c_o N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B_c N_\gamma$$

Donde:

Q_u = capacidad soporte (Ton/m²)

C_o = cohesión del suelo (Ton/m²)

γ = peso específico del suelo (Ton/m³)

q = $\gamma \cdot D_f$

Df = profundidad de desplante de la cimentación (m)

B_c = dimensión de la cimentación (m)

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

Ø = ángulo de fricción interna (rad)

Ecuaciones para determinar factores de carga:

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

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

$$K_{py} = 3 * \tan^2\left(45 + \frac{\phi + 33}{2}\right)$$

$$N_\gamma = 1/2 \left(\frac{K_{py}}{\cos^2\phi} - 1 \right) \tan\phi$$

Estos son los resultados obtenidos en la muestra analizada:

- Df = 1,5 m
- ángulo de fricción interna = Ø = 23,89°
- cohesión= C = 2,78 Ton/m²
- peso específico = γ = 1,21Ton/m³
- ángulo de fricción interna en radianes: 0,42 rad

Factor de flujo de carga:

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{0,42}{2}\right)\tan(23,89)}}{2\cos^2\left(45 + \frac{23,89}{2}\right)} = 11,250$$

$$N_c = \cot(23,89) * (11,250 - 1) = 23,14$$

$$K_{py} = 3 * \tan^2\left(45 + \frac{23,89 + 33}{2}\right) = 33,95$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2}\left(\frac{33,95}{\cos^2 23,89} - 1\right)\tan 23,89 = 8,77$$

$$q_u = (2,78) * (23,14) + (1,21) * (1,5) * (11,25) + \frac{1}{2}(1,21) * (0,3) * (8,77) = 86,33$$

Para determinar el valor soporte admisible se deberá dividir entre un factor de seguridad de 3 quedando el valor admisible de soporte del suelo siguiente:

$$q_{adm} = \frac{86,33}{3} = 28,77 \text{ Ton/m}^2$$

2.1.3. Modelos matemáticos

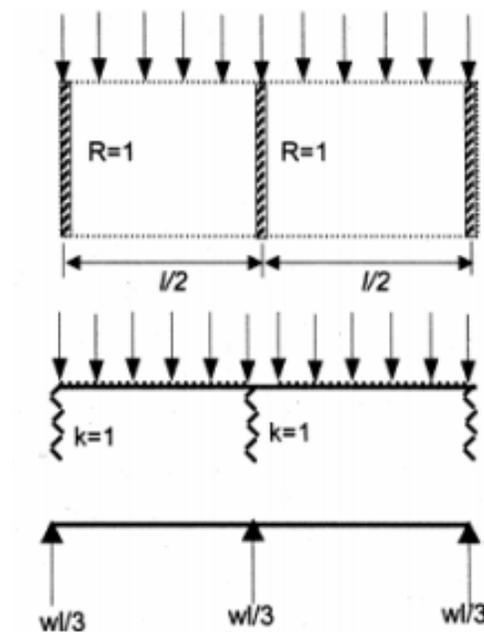
Estos representan como una estructura actuara de acuerdo con el sistema de constructivo elegido. Determinando como cada uno de los elementos deberán soportar las fuerzas aplicadas.

2.1.3.1. Modelos matemáticos de estructuras con diafragmas flexibles

El comportamiento de diafragma flexible se base en que no son capaces de distribuir las fuerzas torsionales y rotacionales que se les aplica. Por lo cual los elementos de soporte deben soportar las fuerzas transferidas directamente hacia ellos.

Estos tipos de diafragma se encuentran en cubiertas tales como laminas con vigas de soporte. Al momento de aplicar una fuerza sísmica la estructura se comporta de la siguiente manera:

Figura 3. Diafragma flexible

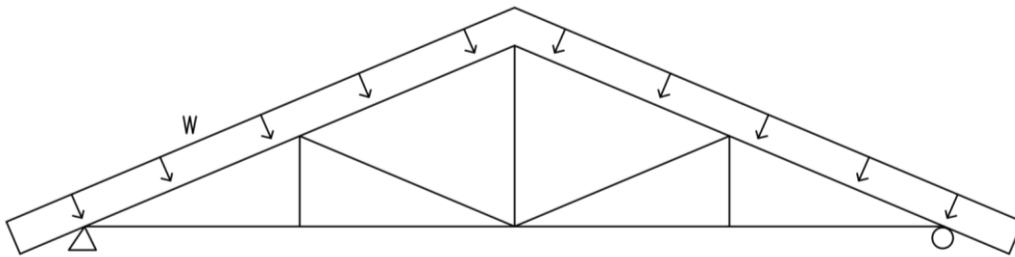


Fuente: Sefindia. *Floor diaphragms*. <https://www.sefindia.org>. Consulta: 5 de octubre 2019.

2.1.3.2. Modelos matemáticos de armaduras

Una armadura es una estructura donde los miembros se encuentran unidos entre sí, se busca formar triángulos o alguna combinación de triángulos para la transferencia de fuerzas. Lo que se busca es distribuir la fuerza aplicada entre sus diferentes elementos para luego transferirla a las bases. Las cargas se aplican de la siguiente manera:

Figura 4. Armadura



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.4. Diseño de bungalow tipo A, bungalow tipo B, administración y seguridad

Estas cuatro edificaciones son muy similares entre sí. Por lo cual se adjuntarán en un mismo diseño. Para cada una se hará su análisis respectivo para poder determinar sus dimensiones estructurales.

2.1.4.1. Cargas de diseño

Las cargas por utilizar serán basadas en las normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la república de

Guatemala. En específico para la determinación de las cargas de diseño se utilizarán la Norma AGIES NSE 2-18 demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección.

2.1.4.2. Cargas verticales

Estas son cargas que actuarán de forma vertical en las estructuras las cuales se transmitirán entre todos los elementos sobre donde estas actúen.

2.1.4.2.1. Cargas de arena volcánica

La carga se determinará por medio de la estimación de la altura en metros por considerar por la densidad de la arena húmeda de $1\,700\text{ kg/m}^3$ por lo cual la fórmula quedaría:

$$A_r = h_{A_r} * 1\,700$$

Donde:

A_r = carga de arena volcánica (kg/m^2)

h_{ar} = altura de ceniza (m)

El proyecto se encuentra a menos de 30 km de los volcanes Pacaya y Fuego, por lo cual se tomará en cuenta lo siguiente.

De acuerdo con el reporte de erupción volcán Pacaya de parte del Insivumeh se determinó el mapa que se encuentra dentro de los anexos de esta tesis.

Según el mapa se determinó que durante la erupción se tuvo menos de 5 cm de ceniza en el área del proyecto.

Con referencia al folleto *Volcán de Fuego* elaborado por el Insivumeh se menciona lo siguiente *La caída de la tefra del Volcán de Fuego puede ocurrir hasta casi 100 kms del volcán en la dirección predominante del viento y a una distancia de 50 kms, la capa podría alcanzar casi 5 centímetros, ...*¹

Por lo anterior mencionado se tomará como la altura de ceniza de 5 cms para el cálculo de carga de ceniza volcánica, quedando la fórmula de la siguiente manera:

$$Ar = 0,05 * 1\ 800 = 85 \text{ kg/m}^2$$

2.1.4.2.2. Cargas vivas

Ya que la cubierta será de *shingle* y solo será utilizada para la realización de mantenimiento. Se utilizará la tabla de cargas de AGIES NSE-2 que se encuentra en el anexo de esta tesis. Se utilizará como carga viva 50 Kg/m².

2.1.4.2.3. Cargas muertas

La tabla siguiente se encuentra los pesos específicos por utilizar:

¹ Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología. *Reporte de erupción volcán pacaya (1402-11)*. p. 11.

Tabla I. **Cargas muertas (bungalós)**

Material	Peso específico (kg/m ³)
Madera	620
Poliestireno	10
Mortero	2 200

Fuente: elaboración propia.

Tabla II. **Cargas muertas (techo bungalós)**

Material	Peso (kg/m ²)
Shingle	10
Lamina	6

Fuente: elaboración propia.

2.1.4.3. Cargas horizontales

Son cargas que actuarán de forma horizontal sobre la estructura, generando así esfuerzos diferentes a las cargas verticales.

2.1.4.3.1. Cargas sísmicas

Son cargas que se generan durante un evento sísmico, estas fuerzas varían de acuerdo con el área geográfica donde se encuentre el proyecto, por lo cual se debe determinar para poderse aplicar al diseño de la estructura.

2.1.4.3.1.1. Sismicidad y nivel de protección

Para la determinación de las cargas sísmicas se deberá determinar una serie de parámetros los cuales se determinarán a continuación.

Según el anexo A: listado de amenaza sísmica por municipios de la norma AGIES NSE 2-18 utilizando un tipo de suelo D se obtiene los siguientes datos:

- $I_0 = 4,1$
- $S_{cr} = 1,54$
- $S_{1r} = 1,08 \text{ g}$
- $T_I = 3,27$

Se procede a definir el tipo de obra de acuerdo con las normas por lo cual será necesario utilizar la Norma AGIES NSE 1-18 en el capítulo 3 clasificación de obras. El proyecto se clasificará como categoría II: obras ordinarias ya que cumple con los requisitos para poder ser denominada de esa manera.

Según la clasificación de la obra y el índice de sismicidad se determinará el nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño de la Norma AGIES NSE 2-18. La tabla se encuentra en los anexos de esta tesis.

Se determina que el proyecto tendrá un nivel mínimo de protección sísmica "D" y una probabilidad del 10 % de exceder un sismo de diseño en 50 años.

2.1.4.3.1.2. Selección de parámetros

Se deberá determinar una serie de parámetros en base a los datos obtenidos en la sección anterior. Se determina el ajuste por clase de sitio el cual se determina de forma genérica con las siguientes ecuaciones:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v$$

Las tablas de coeficiente de sitio F_a y coeficiente de sitio F_v se encuentran en los anexos de esta tesis. Para este proyecto las ecuaciones quedan como las siguientes:

$$S_{cs} = 1,54 * 1 = 1,54$$

$$S_{1s} = 1,08 * 1 = 1,08$$

2.1.4.3.1.3. Construcción de espectros de diseño

Se deberá determinar el espectro de diseño el cual depende de la probabilidad de ser excedido en 50 años. El valor de K_d se puede encontrar en la tabla Factor K_d de acuerdo con el nivel de sismo que se encuentran en el anexo de esta tesis.

Por lo cual el proyecto contara con un factor de escala de $K_d=0,66$ ya que se cuenta con un 10 % de probabilidad de ser excedido en 50 años.

**2.1.4.3.1.4. Espectro
calibrado al
nivel de diseño
requerido**

$$S_{cd} = K_d S_{cs}$$

$$S_{1d} = K_d S_{1s}$$

A continuación, se calcula los factores, para este proyecto.

$$S_{cd} = 0,66 * 1,54 = 1,02$$

$$S_{1d} = 0,66 * 1,08 = 0,71$$

**2.1.4.3.1.5. Componente
vertical del
sismo de
diseño**

$$S_{vd} = 0,20 S_{cd}$$

$$S_{vd} = 0,20 * 1,02 = 0,204$$

2.1.4.3.1.6. Período de transición

El período T_s que separa los períodos cortos de los largos es:

$$T_s = S_{1s} / S_{CS}$$

$$T_s = \frac{1,08}{1,54} = 0,70$$

$$T_0 = 0,2 * T_s$$

$$T_0 = 0,2 * 0,70 = 0,14$$

2.1.4.3.1.7. Determinación de sistema estructural

De acuerdo con la definición que da el AGIES en la Norma NSE 3-18 las estructuras de las unidades habitaciones se clasifican como soportes en voladizo (E5-1). La tabla de coeficientes y factores para diseño de sistemas sismo resistentes se encuentra en el anexo de esta tesis. Por lo cual los valores por considerar son los siguientes:

- $R = 2,5$
- $\Omega_r = 1,2$
- $C_d = 2,5$

2.1.4.3.1.8. Período de vibración empírico

El periodo fundamental de vibración se estimará en forma empírica por medio de la siguiente fórmula:

$$T_a = K_T(hn)^x$$

Donde:

Hn = es la altura total del edificio (m)

KT y x = son factores que dependen del tipo de sistema estructural

Para un sistema E5 se utilizará un KT = 0,049 y un factor x = 0,75, por lo cual la ecuación quedaría de la siguiente manera:

$$T_a = 0,049(3)^{0,75} = 0,11169$$

2.1.4.3.1.9. Ordenadas espectrales

Para la determinación de ordenadas espectrales es necesario realizar la comparación entre el periodo de vibración y el periodo de transición, para determinar la ecuación por utilizar.

$$S_a(T) = S_{cd} \left(0,4 + 0,6 \left(\frac{T}{T_0} \right) \right) \quad \text{si } T < T_0$$

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{si } T_0 \leq T \leq T_s$$

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

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T^2} * T_l \quad \text{si } T \geq T_l$$

El periodo de vibración (T) es 0,11169 y el periodo de transición (Ts) es 0,70 y T0 es 0,14 TL es 3,27. Por lo cual la fórmula por utilizar será:

$$S_a(T) = S_{cd} \left(0,4 + 0,6 \left(\frac{T}{T_0} \right) \right)$$

Dando el resultado siguiente

$$S_a(T) = 1,02 \left(0,4 + 0,6 \left(\frac{0,11169}{0,14} \right) \right) = 0,896$$

**2.1.4.3.1.10. Coeficiente
sísmico al
límite de
cedencia**

Se determinará por medio de la siguiente fórmula:

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

Donde B_d se determina con la siguiente ecuación:

$$B_d = \frac{4}{1 - \ln(E)}$$

Donde E se debe tomar como 0,05. para estructuras con sistemas de aislamiento E es el valor dado por el fabricante.

Se sustituyen los valores determinados en secciones anteriores.

$$C_s = \frac{0,896}{2,5 * 1,001} = 0,358$$

Comprobación del coeficiente

$$C_s \geq \frac{0,044ScdFd}{Bd} \geq 0,01$$

Sustituyendo las variables

$$0,358 \geq \frac{0,044(1,02) \left(\left(0,59 + \frac{4,77 * 0,71}{1,02 * 2,5} \right) * \frac{1}{0,66} \right)}{1,001} \geq 0,01$$

$$0,358 \geq 0,130 \geq 0,01$$

2.1.4.3.1.11. Demanda sísmica horizontal

Demanda sísmica horizontal se determina con la siguiente ecuación:

$$S_h = pQh$$

Donde:

P = factor de redundancia

Qh = componentes horizontales de la demanda sísmica

Se tomará como factor de redundancia el factor $p = 1,2$ ya que la estructura tiene una clasificación de "D". La demanda sísmica vertical queda así:

$$S_h = 1,2 * 0,358 = 0,4296$$

2.1.4.3.1.12. Demanda sísmica vertical

Demanda sísmica vertical se determina con la siguiente ecuación:

$$S_v = 0,20S_{cd}M$$

Donde:

M = carga muerta

Sustituyendo variables la ecuación queda de la siguiente manera:

$$S_v = 0,2(1,02)M = 0,204M$$

2.1.4.3.2. Carga de viento

Dependiendo del área geográfica donde se encuentre el proyecto, el viento afectará de mayor manera, por lo que se deberá determinar sus efectos sobre la estructura.

2.1.4.3.2.1. Coeficiente de exposición

Se determinará por medio de la siguiente tabla, se determinó que la exposición es de tipo B de acuerdo con la descripción dada por el AGIES NSE 2 capítulo 5.2.1. La tabla se encuentra en el anexo de esta tesis.

El valor de C_e es 0,62.

2.1.4.3.2.2. Coeficiente de presión

Se determinarán tres casos para el análisis de la estructura, estos serán para los muros en barlovento, muros en sotavento y techos. Para lo cual se utilizará la tabla de coeficientes de presión que se encuentra en el anexo de esta tesis. Los coeficientes son los siguientes:

- Muros a barlovento = 0,8 hacia adentro
- Muros a sotavento = 0,5 hacia fuera
- Techo = 0,9 hacia fuera o 0,3 hacia adentro

2.1.4.3.2.3. Presión de remanso del viento

Se deberá buscar la ubicación del proyecto en el mapa de velocidad básica del viento también se debe determinar la presión de acuerdo con la tabla de presión de remanso del viento que se ambos se encuentran en el anexo de esta tesis.

Se determinó de acuerdo con la ubicación del proyecto la velocidad básica del viento es 100 km/h con una presión de remanso del viento de 48 Kg/m².

2.1.4.3.2.4. Presión de diseño de viento

Las presiones de diseño para estructuras se determinarán por medio de la siguiente ecuación:

$$P_v = C_{ez} C_q q_s l_i$$

Donde:

P_v = presión de diseño de viento (Pa).

C_{ez} = coeficiente de exposición.

C_q = coeficiente de presión.

q_s = presión de remanso del viento.

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

Sustituyendo los datos en la fórmula para muros en barlovento.

$$P = 0,62 * 0,8 * 48 = 23,80 \frac{kg}{m^2}$$

Presiones de cada uno de los elementos:

- Muros a barlovento = 23,80 kg/m² hacia adentro
- Muros a sotavento = 14,88 kg/m² hacia fuera

- Techo = 26,78 kg/m² hacia adentro

2.1.4.4. Análisis de esfuerzos en estructura de techos

Teniendo todas las cargas que afectaran los techos se deberá hacer el análisis de los esfuerzos que generan estas cargas sobre los elementos.

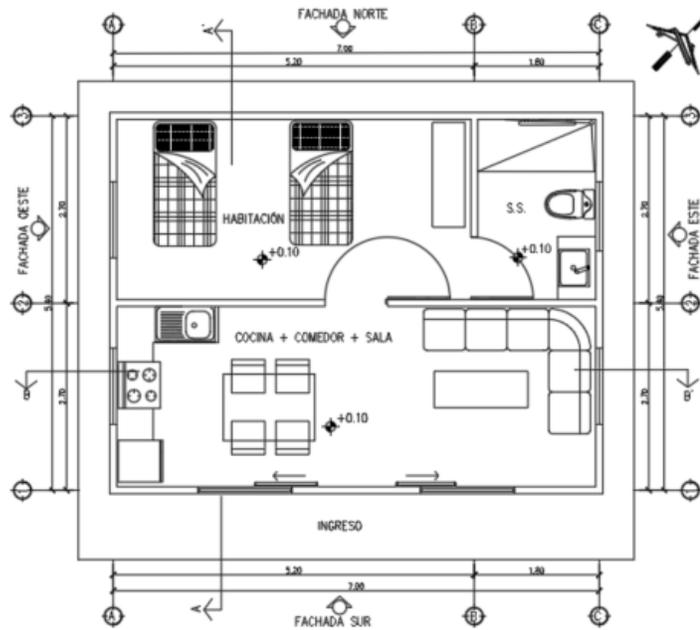
2.1.4.4.1. Combinaciones de carga

Se utilizarán las combinaciones de carga que se encuentran en la norma NSE 2, para el diseño de los elementos de madera se emplearán las combinaciones de carga de resistencia.

2.1.4.4.2. Plantas de edificaciones

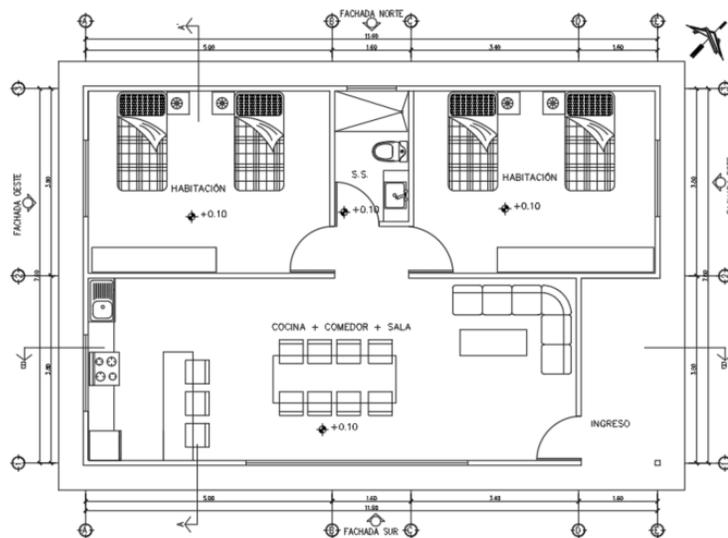
Las plantas siguientes son de los edificios que se diseñaran las vigas de madera.

Figura 5. **Planta arquitectónica bungalow A**



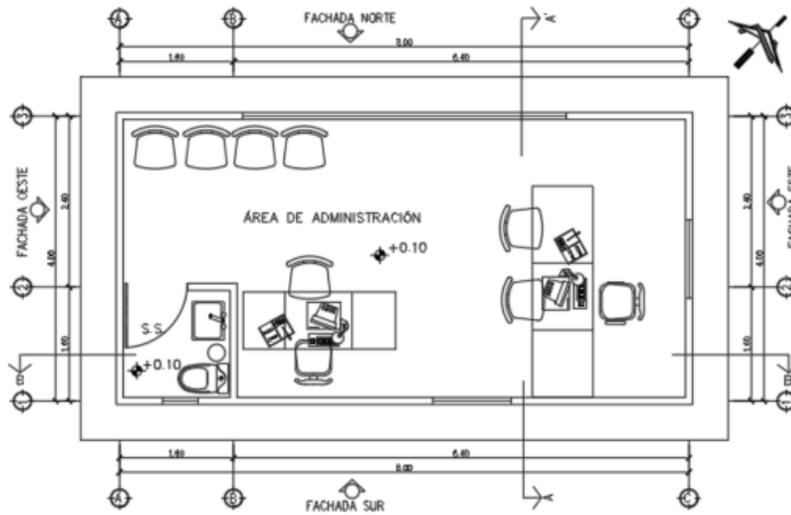
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 6. **Planta arquitectónica bungalow B**



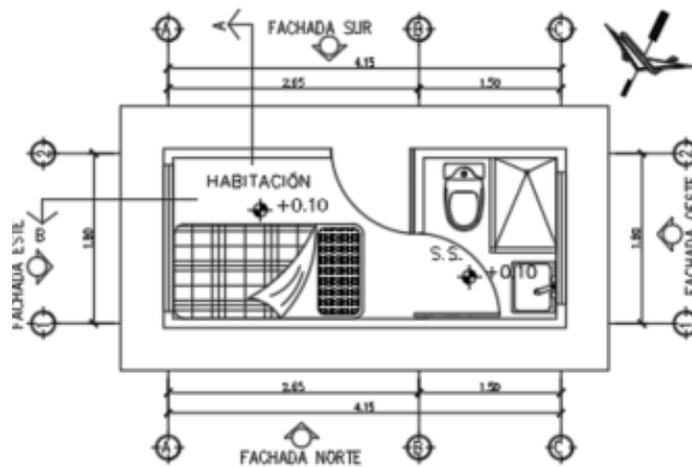
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 7. **Planta arquitectónica administración**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 8. **Planta arquitectónica seguridad**

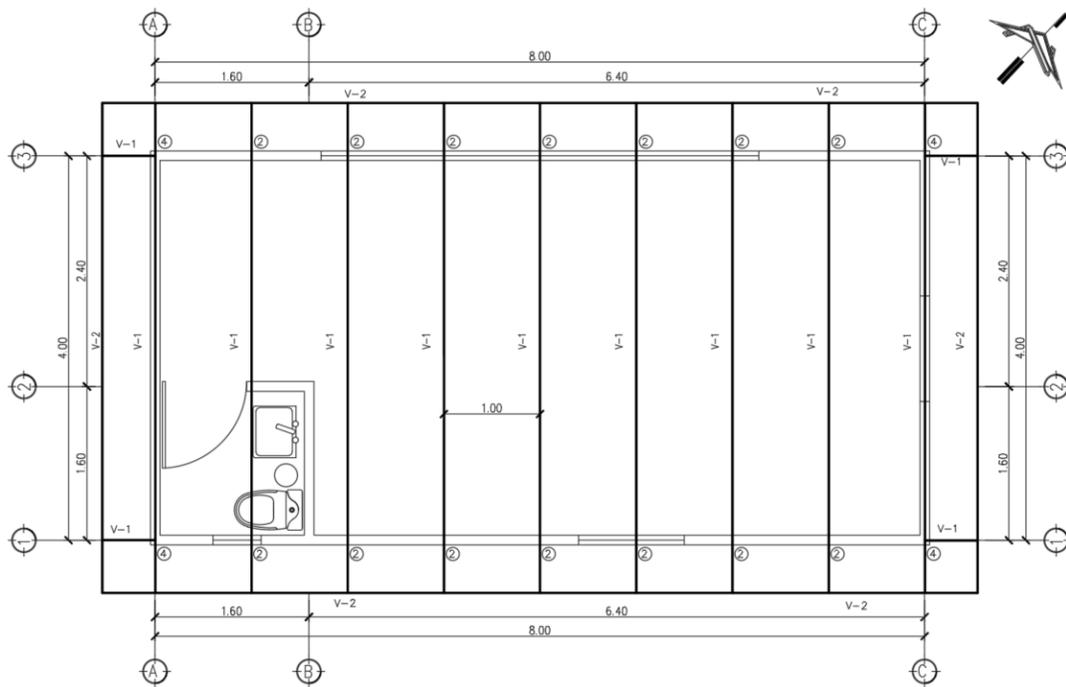


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.4.4.3. Análisis esfuerzos de vigas

Se analizará el edificio de la administración siendo este el más crítico, al mismo tiempo se comprobará las otras edificaciones utilizando el mismo procedimiento. Se propone la siguiente planta de vigas:

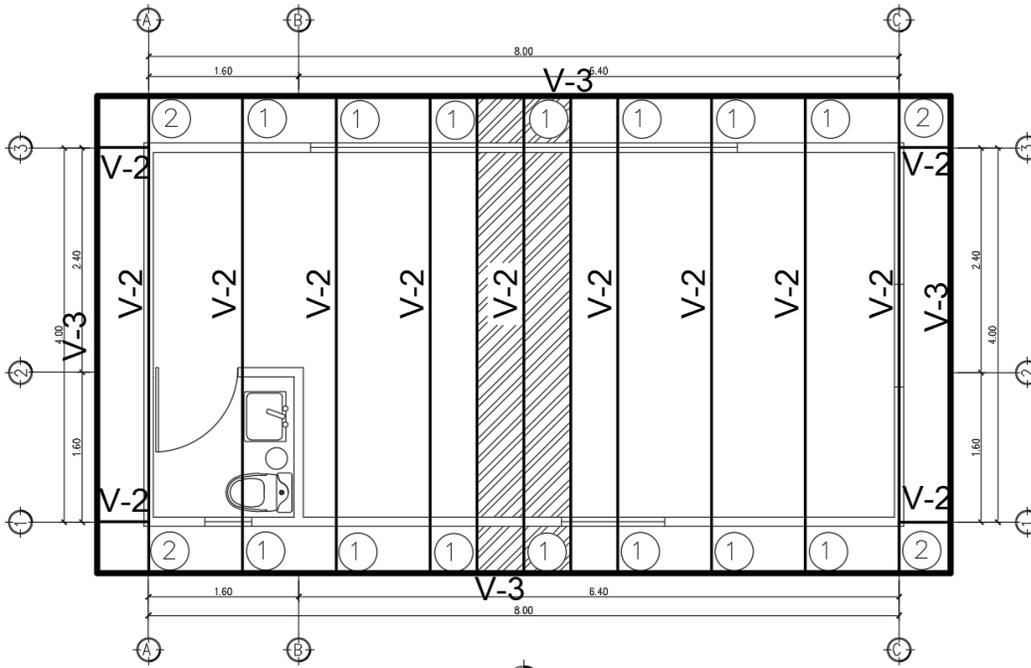
Figura 9. Planta de vigas administración



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Se analizará la viga del centro siendo esta una de las más críticas de la edificación. Las áreas tributarias de la viga se comportan de la siguiente manera:

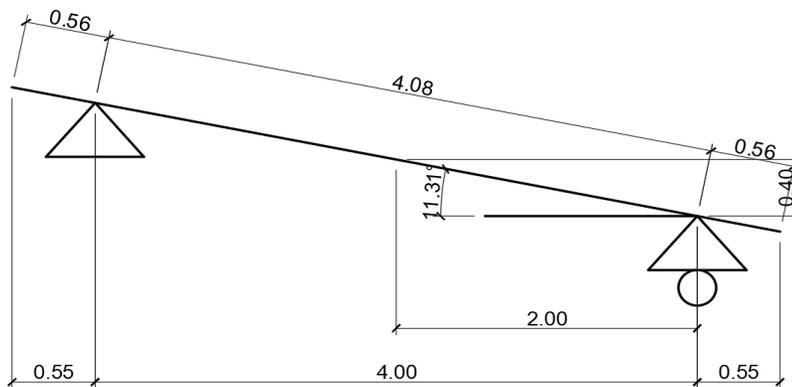
Figura 10. Área tributaria de viga (administración)



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

La viga se comporta de la siguiente manera:

Figura 11. Diagrama de viga



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Las cargas serán distribuidas en una franja de un metro de ancho, a lo largo de toda la viga, por lo cual estas son las cargas que serán aplicadas son:

Cargas muertas:

Se utilizará una viga de 8"x4", Shingle, machimbre e instalaciones. Se emplea la siguiente fórmula para determinar el peso por metro lineal.

$$M = A * \gamma_{madera}$$

Donde:

A = área de la sección del elemento (m²)

γ_{madera} = peso específico de la madera (kg/m³)

Cálculo de peso propio:

$$M = 0,02064 * 620 = 12,79 \frac{Kg}{m}$$

Cálculo de machimbre:

$$M = 0,0127 * 620 = 7,87 \frac{Kg}{m}$$

Cálculo de *shingle*:

Se utiliza la siguiente fórmula para determinar el peso por metro lineal:

$$M = At * C$$

Donde:

At= ancho tributario (m)

Ct= carga distribuida (kg/m²)

$$M = 1 * 10 = 10 \frac{kg}{m}$$

Cálculo de instalaciones:

Se utilizará 35 kg/m² como carga de las instalaciones. Se utiliza la siguiente fórmula para determinar el peso por metro lineal:

$$M = 1 * 35 = 35 \frac{kg}{m}$$

Para determinar la carga muerta total se suman los anteriores.

$$M = 35 + 10 + 7,87 + 12,79 = 65,66 \text{ kg/m}$$

Cargas vivas:

$$V = 1 * 50 = 50 \frac{kg}{m}$$

Cargas de viento:

$$W = 1 * 8,99 = 8,99 \frac{kg}{m}$$

Carga ceniza:

$$Ar = 1 * 90 = 90 \frac{kg}{m}$$

Las cargas por utilizar quedan de la siguiente manera:

Tabla. III Cargas administración

Carga	Kg/m
Muerta (M)	65,66
Viva (V)	50
Viento (W)	8,99
Ceniza (Ar)	85

Fuente: elaboración propia.

Luego se realizan las combinaciones de carga:

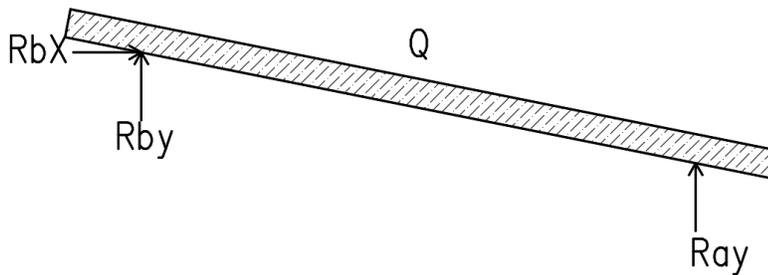
Tabla. IV Combinaciones de cargas administración

Combinación	carga (kg/m)
Cr1	91,94
Cr2	210,37
Cr3	279,37
Cr4	171,48
Cr5	84,04
Cr6	140,49
Cr7	70,79

Fuente: elaboración propia.

Por lo cual se utilizará CR3 para el diseño, se deberá hacer el análisis de la viga de la siguiente manera. Se deberá determinar las reacciones de los apoyos.

Figura 12. Reacciones en apoyos



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Se debe convertir la carga distribuida en una carga puntual por lo cual quedaría como:

$$P = 279,37 * 5,2 = 1452,75 \text{ kg}$$

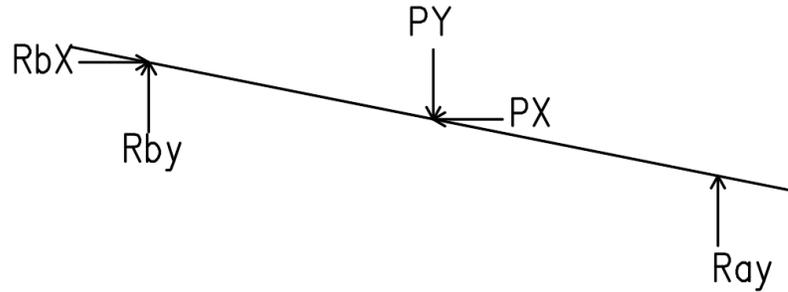
Luego se deberá determinar la carga puntual en el sentido x y, quedando de la siguiente manera.

$$P_y = 1452,75 * \text{sen}(78,69) = 1424,54 \text{ kg}$$

$$P_x = 1452,75 * \text{cos}(78,69) = 284,91 \text{ kg}$$

Las fuerzas en la viga quedarían de la siguiente manera.

Figura 13. **Fuerzas en viga**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Luego se realizará una sumatoria de momentos en B, quedando la siguiente expresión:

$$\sum_{Mb} = 1424,51 * 2 + 284,91 * 0,4 - R_{ay} * 4 = 0$$

Se deberá despejar la reacción R_{ay} , quedando de la siguiente manera:

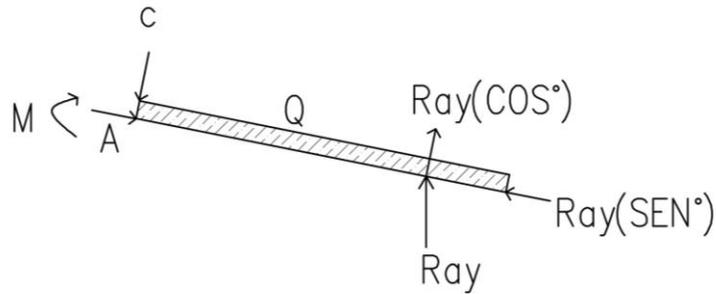
$$R_{ay} = \frac{1424,51 * 2 + 284,91 * 0,4}{4} = 740,76 \text{ kg}$$

Luego se realizará una sumatoria de fuerzas verticales para determinar R_{by} quedando lo siguiente:

$$F_y = 1424,51 - 740,76 - R_{by} = 0$$
$$R_{by} = 684,781 \text{ kg}$$

Luego se hará un análisis de un corte del elemento quedando las fuerzas internas siguientes:

Figura 14. **Fuerzas dentro del elemento**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Primero se hará un análisis de fuerzas verticales para determinar el cortante dentro del elemento quedando de la siguiente manera:

$$Fy = C + Q(x + 0,56) - Ray\cos(11,31) = 0$$

$$C = 740,76 \cos(11,31) - 279,37(x + 0,56)$$

Para determinar el cortante se utilizará el $x=0$ y $x=4,08$ quedan los siguientes cortantes:

$$C_{x=0} = 569,92 \text{ kg}$$

$$C_{x=4,08} = -569,92 \text{ kg}$$

Para terminar el momento se hará una sumatoria de momento igual a 0 queda la siguiente expresión:

$$M = -Ray\cos(11,31)(x) + Q(x + 0,56) \left(\frac{x + 0,56}{2} \right) + M = 0$$

$$M = 740,76 \cos(11,31) x - \frac{279,37(x + 0,56)^2}{2}$$

Para determinar el momento se utilizará el $x=0$ y $x=4,08$ quedando los siguientes cortantes:

$$M_{x=0} = -43,80 \text{ kg} - m$$

$$M_{x=4,08} = -43,80 \text{ kg} - m$$

Para determinar el momento máximo se igualará el cortante a 0 y se determinará x , con ese valor se sustituirá en el momento, por lo cual quedará el siguiente momento máximo.

$$M_{x=2,04} = 537,52 \text{ kg} - m$$

2.1.4.5. Diseño de estructura de techos

Para el diseño de madera se utilizará la norma NCH 1 198, ya que actualmente COGUANOR no cuenta con una norma relacionada con madera. Como parte de la norma se deberán calcular una serie de factores de reducción que se realizarán a continuación.

2.1.4.5.1. Factor de modificación por humedad (kh)

Para la determinación del factor se utilizará la siguiente fórmula:

$$Kh = (1 - \Delta H * \Delta R)$$

Donde:

ΔH = diferencia entre el valor de contenido de humedad de servicio (Hz) y 12 %

ΔR = variación de la resistencia por cada 1 % de variación del contenido de humedad

El valor del factor R se encuentran en una tabla en el anexo de esta tesis.

Por lo cual se utilizarán:

- Flexión = 0,0206
- Cizalle = 0,0160

Para la humedad de servicio se utilizará 16 %, por lo cual el factor queda:

$$Kh = (1 - (4 * 0,0206)) = 0,9176$$

Quedando los factores siguientes:

- Flexión = 0,9176
- Cizalle = 0,936

2.1.4.5.2. Factor de modificación por duración de la carga (Kd)

Se utilizará la siguiente fórmula para el cálculo del factor:

$$K_D = \frac{1,747}{t^{0,0464}} + 0,29$$

Donde:

t = duración de la carga (s)

La norma toma como periodo de carga 10 años y se le aplicará un factor de carga normal, el cual es 1.

$$K_D = \frac{1,747}{315\,360\,000^{0,0464}} + 0,295 = 0,7341$$

2.1.4.5.3. Factor de modificación por trabajo conjunto en flexión (kc)

Ya que los elementos no se encuentran a una distancia entre sí de 610 mm el factor KC = 1, si esta condición no se cumpliera se utilizaría KC = 1,15.

2.1.4.5.4. Factor de modificación por altura (Khf)

Este factor se aplicará para piezas con ancho o altura mayor que 50mm, se determina con la siguiente ecuación:

$$K_{hf} = \left(\frac{50}{h_m}\right)^{1/9}$$

Donde:

H_m = ancho o altura de la pieza (mm)

$$K_{hf} = \left(\frac{50}{203,2} \right)^{\frac{1}{9}} = 0,8557$$

2.1.4.5.4.1. Factor de modificación por volcamiento ($K_{\lambda v}$)

Para elementos estructurales solicitados en flexión que no tienen apoyos laterales a lo largo de su luz, se acepta un factor de modificación por volcamiento, $K_{\lambda v}$, igual a la unidad, si la razón formada por la altura, h, de la viga y su ancho, b, no excede el valor 2. Por lo cual se utilizará $K_{\lambda v}=1$

2.1.4.5.5. Esfuerzo de diseño en flexión

Para la zona en tensión se determina con la siguiente expresión:

$$F_t = F_f * K_h * K_D * K_C * K_{hf}$$

Donde:

F_t = tensión de diseño (MPa)

F_f = tensión admisible (MPa)

K_h = factor de modificación por contenido de humedad

K_D = factor de modificación por duración de la carga

K_C = factor de modificación por trabajo conjunto

K_{hf} = factor de modificación por altura

Por lo cual el esfuerzo queda de la siguiente manera:

$$F_t = 42,07 * 0,9176 * 0,734109 * 1 * 0,8557 = 24,25 \text{ MPa}$$

Para la zona en compresión se determina con la siguiente expresión:

$$F_c = F_f * K_h * K_D * K_C * K_{\lambda f}$$

Donde:

F_c = tensión de diseño (MPa)

F_f = tensión admisible (MPa)

K_h = factor de modificación por contenido de humedad

K_d = factor de modificación por duración de la carga

K_c = factor de modificación por trabajo conjunto

$K_{\lambda f}$ = factor de modificación por volcamiento

Por lo cual el esfuerzo queda de la siguiente manera:

$$F_c = 8,96 * 0,9176 * 0,7341 * 1 * 1 = 28,33 \text{ MPa}$$

2.1.4.5.6. Módulo de flexión

Se determina el módulo de flexión; módulo de sección; con la siguiente formula:

$$W_n = \frac{bh^2}{6}$$

Donde:

b= base del elemento (mm)

h= altura del elemento (mm)

Para la viga de 8"x4" el módulo de sección queda de la siguiente manera:

$$W_n = \frac{101,6 * (203,2)^2}{6} = 699\ 181,3973\text{mm}^3$$

2.1.4.5.7. Flexión en vigas simples

El esfuerzo de trabajo que se determinará a continuación debe ser menor o igual al esfuerzo de diseño, se utilizará la siguiente fórmula:

$$F_f = \frac{M_{max}}{W_n}$$

Donde:

M_{max} = momento máximo de flexión (N-mm)

W_n = módulo de flexión (mm³)

Para la viga que se está analizando el esfuerzo queda la siguiente manera:

$$F_f = \frac{5\ 267\ 690}{699\ 181,3973} = 7,53\ \text{MPa}$$

Se comprueba que 7,53 < 24,25, por lo cual se puede decir que la viga puede soportar las cargas a la que está expuesta.

2.1.4.5.8. Esfuerzo de diseño en corte

Se determina con la siguiente expresión:

$$F_{cd} = F_c * K_H * K_D * K_r$$

Donde:

F_c = tensión admisible en corte, (MPa)

K_H = factor de modificación por contenido de humedad

K_D = factor de modificación por duración de la carga

K_r = factor de modificación por rebaje

El factor de rebaje es igual a la unidad, ya que no se tiene contemplado la utilización de algún tipo de rebaje dentro de la viga. Quedando de la siguiente manera para la ecuación:

$$F_{cd} = 9,31 * 0,936 * 0,734109 * 1 = 6,40 \text{ MPa}$$

2.1.4.5.9. Esfuerzo de trabajo

El esfuerzo de trabajo máximo de cizalle (corte), se calcula mediante la fórmula:

$$F_{ct} = \frac{1,5 * Q}{b * h} * 10^{-3}$$

Donde:

Q = fuerza de corte máximo (kN)

b = dimensión nominal de la sección, normal a la dirección de la carga aplicada (mm).

h = dimensión nominal de la sección transversal, paralela a la dirección de la carga aplicada (mm).

$$F_{ct} = \frac{1,5 * 7,1235}{101,6 * 203,2} * 10^{-3} = 0,0001 \text{ MPa}$$

2.1.4.5.10. Deflexión

La deformación máxima admisible de un elemento sometido a flexión se debe fijar, en general, de acuerdo con el tipo de estructura, la norma provee una tabla la cual contiene una serie de condiciones que la viga estará sometida.

Tabla. V **Deformaciones máximas admisibles en vigas de madera**

Tipo de vigas	Deformaciones máximas admisibles considerando	
	Exclusivamente sobrecarga	Peso propio más sobrecarga
1. Vigas de techo:		
1.1 Construcciones industriales y agrícolas	-	L/200 o L/400*)
1.2 Oficinas y construcciones habitacionales		
1.2.1 Con cielos enyesados o similares	L/360	L/300
1.2.1 sin cielos enyesados o similares	-	L/300
2. Vigas de piso		
2.1 Construcciones en general	L/360	L/300
2.2 Pasarelas peatonales	-	L/400 o L/1 200*)
L = Luz efectiva de la viga.		
*) La restricción mayor rige para sistemas enrejados, cuando se aplique el cálculo de flecha aproximado (ver 7.2.4.6).		

Fuente: NCH. NCh 1 198. p. 29.

Para el análisis de la viga se tomará L/300. Queda como deflexión máxima la siguiente:

$$Dm = \frac{160,6296}{300} = 0,5433 \text{ in}$$

La siguiente fórmula se utilizará para la determinación de la deflexión:

$$Dt = \frac{5 * Qd * L^4}{384 * E * I}$$

Donde:

Qd = carga distribuida (lb/in)

L = longitud de la viga(in)

E = módulo de elasticidad

I = inercia del elemento

Queda de la siguiente manera:

$$Dt = \frac{5 * 9,56 * 162,9921^4}{384 * 1\,760\,000 * 170,67} = 0,4505 \text{ in}$$

Se comprueba que la deflexión actuante es menor a la deflexión máxima.

2.1.4.5.11. Diseño de uniones metálicas

Se debe comprobar que dentro de los elementos no se cuente con esfuerzos de compresión ya que estos deberán comprobarse antes de realizar

los esfuerzos de tensión, ya que en la viga analizada no cuenta con esfuerzos a compresión se inicia analizando los esfuerzos de tensión máximos:

Carga axial (kg) = 569,92

Se debe comprobar a que grupo de madera pertenece el pino el cual tiene una densidad 620 kg/m^3 . Los grupos son los siguientes:

grupo A $\rightarrow \gamma \cong (750 - 850) \text{ kg/m}^3$.

grupo B $\rightarrow \gamma \cong (700 - 750) \text{ kg/m}^3$.

grupo C $\rightarrow \gamma \cong (600 - 750) \text{ kg/m}^3$.

Por lo cual el pino pertenece al grupo C.

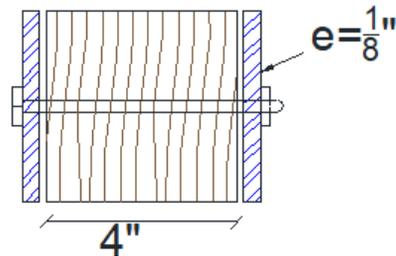
2.1.4.5.12. Espaciamientos mínimos

Los espaciamientos mínimos serán determinados de acuerdo con la tabla de espaciamientos mínimos para pernos que se encuentra en el anexo de esta tesis.

2.1.4.5.13. Pernos

La sección de la viga quedaría de la siguiente manera:

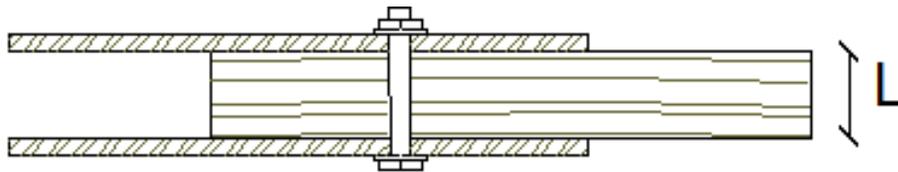
Figura 15. Pernos en viga



Fuente: Universidad Mayor de San Simón. *Estructuras de madera*. p. 127.

El valor de L se determina de la siguiente manera:

Figura 16. L en vigas



Fuente: Universidad Mayor de San Simón. *Estructuras de madera*. p. 127.

Por lo cual el valor L para la viga que se está analizando es 10,16 cm. Con el valor de L se debe buscar dentro de la tabla de las Cargas admisibles para uniones apernadas-doble cizallamiento los valores de P y Q. La tabla se encuentra en el anexo de esta tesis.

Los valores de P_a es la carga admisible en la dirección del grano, el valor Q_a representa la carga admisible perpendicular al grano. De acuerdo con el valor L se obtienen los valores siguientes:

- $L = 10,12$ cm
- $d = 5/8$ "
- $P = 799$ Kg

- Q = 256 Kg

Para determinar el número de pernos se utiliza la siguiente fórmula:

$$n = \frac{C}{R}$$

Donde:

n = número de pernos

C = carga axial (kg)

R = carga resistente (kg)

Por lo cual el número de pernos para la viga por analizar son los siguientes:

$$n = \frac{569,92}{799} = 0,71$$

Por lo cual el número de pernos necesarios será 1.

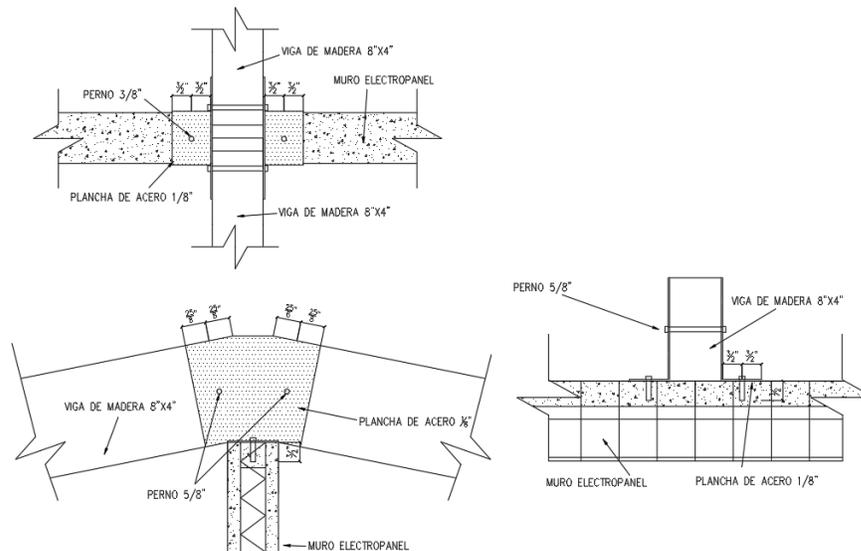
2.1.4.5.14. Espaciamiento

Con el perno ya identificado se debe determinar el espaciamiento.

- Distancia al extremo en tracción = $5s = 5 \cdot (5/8") = 25/8"$
- Espaciamiento entre pernos = $4s = 4 \cdot (5/8") = 20/2"$

La unión queda de la siguiente manera:

Figura 17. Unión metálica administración



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

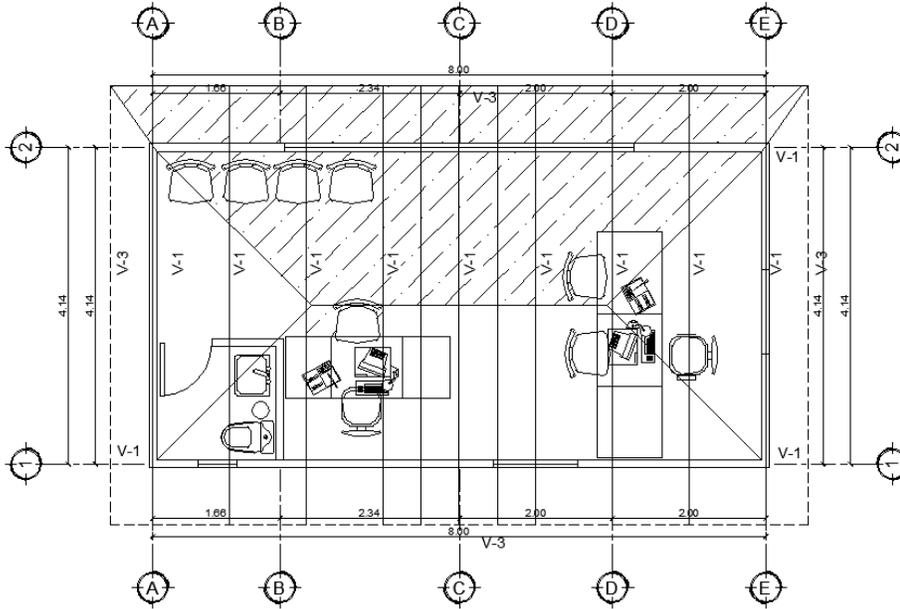
2.1.4.6. Análisis de esfuerzos en muros con diafragma flexible

Los muros se soportan principalmente las cargas provenientes de las estructuras de techos. Generando así los esfuerzos que deberán soportar los muros.

2.1.4.7. Áreas tributarias

Al ser un diafragma flexible los muros se comportan como columnas, soportando todas las cargas verticales y horizontales por lo cual se debe determinar las áreas que van a contribuir al muro, se determina para el muro más crítico dentro de la estructura. Por lo cual el área queda de la siguiente manera:

Figura 18. Área tributaria muro



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Quedando como área total $A = 19,10 \text{ m}^2$

2.1.4.7.1. Determinación de cargas

Se determinará una carga puntual generada por cada una de las cargas dirigidas al muro.

Queda de la siguiente manera para una carga de *shingle*:

$$P = 10 * 19,10 = 191,0 \text{ kg}$$

Peso propio del muro:

El muro que se utilizará será de 2" de espesor de poliestireno, 2" de espesor de la capa de compresión y electromalla calibre 14.

Poliestireno:

$$10 * 0,0508 = 0,508 \frac{kg}{m^2}$$

Electromalla Cal 14 (0,64 cm²/ml)

$$1,23 \text{ kg}/m^2$$

Mortero cemento arena 1:4 de 1"

$$2\ 200 * 0,0508 = 111,76 \frac{kg}{m^2}$$

Por lo cual el peso total es:

$$M = 0,508 + 1,23 + 111,76 = 113,50 \text{ kg}/m^2$$

El área total de muros por analizar es 16,6 m². El peso total del muro es:

$$M = 113,85 * 16,6 = 1\ 884,06 \text{ kg}$$

Por lo tanto, las cargas quedan de la siguiente manera:

Tabla VI. **Cargas de muro**

Carga	Carga (kg)
M <i>shingle</i>	166
M machimbre	130,70
M vigas	247,55
M instalaciones	581
M muros	1 924,926
M total	3 149,266
V	830
Ar	1 494
W	149,23

Fuente: elaboración propia.

Para determinar las cargas que deben soportar los muros se debe determinar su longitud. La longitud total de muros es 3,44 m. Por lo cual la carga distribuida queda de la siguiente manera:

Tabla. VII **Cargas distribuidas en muro**

Cargas	Cargas (kg/m)
M	915,48
V	241,27
Ar	434,30
W	43,38

Fuente: elaboración propia.

2.1.4.7.2. Combinaciones de cargas

De acuerdo con las cargas sus combinaciones de cargas son las siguientes:

Tabla VIII. **Combinaciones de cargas en muro (administración)**

Combinación de cargas	Cargas (kg/m)
CR1	1 281,67
CR2	1 793,32
CR3	2 126,29
CR4	1 934,74
CR5a	1 171,64
CR6	1 396,26
CR7	880,33

Fuente: elaboración propia.

La carga máxima que debe soportar el muro es 2 126,29 kg/m que representa la combinación CR3.

2.1.4.8. Diseño de Panel W

Características del panel:

- Largo panel = 2,44, 3,05 y 3,65 m (8', 10' y 12')
- Ancho = 1,22 m (4')
- Espesor de poliestireno = 5,08, 6,35, 7,62 y 10,16 cm (2", 2 ½", 3" y 4")
- Calibre de electromalla = 14, 12,5 y 11(Cal)
- Separación entre electromalla y poliestireno = 1,27 cm
- Resistencia de compresión motero (1:4) = 280 kg/cm²
- Esfuerzo de fluencia en electromalla = 4 200 kg/cm²

2.1.4.8.1. Carga permisible

La carga permisible se determinar de acuerdo con ACI 318. La ecuación por utilizar es la siguiente:

$$\phi W P m = 0,55 \phi_s F' c A g \left(1 - \left(\frac{K l c}{32 h} \right)^2 \right)$$

Donde:

$\phi W P m$ = carga última permisible factorizada (kg/ml)

$\phi_s = 0,70$

$F' c = 100$ (kg/cm²)

$A g$ = área del mortero (cm²)

$K = 0,80$

$l c$ = altura libre (m)

H = espesor de muro (m)

$$\phi W P M = 0,55 * 0,70 * 280 * 508 \left(1 - \left(\frac{0,80 * 2,9}{32 * 10,16} \right)^2 \right) = 54\,359,02 \frac{kg}{ml} = 54,35 \frac{ton}{ml}$$

2.1.4.8.2. Corte resistente

Se determina de acuerdo con el ACI 318-14 en la sección 11. Utilizando las siguientes formulas:

$$\phi V n = 0,13 \phi_s b d \sqrt{F' c}$$

Donde:

$F'c$ = resistencia mortero (kg/cm^2)

b = longitud de muro (cm)

d = ancho de poliestireno + 1 capa de compresión + 1,27 cm (cm)

\emptyset_s = factor de seguridad

$$\emptyset Vn = 0,13 * 0,85 * 5,08 * 100 * \sqrt{280} = 939,30 \text{ kg}$$

2.1.4.8.3. Momento resistente

Se determina del mismo modo que una viga de concreto reforzado utilizando las siguiente formulas:

$$a = \frac{Asfy}{0,85bF'c}$$

Donde:

As = área de acero (cm^2)

fy = resistencia de acero (kg/cm^2)

b = longitud de muro (cm)

$F'c$ = resistencia mortero (kg/cm^2)

$$\emptyset Mn = \emptyset_s As fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

\emptyset_s = factor de seguridad

As = área de acero (cm^2)

f_y = resistencia de acero (kg/cm^2)

d = ancho de poliestirero + 1 capa de compresión + 1,27 cm (cm)

a = área de compresión (cm)

El resultado es el siguiente:

$$a = \frac{3,70 * 4\ 200}{0,85 * 100 * 280} = 0,66\ \text{cm}$$

$$\begin{aligned}\phi Mn &= 0,85 * 3,70 * 4\ 200 * \left(8,89 - \frac{0,66}{2}\right) = 114\ 313,7\ \text{kg} - \text{cm} \\ &= 1\ 143,137\ \text{kg} - \text{m}\end{aligned}$$

Con estos resultados se deben comprobar si el muro soporta los esfuerzos a la que está sometida. La siguiente tabla muestra el resultado:

Tabla. IX **Esfuerzos en muro**

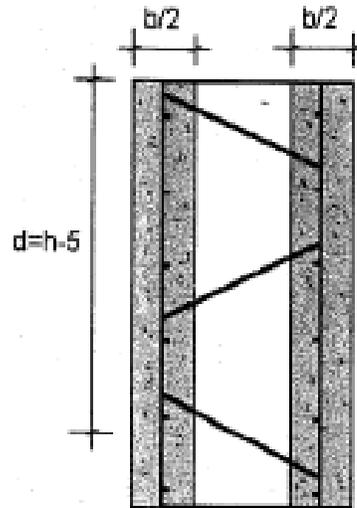
Esfuerzo	Esfuerzo actuante	Esfuerzo resistente
Momento	1 051,342 kg-m	1 143,137 kg-m
Corte	362,52 kg	939,30 kg
Carga	2 126,29 kg/m	54 359,02 kg/m

Fuente: elaboración propia.

2.1.4.8.4. Vigas panel W

Si diseñará como una viga doblemente empotrada de acuerdo con los criterios de resistencia de concreto reforzado.

Figura 19. Representación de viga panel W



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Se determinará por medio de las siguientes fórmulas:

$$a = \frac{Asfy}{0,85bF'c}$$

Donde:

As = área de acero (cm²)

fy = resistencia de acero (kg/cm²)

b = longitud de muro (cm)

F'c = resistencia mortero (kg/cm²)

$$\phi Mn = \phi_s As fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

ϕ_s = factor de seguridad

A_s = área de acero (cm²)

f_y = resistencia de acero (kg/cm²)

d = ancho de poliestireno + 1 capa de compresión + 1,27 cm (cm)

a = área de compresión (cm)

$$\phi V_n = \phi_s (V_c + V_s)$$

Donde:

ϕ_s = factor de seguridad

V_c = corte resistente del concreto (kg)

V_s = corte resistente del acero (kg)

$$V_c = 0,13 \phi_s d b \sqrt{f'c}$$

Donde:

$f'c$ = resistencia mortero (kg/cm²)

b = longitud de muro (cm)

ϕ_s = factor de seguridad

d = h-5 cm (cm)

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

Donde:

A_v = área de los alambres verticales (cm^2)

f_y = resistencia de electromalla (kg/cm^2)

$d = h$ (cm)

s = espaciamiento de los alambres verticales (cm)

El diseño se hará para la viga en la fachada de la unidad habitacional. La cual tiene una $L=4,5$ m y $h=1,10$ m. El diseño del elemento es el siguiente:

$$a = \frac{8,22 * 4\ 200}{0,85 * 5,08 * 280} = 28,58\ \text{cm}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= 0,85 * 8,22 * 4\ 200 \left(105 - \frac{28,58}{2}\right) = 2\ 664\ 927,03\ \text{kg} - \text{cm} \\ &= 26\ 649,27\ \text{kg} - \text{m}\end{aligned}$$

$$V_c = 0,13 * 0,85 * 105 * 5,08 * \sqrt{280} = 986,26\ \text{kg}$$

$$V_s = 0,374 * 4\ 200 = 1\ 571,11\ \text{kg}$$

$$\phi V_n = 0,85(986,26 + 1\ 571,11) = 2\ 173,77\ \text{kg}$$

Con estos resultados se debe comprobar si la viga soporta los esfuerzos a los que está sometida. La siguiente tabla muestra el resultado:

Tabla. X **Esfuerzos en viga panel w**

Esfuerzo	Esfuerzo actuante	Esfuerzo resistente
Momento	1 605,80 kg-m	26 649,27 kg-m
Corte	2 141,07 kg	2 173,77 kg

Fuente: elaboración propia.

2.1.4.9. Diseño de cimentación

Para el diseño de las cimentaciones se deben utilizar las siguientes combinaciones de carga:

Tabla XI. **Combinaciones de cargas de servicio**

Combinación	Cargas
CCS1	M+Vp
CCS2	M+V+Ar
CCS3	M+0.7Sv + Vp+-0.7Sh
CCS4	M+-0.7Sh
CCS5	M+Vp+-W
CCS6	M+-W

Fuente: elaboración propia.

Por lo cual las cargas quedan de la siguiente manera:

Tabla. XII **Resultados de combinaciones de viga**

Combinación	Carga (kg/m)
CCS1	1 486,76
CCS2	1 921,06
CCS3	2 049,09
CCS4	1 690,12
CCS5	1 530,14
CCS6	1 288,86

Fuente: elaboración propia.

Con estas cargas se debe determinar las dimensiones de la cimentación de la siguiente fórmula:

$$b = \frac{C}{f_s}$$

Donde:

b = base de la cimentación (m)

c = carga de diseño (T/m)

fs = capacidad soporte del suelo (T/m²)

$$b = \frac{2,049}{28,77} = 0,07m$$

Por ser tan pequeña la carga se asumirá una dimensión de 30 cm. Ya que el muro deberá soportar cargas horizontales. Como siguiente paso se deberá comprobar los esfuerzos junto con los momentos. Por lo cual se necesitará una carga final que se calcula de la siguiente manera:

$$Pf = M + Pp + Ps$$

Donde:

Pf = carga final (ton)

M = carga muerta (ton)

Pp = peso propio (ton)

Ps = peso suelo (ton)

$$Pf = 2,04 + 0,21 = 2,14 \text{ ton}$$

Con esta carga se determina las presiones de diseño utilizando la siguiente fórmula:

$$q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M_x}{s_x} \pm \frac{M_y}{s_y}$$

Donde:

q = presión (ton/m²)

P = carga final (ton)

A_z = área de cimentación (m²)

M_x = momento en el sentido largo (ton-m)

S_x = esfuerzo de flexión en x (Mc/i)

M_y = momento en el sentido corto (ton-m)

S_y = esfuerzo de flexión en y (Mc/i)

$$q = \frac{2,13}{0,3} \pm \frac{0}{\left(\frac{0,3 * 1^2}{6}\right)} \pm \frac{1,05}{\left(\frac{1 * 0,3^2}{6}\right)} = 76,31 \text{ ton/m}^2$$

Se compara el resultado con la capacidad soporte del suelo, se comprueba que es mayor por lo cual se deberá aumentar las dimensiones de la cimentación a queda de 55 cm * 25 cm

$$q = \frac{2,13}{0,55} \pm \frac{0}{\left(\frac{0,55 * 1^2}{6}\right)} \pm \frac{1,05}{\left(\frac{1 * 0,55^2}{6}\right)} = 24,74 \text{ ton/m}^2$$

2.1.4.9.1. Cortante

Con este valor se debe multiplicar por un factor de seguridad de 1,5 para el diseño de concreto.

$$q' = 24,74 * 1,5 = 37,11 \text{ ton/m}^2$$

Se debe verificar el cortante resistente de la cimentación por medio de la siguiente fórmula:

$$Vr = \phi_s * 0,53\sqrt{f'c}bd/1\ 000$$

Donde:

ϕ_s = es un factor de seguridad 0,85

$f'c$ = resistencia del concreto

b = largo de la cimentación (1m)

d = t-recubrimiento- radio varilla

$$Vr = 0,85 * 0,53\sqrt{210} * 100 * \frac{17,52}{1\ 000} = 13,20 \text{ ton}$$

Para determinar el cortante actuante se utiliza la siguiente fórmula:

$$Va = b * r * q'$$

Donde:

b = largo de la cimentación (1m)

r = ancho de la cimentación- muro- $2 d/2$

q' = presión en la cimentación (ton/m²)

$$Va = 1 * 0,225 * 40,30 = 10,19 \text{ ton}$$

2.1.4.9.2. Momentos

El momento de diseño que se utilizará será en base a la siguiente carga:

$$c = q' - Pp - Ps$$

Donde:

C = carga de diseño (ton/m)

Pp = peso propio (ton/m)

Ps = peso suelo (ton/m)

$$c = 37,11 - 0,21 - 0,33 = 36,56 \text{ ton/m}$$

El momento actuante se determina con la siguiente fórmula:

$$M = \frac{wl^2}{2}$$

Donde:

W = es igual a la carga C de diseño (ton/m)

L = longitud del ala del cemento (m)

$$M = \frac{36,56 * (0,1742^2)}{2} = 0,92 \text{ Ton} - m$$

La cantidad de acero se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$A_s = (bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mub}{0,003825f'c}}) \frac{0,85 f'c}{f_y}$$

Donde:

b = largo de la cimentación (100 cm)

d = t-recubrimiento- radio varilla (cm)

Mu = momento último (kg-m)

f'c = resistencia del concreto (kg/cm²)

f_y = esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²)

$$A_s = \left(100 * 17,52 - \sqrt{(100 * 17,52)^2 - \frac{920 * 100}{0,003825 * 210}} \right) \frac{0,85 * 210}{4 200} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Teniendo una varilla No.2 con un área de 0,31 cm² se debe colocar 5 varillas por cada metro de cimentación para lograr el área de acero necesaria por lo cual el quedaría como Est No. 2 @ 20 cm. El acero por temperatura se colocará en el sentido más largo y se calcula por la siguiente fórmula:

$$A_s = 0,0020bh$$

Donde:

b= ancho de la cimentación (cm)

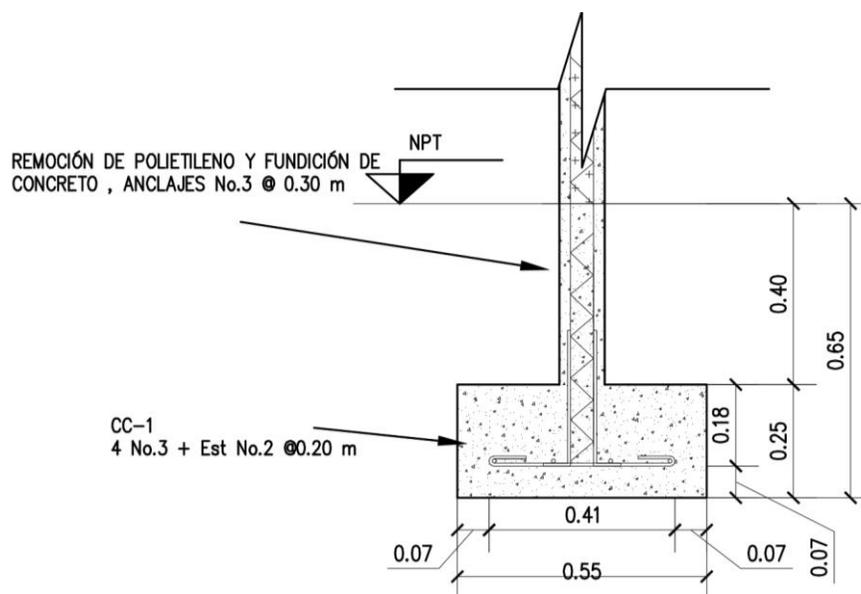
h= altura total de la cimentación (cm)

$$A_s = 0,002 * 55 * 25 = 2,75 \text{ cm}^2$$

Por lo cual quedaría como 4 varillas No.3 con un área cada una de $0,71 \text{ cm}^2$ llegando un área total de $2,84 \text{ cm}^2$.

El cimiento final queda de la siguiente manera:

Figura 20. **Cimiento final administración**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.5. **Diseño de salón de usos múltiples**

Las cargas por utilizar serán basadas en las normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la república de Guatemala. En específico para la determinación de las cargas de diseño se utilizarán la Norma AGIES NSE 2-18 demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección.

2.1.5.1. Cargas verticales

Estas son cargas que actuarán de forma vertical en las estructuras las cuales se transmitirán entre todos los elementos sobre donde estas actúen.

2.1.5.1.1. Cargas de arena volcánica

La carga se determinará por medio de la estimación de la altura en metros a considerar por la densidad de la arena húmeda de $1\,700\text{ kg/m}^3$ por lo cual la fórmula quedaría:

$$A_r = h_{ar} * 1\,700$$

El proyecto se encuentra a menos de 30 km de los volcanes Pacaya y volcán de Fuego, por lo cual se tomará en cuenta lo siguiente.

De acuerdo con el reporte de erupción volcán PACAYA de parte del Insivumeh se determinó el mapa de dispersión de ceniza que se encuentra en los anexos de esta tesis.

Según el mapa se determinó que durante la erupción se tuvo menos de 5 cm de ceniza en el área del proyecto.

Con referencia al folleto volcán de Fuego elaborado por el Insivumeh se menciona lo siguiente “La caída de la tefra del volcán de Fuego puede ocurrir

hasta casi 100 kms del volcán en la dirección predominante del viento y a una distancia de 50 kms, la capa podría alcanzar casi 5 centímetros.”²

Por lo anterior mencionado se tomará como la altura de ceniza de 5 cms para el cálculo de carga de ceniza volcánica, quedando la fórmula de la siguiente manera:

$$Ar = 0,05 * 1\ 700 = 85 \text{ kg/m}^2$$

2.1.5.1.2. Cargas vivas

Ya que la cubierta será de lámina termoacústica y solo será utilizada para la realización de mantenimiento. Se utilizará la tabla de cargas de AGIES NSE-2 que se encuentra en el anexo de esta tesis. Se utilizará como carga viva 50 Kg/m².

2.1.5.1.3. Cargas muertas

La tabla siguiente se encuentra los pesos específicos por utilizar.

² Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología. *Reporte de erupción volcán pacaya (1402-11)*. p. 11.

Tabla. XIII. **Cargas muertas (salón de usos múltiples)**

Material	Peso específico (kg/m ³)
Madera	620
Poliestireno	17
Mortero	2 200
Shingle	10 (kg/m ²)
Lamina	6 (kg/m ²)

Fuente: elaboración propia.

2.1.5.2. Cargas horizontales

Son cargas que actuarán de forma horizontal sobre la estructura, generando así esfuerzos diferentes a las cargas verticales.

2.1.5.2.1. Cargas sísmicas

Se generan durante un evento sísmico, varían de acuerdo con el área geográfica, por eso se debe determinar para aplicar al diseño de la estructura.

2.1.5.2.1.1. Sismicidad y nivel de protección

Para la determinación de las cargas sísmicas se deberán determinar una serie de parámetros los cuales se determinarán a continuación:

Según el Anexo A: lista de amenaza sísmica por municipios de la norma AGIES NSE 2-18 utilizando un tipo de suelo D se obtiene los siguientes datos:

- $I_0 = 4,1$
- $Scr = 1,54$
- $S1r = 1,08g$
- $TI = 3,27$

Se procede a definir el tipo de obra de acuerdo con las normas por lo cual será necesario utilizar la Norma AGIES NSE 1-18 en el capítulo 3 clasificación de obras. El proyecto se clasificará como Categoría II: obras ordinarias ya que cumple con los requisitos para poder ser denominada de esa manera.

De acuerdo con la clasificación de la obra y el índice de sismicidad se determinará el nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño de la Norma AGIES NSE 2-18. La tabla se encuentra en los anexos de esta tesis.

Se determina que el proyecto tendrá un nivel mínimo de protección sísmica “D” y una probabilidad del 10 % de exceder un sismo de diseño en 50 años.

2.1.5.2.1.2. Selección de parámetros

Se deberán determinar una serie de parámetros en base a los datos obtenidos en la sección anterior. Se determina el ajuste por clase de sitio el cual se determina de forma genérica con las siguientes ecuaciones:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v$$

Las tablas de coeficiente de sitio F_a y coeficiente de sitio F_v se encuentran en los anexos de esta tesis. Para este proyecto las ecuaciones quedan como las siguientes:

$$S_{cs} = 1,54 * 1 = 1,54$$

$$S_{1s} = 1,08 * 1 = 1,08$$

2.1.5.2.1.3. Construcción de espectros de diseño

Se deberá determinar el espectro de diseño el cual depende de la probabilidad de ser excedido en 50 años. El valor de K_d se puede encontrar en la tabla Factor K_d de acuerdo con el nivel de sismo que se encuentran en el anexo de esta tesis.

Por lo cual el proyecto contara con un factor de escala de $K_d=0,66$ ya que se cuenta con un 10 % de probabilidad de ser excedido en 50 años.

2.1.5.2.1.4. Espectro calibrado al nivel de diseño requerido

$$S_{cd} = K_d S_{cs}$$

$$S_{1d} = K_d S_{1s}$$

A continuación, se calcula los factores, para este proyecto.

$$S_{cd} = 0,66 * 1,54 = 1,02$$

$$S_{1d} = 0,66 * 1,08 = 0,71$$

2.1.5.2.1.5. Componente vertical del sismo de diseño

$$S_{vd} = 0,20S_{cd}$$

$$S_{vd} = 0,20 * 1,02 = 0,204$$

2.1.5.2.1.6. Período de transición

El período T_s que separa los períodos cortos de los largos es:

$$T_s = S_{1s} / S_{cs}$$

$$T_s = \frac{1,08}{1,54} = 0,70$$

$$T_0 = 0,2T_s$$

$$T_0 = 0,2 * 0,70 = 0,14$$

2.1.5.2.1.7. Determinación de sistema estructural

De acuerdo con la definición que da el AGIES en la Norma NSE 3-18 las estructuras de las unidades habitaciones se clasifican como soportes en voladizo (E5-1). La tabla de coeficientes y factores para diseño de sistemas sismo resistentes se encuentra en el anexo de esta tesis. Por lo cual los valores por considerar son los siguientes:

- R=2,5
- $\Omega_r=1,2$
- Cd=2,5

2.1.5.2.1.8. Período de vibración empírico

El periodo fundamental de vibración se estimará en forma empírica por medio de la siguiente formula:

$$T_a = K_T(hn)^x$$

Donde:

Hn = altura total del edificio (m)

KT y x = factores que dependen del tipo de sistema estructural

Para un sistema E5 se utilizará un $KT=0,049$ y un factor $x=0,75$, por lo cual la ecuación quedaría de la siguiente manera:

$$T_a = 0,049(6)^{0,75} = 0,1878$$

2.1.5.2.1.9. Ordenadas espectrales

Para la determinación de ordenadas espectrales es necesario realizar la comparación entre el periodo de vibración y el periodo de transición, para poder determinar la ecuación por utilizar.

$$S_a(T) = S_{cd} \left(0,4 + 0,6 \left(\frac{T}{T_0} \right) \right) \quad \text{si } T < T_0$$

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{si } T_0 \leq T \leq T_s$$

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

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T^2} * T_l \quad \text{si } T \geq T_l$$

El periodo de vibración (T_a) es 0,1878 y el periodo de transición (T_s) es 0,70 T_0 es 0,14 T_l es 3,27. Por lo cual la fórmula por utilizar será:

$$S_a(T) = S_{cd}$$

Dando el resultado siguiente:

$$S_a(T) = 1,02$$

**2.1.5.2.1.10. Coeficiente
sísmico al
límite de
cedencia**

Se determinará por medio de las siguientes fórmulas:

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

Donde Bd se determina con la siguiente ecuación:

$$Bd = \frac{4}{1 - \ln(E)}$$

Donde E se debe tomar como 0,05. para estructuras con sistemas de aislamiento E es el valor dado por el fabricante

Se sustituyen los valores determinados en secciones anteriores.

$$C_s = \frac{1,02}{2,5 * 1,001} = 0,407$$

Comprobación del coeficiente

$$C_s \geq \frac{0,044 S_{cd} F_d}{Bd} \geq 0,01$$

Sustituyendo las variables

$$0,407 \geq \frac{0,044(1,02) \left(\left(0,59 + \frac{4,77 * 0,71}{1,02 * 2,5} \right) * \frac{1}{0,66} \right)}{1,001} \geq 0,01$$

$$0,407 \geq 0,130 \geq 0,01$$

**2.1.5.2.1.11. Demanda
sísmica
horizontal**

Demanda sísmica horizontal se determina con la siguiente ecuación:

$$S_h = pQh$$

Donde:

P = factor de redundancia

Qh = componentes horizontales de la demanda sísmica

Se tomará como factor de redundancia el factor $p=1,3$ ya que la estructura tiene una clasificación D.

Queda la demanda sísmica vertical como:

$$S_h = 1,3 * 0,407 = 0,529$$

2.1.5.2.1.12. Demanda sísmica vertical

Demanda sísmica vertical se determina con la siguiente ecuación:

$$S_v = 0,20S_{cd}M$$

Donde:

M = carga muerta

Sustituyendo variables la ecuación queda de la siguiente manera.

$$S_v = 0,20(1,02)M = 0,204M$$

2.1.5.2.2. Carga de viento

Dependiendo del área geográfica donde se encuentre el proyecto, el viento afectará de mayor manera, por lo que se deberá determinar sus efectos sobre la estructura.

2.1.5.2.2.1. Coeficiente de exposición

Se determinará por medio de la siguiente tabla, se determinó que la exposición es de tipo B de acuerdo con la descripción dada por el AGIES NSE 2 capítulo 5.2.1. La tabla se encuentra en el anexo de esta tesis.

El valor de C_e es 0,67.

2.1.5.2.2.2. Coeficiente de presión

Se determinarán tres casos para el análisis de la estructura, estos serán para los muros en barlovento, muros en sotavento y techos. Para lo cual se utilizará la tabla de coeficientes de presión que se encuentra en el anexo de esta tesis. Los coeficientes son los siguientes:

- Muros a barlovento=0,8 hacia adentro
- Muros a sotavento=0,5 hacia fuera
- Techo =0,9 hacia fuera o 0,3 hacia adentro

2.1.5.2.2.3. Presión de remanso del viento

Se deberá buscar la ubicación del proyecto en el mapa de velocidad básica del viento también se debe determinar la presión de acuerdo con la tabla de presión de remanso del viento que se ambos se encuentran en el anexo de esta tesis.

Se determinó de acuerdo con la ubicación del proyecto la velocidad básica del viento es 100 km/h con una presión de remanso del viento de 48 kg/m².

2.1.5.2.2.4. Presión de diseño de viento

La presión de diseño para estructuras se determinarán por medio de la siguiente ecuación:

$$P = C_e C_q q_s l$$

Donde:

P = presión de diseño de viento (kg/m^2)

Ce = coeficiente de exposición

Cq = coeficiente de presión

Qs = presión de remanso del viento (Pa)

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

Sustituyendo los datos en la fórmula para muros en barlovento.

$$P = 0,67 * 0,8 * 48 = 25,72 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

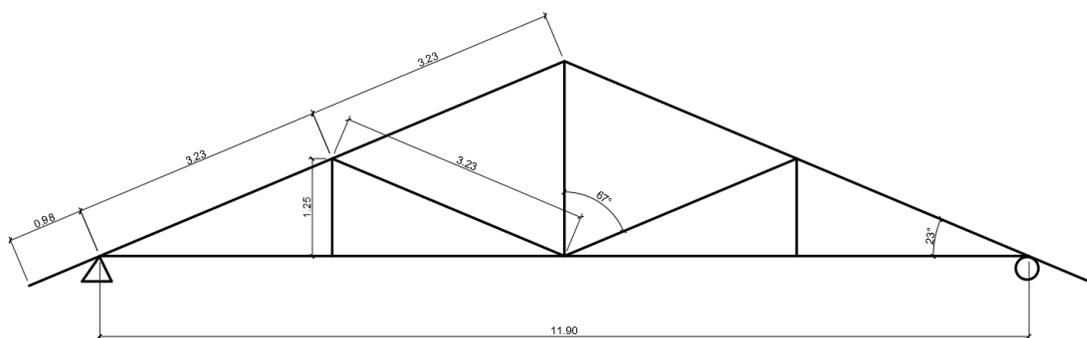
Presiones de cada uno de los elementos

- Muros a barlovento = $25,72 \text{ kg/m}^2$ hacia adentro
- Muros a sotavento = $16,19 \text{ kg/m}^2$ hacia fuera
- Techo = $9,71 \text{ kg/m}^2$ hacia adentro

2.1.5.3. Análisis de armaduras

Las características que de la armadura son las siguientes: se hará con madera de pino y uniones metálicas entre cada armadura se tendrá un espacio libre de 2,5 m. Las características geométricas de la armadura se tomaron en base a las características arquitectónicas que se requieren. Quedan de la siguiente manera:

Figura 21. Armadura salón de usos múltiples



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Se debe determinar las cargas que actuarán sobre la armadura, los siguientes son las cargas distribuidas que se aplican sobre la armadura:

Tabla XIV. Cargas armadura

Tipo	Cargar (kg/m)
M	198,60
V	125
Ar	225
W	22,47

Fuente: elaboración propia.

Luego se realizará las combinaciones de cargas quedando:

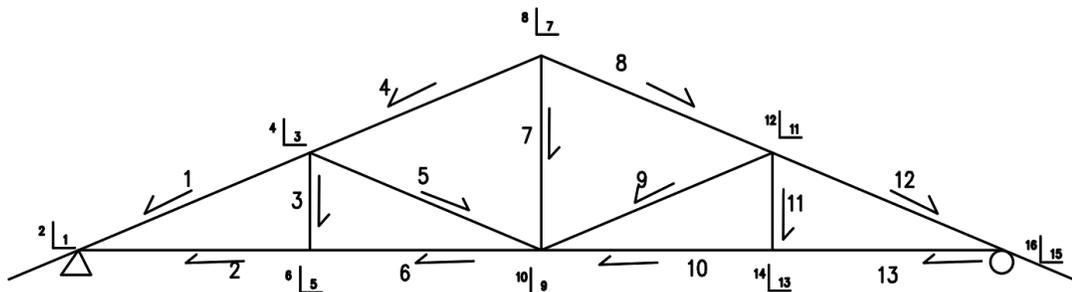
Tabla XV. **Combinaciones de carga (armadura)**

Combinación	Carga (kg/m)
CR1	278,04
CR2	570,68
CR3	743,18
CR4	492,38
CR5	254,17
CR6	375,01
CR7	190,43

Fuente: elaboración propia.

Queda la carga máxima de 743,18 kg/m. Como primer paso se definirán las direcciones de acción de los elementos y grados de libertad de las uniones.

Figura 22. **Direcciones de acción y grados de libertad armadura**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Se determinan las longitudes de los elementos:

Tabla XVI. **Longitud de elementos**

Elemento	Longitud (m)
L1	3,23
L2	2,97
L3	1,25
L4	3,23
L5	3,23
L6	2,98
L7	2,5
L8	3,23
L9	3,23
L10	2,98
L11	1,25
L12	3,23
L13	2,97

Fuente: elaboración propia.

Luego se determina los grados de libertad de las uniones quedando lo siguiente:

Tabla XVII. **Grados de libertad**

Barra	Grados de libertad			
	X	y	x	y
L1	3	4	1	2
L2	5	6	1	2
L3	3	4	5	6
L4	7	8	3	4
L5	3	4	9	10
L6	9	10	5	6
L7	7	8	9	10
L8	7	8	11	12
L9	11	12	9	10
L10	13	14	9	10
L11	11	12	13	14
L12	11	12	15	16
L13	15	16	13	14

Fuente: elaboración propia.

Luego se determina la tabla de conectividad de los elementos, donde \emptyset es el ángulo donde actúa el elemento $L = \cos \emptyset$, $M = \sin \emptyset$ y $K = EA/L$, siendo E el módulo de elasticidad de la madera y A el área de la sección y L a longitud del elemento.

Tabla XVIII. **Tabla de conectividad**

Barra	E	A	L	∅	L	M	K
L1	940 000 000	0,03871	3,23	203	-0,9205	0,93331	11 265 332,5
L2	940 000 000	0,023226	2,97	180	-1	0	7 350 913,94
L3	940 000 000	0,023226	1,25	270	0	-1	17 465 771,5
L4	940 000 000	0,03871	3,23	203	-0,9205	0,93331	11 265 332,5
L5	940 000 000	0,023226	3,23	337	0,920505	-0,75101	6 759 199,5
L6	940 000 000	0,023226	2,98	180	-1	0	7 326 246,44
L7	940 000 000	0,023226	2,5	270	0	-1	8 732 885,76
L8	940 000 000	0,03871	3,23	337	0,920505	-0,75101	11 265 332,5
L9	940 000 000	0,023226	3,23	203	-0,9205	0,93331	6 759 199,5
L10	940 000 000	0,023226	2,98	180	-1	0	7 326 246,44
L11	940 000 000	0,023226	1,25	270	0	-1	17 465 771,5
L12	940 000 000	0,03871	3,23	337	0,920505	-0,75101	11 265 332,5
L13	940 000 000	0,023226	2,97	180	-1	0	7 350 913,94

Fuente: elaboración propia.

Se debe determinar la matriz de rigidez local del elemento, siendo la siguiente:

$$K = \frac{EA}{L} * \begin{vmatrix} l^2 & lm & -l^2 & -lm \\ lm & m^2 & -lm & -m^2 \\ -l^2 & -lm & l^2 & lm \\ -lm & -m^2 & lm & m^2 \end{vmatrix}$$

Para el elemento 1 la matriz queda de la siguiente manera:

Tabla XIX. **Matriz de rigidez local**

9 545 445	-9 678 229	-9 545 445	9 678 229
-9 678 229	9 812 859	9 678 229	-9 812 859
-9 545 445	9 678 229	9 545 445	-9 678 229
9 678 229	-9 812 859	-9 678 229	9 812 859

Fuente: elaboración propia.

Luego se colocará los grados de libertad como parte de la matriz y poder identificarla, se procederá a ensamblar la matriz de rigidez total la cual tiene la siguiente forma:

$$KT = \begin{vmatrix} K1.1 & k1.2 & k1.3 \\ k2.1 & k2.2 & k2.3 \\ k3.1 & k3.2 & k3.3 \end{vmatrix}$$

Quedan los siguientes resultados:

Tabla XX. **Matriz de rigidez total**

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	1.7E+07	-9678228.6	-9545445	9678228.6	-7350913.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-9678229	9812859.4	9678229	-9812859.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	-9545445	9678228.6	2.5E+07	-24029131	0	0	-9545445	9678228.63	-5727267	4672673.33	-3812267.9	0	0	0	0	0
4	9678229	-9812859.4	-2.4E+07	40903758	0	-17465772	9678228.63	-9812859.4	4672673.33	-3812267.9	0	0	0	0	0	0
5	-7350914	0	0	0	14677160.4	0	0	0	-7326246.4	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	-17465772	0	17465771.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	-9545445	9678228.6	0	0	19090890	-17466018	0	0	0	-9545445	7787788.89	0	0	0
8	0	0	9678229	-9812859.4	0	0	-17466018	24899524.9	0	0	0	-635379.8	0	0	0	0
9	0	0	-5727267	4672673.3	-7326246.4	0	0	0	26107026.9	-10479611	-5727267	5806937.18	-7326246.4	0	0	0
10	0	0	4672673	-3812267.9	0	0	0	-8732885.8	-25668914	18432869.3	5806937.18	-5887715.6	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	-9545445	7787788.89	-5727267	5806937.18	30071970	-25668914	0	0	-14799258	12074187.9
12	0	0	0	0	0	0	7787788.89	-635379.8	5806937.18	-5887715.6	-25668914	39558167.1	0	-17465772	12074187.9	-9850900.2
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	24792018	0	-17465772	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	17465771.5	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-14799258	12074187.9	-17465772	0	32265029.5	-12074188
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12074187.9	-9850900.2	0	0	-12074188	9850900.21

Fuente: elaboración propia.

Con la matriz de rigidez total determinaremos la matriz de rigidez reducida, la cual únicamente utiliza los nodos donde los grados de libertad están libres, lo que implica que no se utilizarán 1,2 y 20 ya que son los apoyos, quedando la siguiente matriz:

Tabla. XXI. **Matriz de rigidez reducida**

	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
3	2.5E+07	-24029131	0	0	-9545445	9678228.63	-5727267	4672673.33	0	0	0	0	0
4	-2.4E+07	40903758	0	-17465772	9678228.63	-9812859.4	4672673.33	-3812267.9	0	0	0	0	0
5	0	0	1.5E+07	0	0	0	-7326246.4	0	0	0	0	0	0
6	0	-17465772	0	17465772	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	-9545445	9678228.6	0	0	19090890	-17466018	0	0	-9545445	7787788.89	0	0	0
8	9678229	-9812859.4	0	0	-17466018	24899524.9	0	-8732885.8	7787788.89	-6353779.8	0	0	0
9	-5727267	4672673.3	-7326246	0	0	0	26107026.9	-10479611	-5727267	5806937.18	-7326246.4	0	0
10	4672673	-3812267.9	0	0	0	-8732885.8	-25668914	18432869.3	5806937.18	-5887715.6	0	0	0
11	0	0	0	0	-9545445	7787788.89	-5727267	5806937.18	30071970	-25668914	0	0	-14799258
12	0	0	0	0	7787788.89	-6353779.8	5806937.18	-5887715.6	-25668914	39558167.1	0	-17465772	12074187.9
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	24792018	0	-17465772
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-17465772	0	17465771.5	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	-14799258	12074187.9	-17465772	0	32265029.5

Fuente: elaboración propia.

Se debe determinar el vector de carga el cual consta de todas las fuerzas puntuales y cargas distribuidas en los grados de libertad donde se aplican, quedando el siguiente valor:

Tabla. XXII. **Vector de carga**

GL	L	PE
1	2,59	752,097593
2	2,59	-1 771,8309
3	3,23	937,944102
4	3,23	-2 209,6578
5		

Continuación de la tabla XXII.

6		
7		
8	3,23	-2 209,6578
9		
10		
11	3,23	-937,9441
12	3,23	-2 209,6578
13		
14		
15	2,59	-752,09759
16	2,59	-1 771,8309

Fuente: elaboración propia.

Debemos tomar en cuenta que únicamente grados de libertad que están dentro de la matriz reducida se utilizaran por lo cual también en el vector de fuerzas se deben eliminar los grados de libertad restringidos. Luego se determinará el desplazamiento por medio de:

$$Q = |K'|^{-1} * |P|$$

Quedan los siguientes desplazamientos:

Tabla. XXIII. **Desplazamiento de elementos**

GL	$\Delta(m)$
3	3,43724E-05
4	0,000268046
5	0
6	0
7	0
8	0,000351701
9	0
10	0
11	4,87979E-05
12	3,25477E-05
13	0
14	0
15	8,28149E-06

Fuente: elaboración propia.

Para determinar el esfuerzo en el elemento se utiliza la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{E_e}{L_e} * \begin{vmatrix} -l & -m & l & m \end{vmatrix} * Q_e$$

Para el elemento 1 el esfuerzo es el siguiente:

$$\sigma = \frac{9\ 400\ 000\ 000}{3,23} * \begin{vmatrix} 0,9205 & -0,9333 & -0,9205 & 0,9331 \end{vmatrix} * \begin{vmatrix} 3,43e - 5 \\ 0,00026 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$= -63\ 596,96Kg/m^2$$

Para determinar la carga se multiplica por el área del elemento, los resultados son los siguientes:

Tabla XXIV. **Cargas en elementos**

Barra	Fuerza (kg)
L1	-2 461,813071
L2	0
L3	4 681,630345
L4	-1 235,982775
L5	1 146,796378
L6	0
L7	3 071,361349
L8	3 206,167543
L9	98,28938721
L10	0
L11	568,47098
L12	-144,7815593
L13	60,87648788

Fuente: elaboración propia.

2.1.5.4. Diseño de armadura

Para el diseño de madera se utilizará la norma NCH 1 198, ya que actualmente COGUANOR no cuenta con una norma relacionada con madera. Como parte de la norma se deberán calcular una serie de factores de reducción que se realizarán a continuación.

2.1.5.4.1. Factor de modificación por humedad (kh)

Para la determinación del factor se utilizará la siguiente fórmula.

$$Kh = (1 - \Delta H * \Delta R)$$

Donde:

ΔH = diferencia entre el valor de contenido de humedad de servicio (Hz) y 12 %

ΔR = variación de la resistencia por cada 1 % de variación del contenido de humedad

El valor del factor R se encuentran en una tabla en el anexo de esta tesis.

Por lo cual se utilizarán:

- Flexión = 0,0206
- Cizalle = 0,0160

Para la humedad de servicio se utilizará 16 %, por lo cual el factor queda:

$$Kh = (1 - (4 * 0,0206)) = 0,9176$$

Quedando los factores siguientes:

- Flexión = 0,9176
- Cizalle = 0,936

2.1.5.4.2. Factor de modificación por duración de la carga (Kd)

Se utilizará la siguiente fórmula para el cálculo del factor:

$$K_D = \frac{1,747}{t^{0,0464}} + 0,295$$

Donde:

t = duración de la carga (s)

La norma toma como periodo de carga de carga 10 años y se le aplicará un factor de carga normal, el cual es 1.

$$K_D = \frac{1,747}{315\,400\,000^{0,0464}} + 0,295 = 0,9996$$

2.1.5.4.3. Factor de modificación por trabajo conjunto en flexión (kc)

Ya que los elementos no se encuentran a una distancia entre sí de 610 mm el factor KC=1, si esta condición no se cumpliera se utilizaría KC=1,15.

2.1.5.4.4. Factor de modificación por altura (K_{hf})

Este factor se aplicará para piezas con ancho o altura mayor que 50 mm, se determina con la siguiente ecuación:

$$K_{hf} = \left(\frac{50}{h}\right)^{1/9}$$

Donde:

h = ancho o altura de la pieza (mm)

$$K_{hf} = \left(\frac{50}{254}\right)^{1/9} = 0,8347$$

2.1.5.4.5. Factor de modificación por volcamiento (K_{lv})

Para elementos estructurales solicitados en flexión que no tienen apoyos laterales a lo largo de su luz, se acepta un factor de modificación por volcamiento, K_{lv}, igual a la unidad, si la razón formada por la altura, h, de la viga y su ancho, b, no excede el valor 2. Por lo cual se utilizará K_{lv} = 1

2.1.5.4.6. Esfuerzo de diseño en flexión

Para la zona en tensión se determina con la siguiente expresión:

$$F_t = F_f * K_h * K_D * K_C * K_{hf}$$

Donde:

F_t = tensión de diseño (MPa)

F_f = tensión admisible (MPa)

K_h = factor de modificación por contenido de humedad

K_d = factor de modificación por duración de la carga

K_c = factor de modificación por trabajo conjunto

K_{hf} = factor de modificación por altura

Por lo cual el esfuerzo queda de la siguiente manera:

$$F_t = 42,07 * 0,90 * 0,7341 * 1 * 0,8347 = 23,65 \text{ MPa}$$

Para la zona en compresión se determina con la siguiente expresión:

$$F_c = F_f * K_h * K_D * K_C * K_{\lambda f}$$

Donde:

F_t = tensión de diseño (MPa)

F_f = tensión admisible (MPa)

K_h = factor de modificación por contenido de humedad

K_d = factor de modificación por duración de la carga

K_c = factor de modificación por trabajo conjunto

$K_{\lambda f}$ = factor de modificación por volcamiento

Por lo cual el esfuerzo queda de la siguiente manera:

$$F_c = 42,07 * 0,808 * 0,7341 * 1 * 1 = 20,83 \text{ MPa}$$

2.1.5.4.7. Módulo de flexión

Se determina el módulo de flexión; módulo de sección; con la siguiente formula:

$$W_n = \frac{bh^2}{6}$$

Para la viga de 10"x6" el módulo de sección queda de la siguiente manera

$$W_n = \frac{152,4 * (254)^2}{6} = 1\ 638\ 706 \text{ mm}^3$$

2.1.5.4.8. Flexión en vigas simples

El esfuerzo de trabajo que se determinará a continuación debe ser menor o igual al esfuerzo de diseño, se utilizará la siguiente fórmula:

$$F_f = \frac{M_{max}}{W_n}$$

Donde:

M_{max} = momento máximo de flexión (N-mm)

W_n = módulo de flexión (mm³)

Para la viga que se está analizando el esfuerzo queda la siguiente manera:

$$Ff = \frac{36\ 161\ 062,52}{1\ 638\ 706} = 22,07MPa$$

Se comprueba que $22,07 < 23,65$, por lo cual se puede decir que la viga puede soportar las cargas a la que está expuesta.

2.1.5.4.9. Diseño de uniones metálicas

Se debe comprobar que dentro del elementos no se cuente con esfuerzos de compresión ya que estos deberán comprobarse antes de realizar los esfuerzos de tensión, ya que en la viga analizada no cuenta con esfuerzos a compresión se inicia analizando los esfuerzos de tensión máximos:

$$\text{Carga axial (kg)} = 4681,63 \text{ kg}$$

Se debe comprobar a que grupo de madera pertenece el pino el cual tiene una densidad 620 kg/m^3 . Los grupos son los siguientes:

$$\text{grupo A} \rightarrow \gamma \cong (750 - 850) \text{ kg/m}^3.$$

$$\text{grupo B} \rightarrow \gamma \cong (700 - 750) \text{ kg/m}^3.$$

$$\text{grupo C} \rightarrow \gamma \cong (600 - 750) \text{ kg/m}^3.$$

Por lo cual el pino pertenece al grupo C.

2.1.5.4.10. Espaciamientos mínimos

Los espaciamientos mínimos serán determinados de acuerdo con la tabla de espaciamientos mínimos para pernos que se encuentra en el anexo de esta tesis.

2.1.5.4.11. Pernos

Por lo cual el valor L para la viga que se está analizando es 10,16 cm. Con el valor de L se debe buscar dentro de la tabla de las Cargas admisibles para uniones apernadas-doble cizallamiento los valores de P y Q. La tabla se encuentra en el anexo de esta tesis.

Los valores de P es la carga admisible en la dirección del grano, el valor Q representa la carga admisible perpendicular al grano. De acuerdo con al valor L se obtienen los valores siguientes:

- L=15,24 cm
- d= 3/4 “
- P=1 070 kg + 564 kg
- Q=181 kg + 145 kg

Se puede aumentar la capacidad de la tabla por un 25 % si se utiliza una platina de acero para hacer las uniones. Para determinar el número de pernos se utiliza la siguiente fórmula:

$$n = \frac{C}{R}$$

Donde:

n = número de pernos

C = carga axial (kg)

R = carga resistente (kg)

Por lo cual el número de pernos para la viga por analizar son los siguientes:

$$n = \frac{4\,681,63}{(1\,070 + 564) * 1,25} = 2,29$$

Por lo cual el número de pernos necesarios será 3.

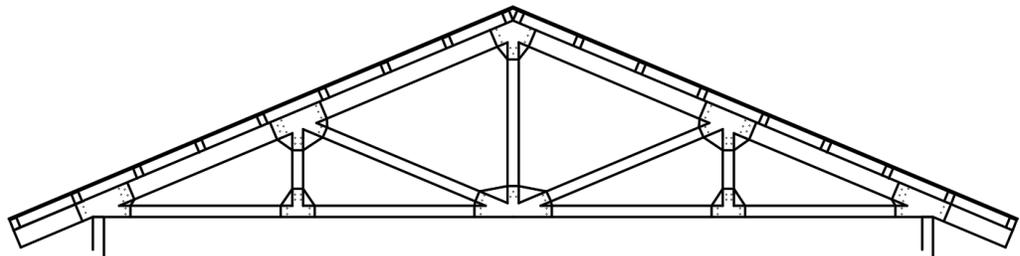
2.1.5.4.12. Espaciamiento

Con el perno ya identificado se debe determinar el espaciamiento.

Distancia al extremo en tracción = $2d = 2 * (3/4") = 3/2"$

Espaciamiento entre pernos = $4d = 4 * (3/4") = 3"$

Figura 23. **Diseño de armadura**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.6. Diseño de sistema de agua potable

Para determinar las características físicas del sistema de agua se deberá determinar varios parámetros que permitirán diseñar un sistema con la capacidad necesaria para su correcto funcionamiento.

2.1.6.1. Población de diseño

Ya que es un centro turístico y se tendrá un número fijo de personas por unidad habitacional, la población de diseño será 36 personas. Dentro del salón de usos múltiples se atenderán a 100 personas.

2.1.6.2. Dotación

Se utilizará como dotación 200 litros/huésped/día para todo el complejo, una dotación de 5 litros/persona/día para el salón de usos múltiples y 70 litros/empleador/día para la administración y seguridad.

2.1.6.3. Diseño de los componentes del sistema

Todos componentes que componen un sistema de agua potable deberán ser diseñados de acuerdo con las necesidades específicas del proyecto.

2.1.6.3.1. Tanque de almacenamiento

Se propone un tanque de 17 000 litros. Se determinará la cantidad de tiempo necesario para vaciar el tanque por completo. Para determinar la cantidad de litros diarios por utilizar se empleará la siguiente fórmula:

$$Ca = D * Po$$

Donde:

Ca = caudal (litros/día)

D = dotación (l/habitante/día)

Po = población (habitante)

Queda de la siguiente manera para las unidades habitacionales:

$$C = 200 * 36 = 7\ 200\ l/dia$$

Para el salón de usos múltiples quedaría de esta manera:

$$C = 5 * 100 = 500\ l/dia$$

Administración y seguridad:

$$C = 70 * 3 = 210\ l/dia$$

El complejo necesitara 7 910 litros por día. El tiempo necesario para el vaciado del tanque se determina de la siguiente manera:

$$T = Vo/Ca$$

Donde:

T = tiempo (día)

Vo = volumen (l)

Ca = caudal (l/día)

$$T = \frac{17\,000}{7\,910} = 2,15 \text{ días}$$

Por lo cual será necesarios llenar el tanque cada 2 días si el complejo se encuentra a toda capacidad. La siguiente tabla muestra el tiempo necesario para la recarga del tanque dependiente de la ocupación del complejo.

Tabla XXV. **Tiempo de recarga de tanque**

Ocupación	Tiempo (días)
100 % bungalós, 100 % Salón	2
100 % bungalós, 0 % Salón	2
50 % bungalós, 0 % Salón	4
0 % bungalós, 100 % Salón	34
0 % bungalós, 50 % Salón	68

Fuente: elaboración propia.

2.1.6.3.2. Línea de distribución

Se diseñará una red abierta la cual se divide en dos ramales por lo cual se deberá diseñar la línea de distribución para ambos.

2.1.6.3.2.1. Caudal de diseño

Para el cálculo del caudal de diseño se utilizarán las siguientes fórmulas.
Caudal de uso simultaneo:

$$Q = \sqrt{K(N - 1)}$$

Donde:

Q = caudal de diseño (l/s)

K = coeficiente (0,15 - 0,20)

N = número de viviendas futuras

Caudal unitario:

$$Q = \frac{Fdm * Fhm * do * N * n}{86\ 400}$$

Donde:

Q = caudal de diseño (l/s)

Fdm = factor día máximo (1,2 - 1,8)

Fhm = factor hora máxima (2 - 3)

N = número de viviendas futuras

n = número de habitantes por vivienda

do = dotación

Caudal de uso simultáneo:

$$Q = \sqrt{0,20(10 - 1)} = 1,34 \text{ l/s}$$

Caudal unitario:

$$Q = \frac{1,2 * 3 * 7\ 910}{86\ 400} = 0,33 \text{ l/s}$$

Para diseñar el ramal se utilizará el caudal de uso simultáneo de 1,34 l/s luego se recalculará en cada una de las divisiones.

2.1.6.3.2.2. Determinación de diámetro

Se diseñará la tubería para el ramal 2 el cual es el mayor dentro del proyecto. Para la determinación de los diámetros de la tubería utilizara la fórmula de Hazen y Williams, la cual es la siguiente:

$$hf = \frac{1\,743,811 * L * Q^{1,85}}{Cf^{1,85} * \emptyset^{4,87}}$$

Donde:

Hf = pérdida de carga (m)

L = longitud de tubería (m)

Q = caudal (l/s)

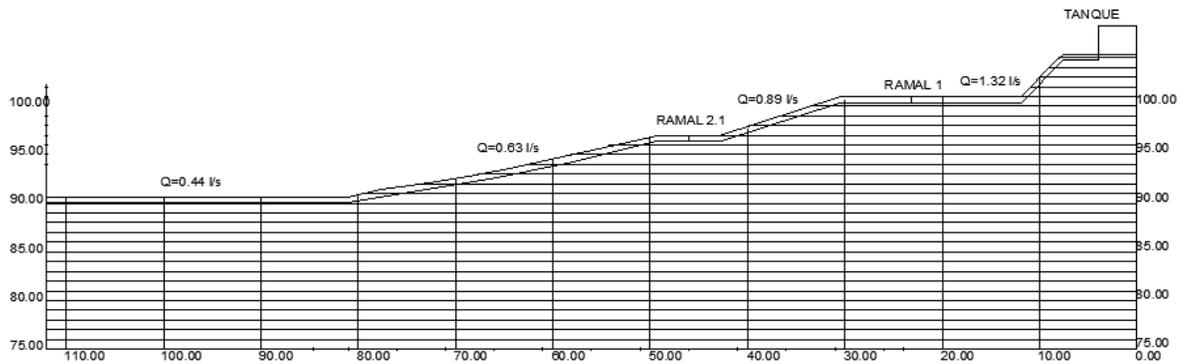
Cf = coeficiente de fricción

∅ = diámetro (“)

Para el diseño de un ramal se debe determinar los datos para tramo antes de realizar una división de caudales. Datos de primer tramo:

- cota inicio = 104,3 m
- cota final = 99,4 m
- longitud = 20 m
- caudal = 1,32 l/s
- coeficiente de fricción = 150

Figura 24. Perfil tubería de agua potable ramal 2



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Como primer paso se debe determinar un diámetro preliminar utilizando la fórmula de Hazen-Williams. Una consideración que se debe tomar es utilizar la longitud real de la tubería, por lo cual se puede determinar la longitud total por medio de altimetría o por medio de la multiplicación de la longitud por un factor de 1,10.

$$\phi = \left(\frac{1\,743,811(20)(1,34)^{1,85}}{(150)^{1,85}(104,3 - 99,4)} \right)^{\frac{1}{4,87}} = 1,03''$$

Con este resultado podemos determinar que será necesario una tubería entre los diámetros de 1" y 1 ¼". Se deberá determinar las pérdidas de carga para ambos diámetros. En este caso se comparará con una tubería de 1 ½" para evitar que no se tenga la suficiente presión para abastecer las unidades habitacionales.

$$h_{1''} = \frac{1\,743,811(20)(1,34)^{1,85}}{(150)^{1,85}(1)^{4,87}} = 5,64\text{ m}$$

Con este resultado podríamos determinar que utilizando esa tubería la presión no sería la necesaria para proveer a las unidades habitacionales. Ya que la energía potencial que tiene en ese tramo son 4,9 m; diferencia entre cota inicial y final; y durante el trayecto se perderá por fricción 6,64 m lo que implica que no tendrá más energía para poder dar el servicio.

Tabla. XXVI. **Pérdidas de carga por diámetro**

Diámetro tubería	Pérdida	Cota piezométrica	Cota terreno
1	5,64	98,66	99,4
1 ¼"	1,90	102,40	99,4
1 ½"	0,78	103,52	99,4

Fuente: elaboración propia.

Por lo cual para mantener una presión aceptable se utilizará una tubería 1 ½" en este tramo. Se realizó el mismo proceso para todo el ramal quedando la siguiente tabla de datos.

Tabla. XXVII. **Ramal 2 resultados**

Ramal 2	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4		Tramo 5	
Cota terreno (m)	104	99.4	99.4	95.4	95.4	90	90	90	90	90
Piezométrica (m)	104	103.2	103.2	101.8	101.8	99.46	99.46	98.89	98.89	98.32
Diámetro (")	1 1/2		1 1/4		1		1		1	
Longitud (m)	20		32.5		33.5		16		10	
Caudal (l/s)	1.34		0.89		0.63		0.44		0.44	

Fuente: elaboración propia.

Se debe tomar en cuenta que las presiones máximas en tubería de PVC son las siguientes:

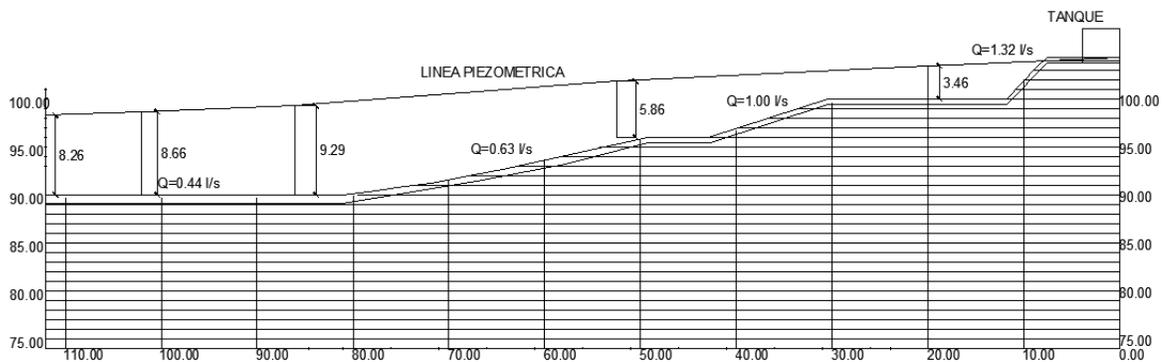
Tabla. XXVIII. **Presiones máximas en tuberías**

Presión (Psi)	Presión (metros columna de agua)
125	87,88
160	112,49
250	175,77

Fuente: elaboración propia.

En cada tramo se debe comprobar que la columna de agua no sea mayor a la presión máxima de la tubería. Y se realiza dentro del perfil la línea piezométrica para comprobar que en ningún momento sea menor a la cota del terreno.

Figura 25. **Línea piezométrica**



Fuente: elaboración propia.

2.1.6.3.2.3. Memoria de cálculo

A continuación, se presentan las memorias de cálculo de sistema de agua potable.

Tabla. XXIX. Memoria de cálculo ramal 1

Ramal 1	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4		Tramo 5	
Cota terreno (m)	104	99.4	99.4	99.4	99.4	99.4	99.4	99.4	99.4	99.4
Piezométrica	104	103.2	103.2	103	103	102.8	102.8	102.7	102.7	102.6
Diámetro (")	1 1/2		1 1/4		1 1/4		1 1/4		1 1/4	
Longitud (m)	20		7.8		9		10		10	
Caudal (l/s)	1.34		0.77		0.63		0.44		0.44	
Hf(m)	0.78		0.26		0.21		0.12		0.12	
Presión (mca)	3.81		3.6		3.4		3.28		3.2	

Fuente: elaboración propia.

La siguiente memoria de cálculo se trata del ramal 2.1 del proyecto.

Tabla. XXX. Memoria de cálculo ramal 2.1

Ramal 2.1	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4	
Cota terreno (m)	104	99.4	99.4	95.4	95.4	95.4	95.4	95.4
Piezométrica (m)	104	103.2	103.2	101.8	101.8	100.9	100.9	100.4
Diámetro (")	1 1/2		1 1/4		1		1	
Longitud (m)	20		32.5		25		15	
Caudal (l/s)	1.34		0.89		0.44		0.44	
Hf(m)	0.78		1.45		0.9		0.54	
Presión (mca)	3.81		6.35		5.5		4.96	

Fuente: elaboración propia.

La siguiente memoria de cálculo se trata del ramal 2,1 del proyecto.

Tabla. XXXI. **Memoria de cálculo ramal 2**

Ramal 2	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4		Tramo 5	
Cota terreno (m)	104	99.4	99.4	95.4	95.4	90	90	90	90	90
Piezométrica (m)	104	103.2	103.2	101.8	101.8	99.46	99.46	98.89	98.89	98.32
Diámetro (")	1 1/2		1 1/4		1		1		1	
Longitud (m)	20		32.5		33.5		16		10	
Caudal (l/s)	1.34		0.89		0.63		0.44		0.44	
Hf(m)	0.78		1.45		2.34		0.57		0.57	
Presión (mca)	3.81		6.35		9.46		8.89		8.32	

Fuente: elaboración propia.

2.1.6.3.3. Programa de operación y mantenimiento

Para la correcta operación del sistema de agua potable se debe realizar una serie de acciones de mantenimiento las cuales se enlistan en la siguiente tabla.

Tabla. XXXII. **Detalle de programa de operaciones y mantenimiento**

Trabajo por realizar	Tiempo
Inspección de área adyacente al tanque de almacenamiento	Cada 3 meses
Limpieza y chapeo de área adyacente al tanque de almacenamiento	Cada 3 meses
Toma de muestra para realizar análisis de laboratorio	Cada mes
Revisión de cajas de válvulas para detectar fugas	Cada mes
Recorrido de toda la línea de distribución para detectar fugas	Cada mes
Limpieza y lavado de tanque de almacenamiento para eliminar sedimentos	Cada 3 meses

Fuente: elaboración propia.

2.1.7. Diseño de sistema de drenajes sanitarios

Se diseñará el último tramo de la tubería el cual incluye todos los edificios dentro del proyecto. El procedimiento se repetirá en cada una de las tuberías de conexión dentro del proyecto.

2.1.7.1. Determinación de factor de retorno

El factor de retorno se define como la cantidad de agua que retornada al sistema de drenajes luego de ser utilizada, para el proyecto por las condiciones ambientales del lugar se utilizara un factor de retorno de 0,90.

2.1.7.2. Caudal domiciliar

Para la terminación de caudal domiciliar se utilizará la siguiente fórmula:

$$QDo = \frac{N * d * fr}{86\ 400}$$

Donde:

N = número de habitantes

d = dotación de agua potable (lt/habitante/día)

fr = factor de retorno

Se debe determinar el caudal domiciliar que aporta al tramo que se pretende diseñar. Por lo cual el caudal domiciliar quedaría de la siguiente forma:

$$QDo = \frac{36 * 200 * 0,9}{86\ 400} = 0,075\ l/s$$

2.1.7.3. Caudal comercial

Para la terminación de caudal domiciliar se utilizará la siguiente fórmula:

$$Q_c = \frac{N * d}{86\ 400}$$

Donde:

N = número de habitantes

d = dotación de agua potable (lt/habitante/día)

Se debe determinar el caudal comercial se debe determinar el caudal para cada uno de los locales del proyecto que incluye el salón de usos múltiples, administración y seguridad.

Salón de usos múltiples:

$$Q_c = \frac{100 * 5}{86\ 400} = 0,0058\ l/s$$

Administración

$$Q_c = \frac{70 * 2}{86\ 400} = 0,0016\ l/s$$

Seguridad

$$Q_c = \frac{70 * 1}{86\ 400} = 0,0008\ l/s$$

Se debe realizar la sumatoria de cada uno de los caudales para determinar el caudal comercial a utilizar quedando de la siguiente manera:

$$Q_c = 0,0058 + 0,0016 + 0,0008 = 0,0082 \text{ l/s}$$

2.1.7.4. Determinación del caudal de diseño

El caudal de diseño se determinar por medio de la siguiente fórmula:

$$Q_s = Q_D + Q_c + Q_i + Q_{ci} + Q_{in}$$

Donde:

Q = caudal de diseño

QD = caudal domiciliar

Qc =caudal comercial

Qci = caudal conexiones ilícitas

Cin = caudal infiltración

Por las características del proyecto solo se tendrán los caudales domiciliarios y caudales comerciales por lo cual la fórmula queda de la siguiente manera:

$$Q_s = 0,075 + 0,0082 = 0,0832 \text{ l/s}$$

2.1.7.5. Caudal máximo

Para la determinación del caudal máximo se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$Q_{max} = P * F_{qm} * F_h$$

Donde:

Po = población

Fqm = factor de caudal medio

Fh = factor de flujo Harmond

2.1.7.5.1. Factor de caudal medio

Se debe tomar en cuenta que este factor tiene un rango de uso el cual varía entre 0,002-0,005. Se determina utilizando la siguiente fórmula:

$$F_{qm} = Q_s / p_f$$

Donde:

Fqm = factor de caudal medio

Qs = caudal de diseño (l/s)

Pfu = población futura

Para el proyecto el factor queda de la siguiente manera:

$$F_{qm} = \frac{0,0832}{139} = 0,0006$$

Por lo cual se debe utilizar 0,002.

2.1.7.5.2. Factor de flujo Harmond

Se debe considerar que para la determinación de este factor se ha de utilizar la población en miles. Se determina utilizando la siguiente fórmula:

$$F_h = \frac{18 + \sqrt{p f u}}{4 + \sqrt{p f u}}$$

Donde:

Fh = factor de Harmond

Pfu = población futura

Sustituyendo valores la fórmula queda de la siguiente manera:

$$F_h = \frac{18 + \sqrt{0,139}}{4 + \sqrt{0,139}} = 4,2016$$

Por lo cual el caudal máximo queda de la siguiente manera:

$$Q_{max} = 139 * 0,002 * 4,2016 = 1,17 \text{ l/s}$$

Se debe tomar en cuenta que ya que este es un proyecto con una población fija solo se calculó para población proyectada para utilizar el proyecto a su máxima capacidad.

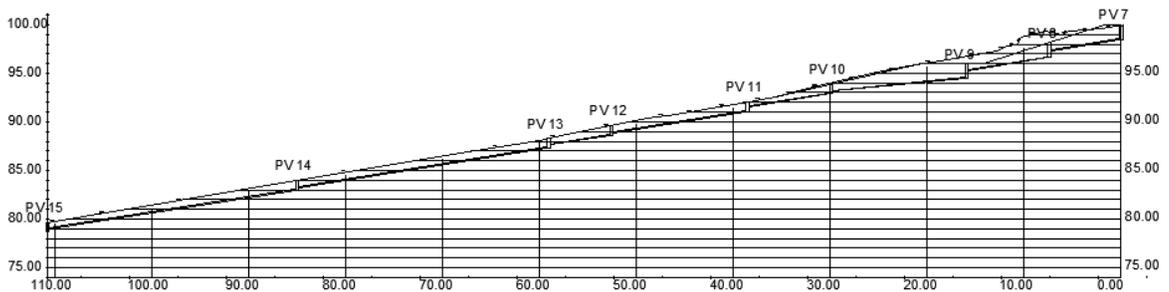
2.1.7.6. Diseño de los componentes del sistema

Al conocer los valores que el sistema de drenaje sanitario deberá soportar se deberá determinar las características de cada uno de sus elementos para un correcto funcionamiento.

2.1.7.6.1. Determinación de diámetro

Para la determinación del diámetro de tubería se debe analizar la pendiente del terreno. Y se determinó que la pendiente del tramo a diseñar es de 16 %, el tramo por utilizar es del PV13-PV14.

Figura 26. Perfil de drenaje



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Se utilizará la fórmula de Manning para el cálculo del diámetro de la tubería, la fórmula es la siguiente:

$$V_e = \frac{0,03429Di^{2/3}sp^{1/2}}{nr}$$

Donde:

Di = diámetro de tubería (pulg)

Sp = pendiente

Nr = coeficiente de rugosidad

Ve = velocidad de flujo a sección llena (m/s)

Para la determinación del caudal se utiliza como base la fórmula Maing y se multiplica por la sección de la tubería. Quedando de la siguiente manera:

$$Qf = \frac{(Di^2\pi)\left(\frac{Di}{4}\right)^{2/3}Sp^{1/2}}{4nr}$$

Donde:

Di = diámetro de tubería (m)

Sp = pendiente

Nr = coeficiente de rugosidad

Qf = velocidad de flujo (m³/s)

Para el proyecto las velocidades y caudales quedan que la siguiente manera:

$$V_e = \frac{0,03429(4)^{2/3}(0,16)^{1/2}}{0.009} = 3,84 \text{ m/s}$$

$$Qf = \frac{((0,1016)^2 \pi) \left(\frac{0,1016}{4}\right)^{2/3} 0,16^{1/2}}{4(0,009)} = 0,03 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.1.7.6.2. Relaciones de tubería

Después de realizar la determinación de caudales y velocidades se debe multiplicar por factor de corrección por variaciones en aspereza con la profundidad. Utilizando como base las siguientes relaciones:

$$q/Q$$

Donde:

q = caudal requerido

Q = caudal a sección llena

$$\frac{v}{V}$$

Donde:

v = velocidad flujo

V = velocidad a sección llena

$$d/D$$

Donde:

d= diámetro

D= diámetro a sección llena

Se debe comprobar que se cumpla con los siguientes parámetros:

Tabla. XXXIII. **Parámetros máximos**

Parámetro	Límite
Velocidad (m/s)	$0,6 \leq v \leq 5$
Diámetro	$0,1 \leq d/D \leq 0,75$

Fuente: elaboración propia.

La primera relación queda de la siguiente manera:

$$\frac{0,00117}{0,03} = 0,0376$$

Se debe buscar esa relación y determinar el valor

$$\frac{d}{D} = 0,129$$

$$\frac{v}{V} = 0,4707$$

Para determinar la velocidad final del flujo se determina de la siguiente manera:

$$v = 0,4707 * 3,84 = 1,81m/s$$

2.1.7.6.3. Memoria de cálculo

A continuación, se presenta la memoria de cálculo de todo el sistema de drenajes sanitarios.

Tabla. XXXIV. Memoria de cálculo drenaje sanitario

		Terreno		Pendiente terreno			Factores					Sección llena		Relaciones			Cota Invert		
De	a	Inicio	Final	Pendiente terreno	Dist	Hab	Harmon	Caudal medio	q dis (m ³ /s)	Diametro	Stuberia	V (m/s)	Q (m ³ /s)	q/Q	wV	d/D	V (m/s)	inicio	Final
A1	A2	100	100	0	3.65	4	4.44552	0.002	0.00037	4	2	1.36	0.01	0.00337	0.232842	0.043	0.32	99.21	99.01
A2	A3	100	100	0	3.65	8	4.42345	0.002	0.00074	4	2	1.36	0.01	0.0067	0.282879	0.058	0.38	99.01	98.82
A3	A4	100	100	0	3.65	12	4.4067	0.002	0.00111	4	2	1.36	0.01	0.01001	0.319412	0.07	0.4334	98.82	98.63
A4	PV7	100	100	0	3.5	16	4.39271	0.002	0.00146	4	2	1.36	0.01	0.0133	0.350786	0.081	0.477	98.63	98.43
PV7	PV8	100	98.2	32.2	7.12	20	4.38048	0.002	0.00183	4	16	3.84	0.03	0.00586	0.273304	0.055	1.05	98.43	96.85
PV8	PV9	98.2	96	26.2	8.4	20	4.38048	0.002	0.0018	4	16	3.84	0.03	0.00586	0.2733	0.055	1.05	96.63	95.31
PV9	PV10	96	93.87	15.37	13.85	36	4.3415	0.002	0.00033	4	10	3.04	0.02	0.01323	0.348007	0.08	1.06	95.31	93.13
PV10	PV11	93.87	92	21.74	8.6	36	4.3415	0.002	0.00033	4	16	3.84	0.03	0.01046	0.325255	0.072	1.25	92.88	91.55
PV11	PV12	92	89.5	16	13.89	86	4.26093	0.002	0.00078	4	16	3.84	0.03	0.02492	0.423599	0.109	1.63	91.08	88.89
PV12	PV13	89.5	88.2	21.97	6.2	136	4.20455	0.002	0.001216	4	16	3.84	0.03	0.03904	0.484236	0.135	1.8595	88.64	87.64
PV13	PV14	88.2	84	16	25.7	139	4.2016	0.002	0.00117	4	16	3.84	0.03	0.0376	0.4707	0.129	1.81	87.32	83.21
PV14	PV15	84	79.5	17	25.4	139	4.2016	0.002	0.00117	4	16	3.84	0.03	0.0376	0.4707	0.129	1.81	83	78.94
B1	PV9	96	96	0	14	16	4.39271	0.002	0.000146	4	2	1.36	0.01	0.0133	0.35079	0.081	0.477	94.98	94.7

Fuente: elaboración propia.

2.1.7.6.4. Determinación de sistema de disposición de desechos

Para la disposición de desechos se utilizará una fosa séptica. Para el diseño se deberá determinar varios factores y valores para determinar sus dimensiones. Se deberá determinar el periodo de retención hidráulica, el cual se determina de la siguiente manera:

$$PR = 1,5 - 0,3 \text{Log}(Q)$$

Donde:

PR = periodo de retención (días)

Q = caudal de aporte de aguas residuales (lt/día)

$$PR = 1,5 - 0,3 \text{Log}(7\ 188) = 0,34 \text{ días}$$

Se debe considerar que el periodo mínimo es 24 horas. Para determinar el volumen de sedimentos se utilizará la siguiente fórmula:

$$V_{se} = 10^{-3} \times (Q) \times PR$$

Donde:

Vse = volumen sedimentos (m³)

Po = población

Q = caudal de aporte de aguas residuales (lt/día)

PR = periodo de retención (día)

$$V_{se} = 10^{-3} \times (7\ 188) \times 1 = 7,188 \text{ m}^3$$

Se debe determinar el volumen de lodos, esto dependerá de clima del lugar el cual puede variar entre 40 litros/habxaño en climas cálidos y 50 litros/habxaño climas frío. Para determinar el volumen de digestión y almacenamiento de lodos se utilizará la siguiente formula:

$$V_d = G \times 10^{-3} \times P \times N$$

Donde:

Vd = volumen de lodos

G = volumen de lodos por clima (lt/hb*año)

P = población

N = intervalo deseado en años, entre operaciones sucesivas de remoción de lodos

$$Vd = 50 \times 10^{-3} \times 139 \times 1 = 6,95 \text{ m}^3$$

Se debe considerar un volumen mínimo de natas de $0,7 \text{ m}^3$

$$Vn = 0,7 \text{ m}^3$$

El volumen mínimo del taque es la sumatoria de volumen de natas más el volumen de digestión y volumen de sedimentos quedando lo siguiente:

$$Vt = 7,18 + 6,95 + 0,7 = 14,83 \text{ m}^3$$

Un diseño preliminar del tanque se debe considerar que el tanque debe tener una relación de largo: ancho de 2:1 por lo cual el tanque tendrá unas dimensiones $5 \times 2,5$. Con estas dimensiones se diseñará la profundidad de espuma sumergida se utilizará la siguiente fórmula:

$$He = \frac{0,7}{A}$$

Donde:

He = altura de espuma sumergida (m)

A = área de la superficie del tanque (m^2)

$$He = \frac{0,7}{5 * 2,5} = 0,056 \text{ m}$$

El He mínimo es 10 cm

Luego se determina la altura de lodos utilizando la siguiente fórmula:

$$Hl = Vd/A$$

Donde:

Hl = altura de lodos (m)

Vd = volumen de lodos (m³)

A = área de la superficie del tanque (m²)

$$Hl = \frac{6,95}{12,5} = 0,55 \text{ m}$$

Luego se determina la altura de sedimentos se utilizará la siguiente fórmula:

$$Hs = \frac{Vse}{A} + 0,10$$

Donde:

Hs = altura de sedimentos (m)

Vse = volumen de sedimentos (m³)

A = área de la superficie del tanque (m²)

$$Hs = \frac{14,83}{12,5} + 0,10 = 1,29 \text{ m}$$

La profundidad efectiva es la sumatoria de todas las alturas de sedimentos, lodos y espuma sumergida.

$$Pte = He + Hl + Hs$$

Donde:

Pte = profundidad efectiva (m)

He = altura de espuma sumergida (m)

HI = altura de lodos (m)

Hs = altura de sedimentos (m)

$$Pte = 0,10 + 0,55 + 1,29 = 1,94 \text{ m}$$

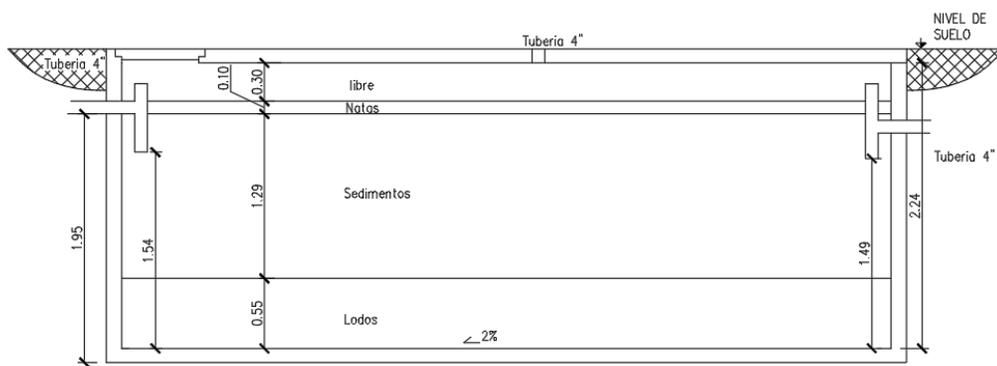
Para la altura total se deberá agregar una altura de seguridad de 30 cm a la altura efectiva por lo cual queda lo siguiente:

$$Pmf = Pte + 0,30$$

$$Pmf = 2,15 + 0,30 = 2,24 \text{ m}$$

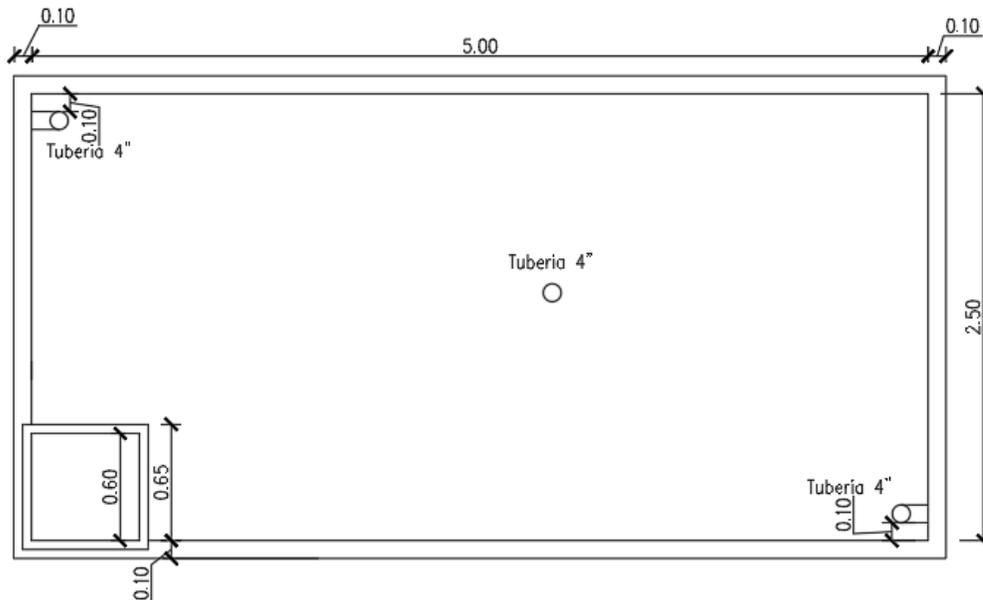
Por lo cual quedan las siguientes dimensiones:

Figura 27. **Sección tanque séptico**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 28. Tanque séptico



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Para la disposición de las aguas se utilizará un campo de infiltración, ya que un pozo de absorción podría contaminar el manto freático.

Para determinar el área de infiltración se utilizará la velocidad de infiltración y caudal de infiltración. La ecuación es la siguiente:

$$A_i = Q/V$$

Donde:

Q = caudal (cm³/día)

V = velocidad de infiltración (cm/día)

A_i = área de infiltración (cm²)

$$A_i = \frac{7\,188\,000}{23,79} = 302\,143,75 \text{ cm}^2 = 30,21 \text{ m}^2$$

Se debe determinar el perímetro efectivo de la zanja de infiltración para ello se utiliza la siguiente ecuación:

$$P_e = \frac{0,77(W + 56 + 2D)}{W + 116}$$

Donde:

Pe = perímetro efectivo (m)

W = ancho de zanja (cm)

D = altura debajo de tubería (cm)

$$P_e = \frac{0,77(60 + 56 + 2(60))}{60 + 116} = 1,03 \text{ m}$$

Con el perímetro se determina la longitud de la tubería necesaria para el capo de infiltración.

$$L = A_i/P_e$$

Donde:

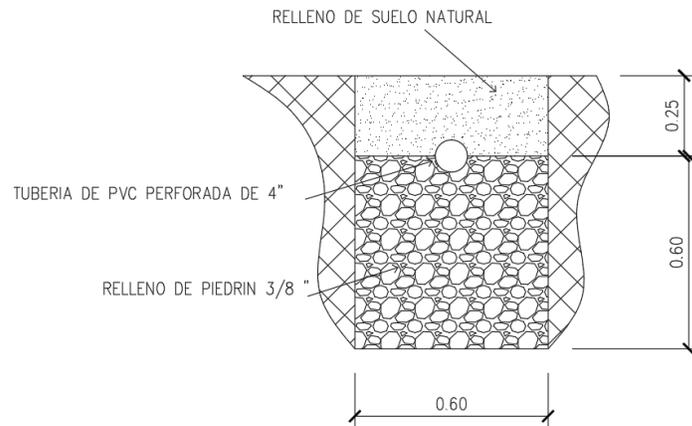
Ai = área de infiltración

Pe = perímetro efectivo

$$L = \frac{30,21}{1,03} = 29,26 \text{ m}$$

Quedando la sección transversal siguiente:

Figura 29. **Sección transversal campo de infiltración**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.8. **Diseño de sistema de drenajes pluviales**

Son de gran importancia ya que permitirán canalizar las aguas de lluvia, y permitirá almacenarlas en una forma controlada, evitando así la erosión de suelo del proyecto.

2.1.8.1. **Delimitación de la cuenca**

Por la ubicación del proyecto, el cual se encuentra en la cresta de varias cuencas no se tomará en cuenta las cargas que pudieran provenir fuera del área del proyecto. Para la determinación de la cuenca se utilizará únicamente las áreas de construcción y área de parqueo.

2.1.8.1.1. Determinación de coeficiente de escorrentía

Se tomará coeficiente de escorrentía de para las unidades habitacionales y edificios administrativos se utilizará un valor de 0,95. Para el área de adoquinamiento y parqueo se utilizará un coeficiente de 0,50 ya que el es de tipo ecológico.

2.1.8.1.2. Determinación de intensidad

Para la determinación intensidad de lluvia en el proyecto se utilizará como base el “informe de intensidades de lluvia en Guatemala” elaborado por el INSIVUMEH. En este informe no se presenta una estación dentro del municipio de San Lucas Sacatepéquez, por lo cual se utilizará la estación Insivumeh que se encuentra en el municipio de Guatemala. La intensidad de lluvia para un periodo de diseño de 25 años queda de la siguiente manera:

$$in = \frac{820}{(2 + tc)^{0,656}}$$

Donde:

Tc = tiempo de concentración (min)

In = intensidad (mm/h)

2.1.8.2. Diseño de componentes del sistema

Para el diseño del sistema se utilizarán estos parámetros para determinar los requerimientos.

Tiempo de concentración: es el tiempo que le toma a la última gota en el extremo más distante en alcanzar el punto por analizar. Se determina con la siguiente fórmula:

$$T_c = \frac{3L^{1,15}}{154 h^{0,38}}$$

Donde:

L = longitud máxima de cuenca (m)

h = desnivel del cauce (m)

Tc = tiempo de concentración (min)

Método racional: este método se utilizará para determinar el caudal que se espera que pase por un punto por analizar. La fórmula para su determinación es la siguiente:

$$Q = \frac{CesInA}{3,6}$$

Donde:

Q = caudal (m³/s)

Ces = coeficiente de escorrentía

In = intensidad (mm/h)

A = área de cuenca (km²)

2.1.8.2.1. Determinación de caudal

El tramo que se analizará será entre los PV1-PV2 por lo cual el caudal que se utilizará se determina de la siguiente manera:

Determinación de tiempo de concentración:

$$Tc = \frac{3(50,8)^{1,15}}{154(2,9)^{0,38}} = 1,19 \text{ min}$$

Determinación de intensidad:

$$i = \frac{820}{(2 + 1,19)^{0,656}} = 383,09 \text{ mm/h}$$

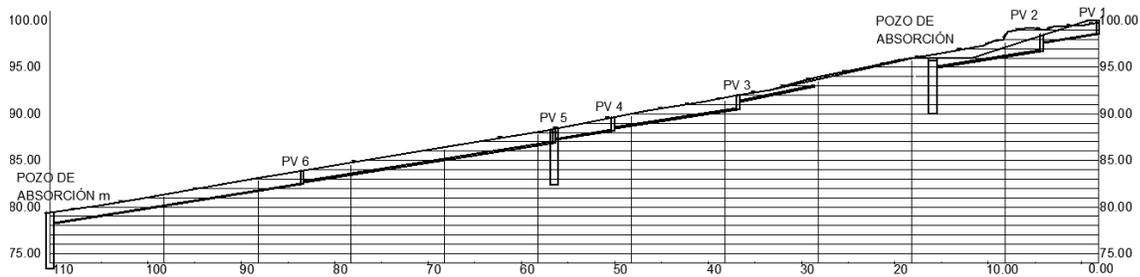
Determinación del caudal:

$$Q = \frac{0,95 * 383,09 * 0,000285}{3,6} = 0,029 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.1.8.2.2. Determinación de diámetro

Para la determinación del diámetro de tubería se debe analizar la pendiente del terreno. Y se determinó que la pendiente del tramo por diseñar es de 16 %, el tramo por utilizar es del PV1-PV2.

Figura 30. Perfil de drenaje pluvial



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Se utilizará la fórmula de Manning para el cálculo del diámetro de la tubería, la fórmula es la siguiente:

$$Ve = \frac{0,03429Di^{2/3}sp^{1/2}}{nr}$$

Donde:

Di = diámetro de tubería (pulg)

Sp = pendiente

Nr = coeficiente de rugosidad

Ve = velocidad de flujo a sección llena (m/s)

Para la determinación del caudal se utiliza como base la fórmula Manning y se multiplica por la sección de la tubería. Quedando de la siguiente manera:

$$Qf = \frac{(Di^2\pi)\left(\frac{Di}{4}\right)^{2/3}Sp^{1/2}}{4nr}$$

Donde:

Di = diámetro de tubería (m)

Sp = pendiente

Nr = coeficiente de rugosidad

Qf = velocidad de flujo (m³/s)

Para el proyecto las velocidades y caudales quedan que la siguiente manera:

$$V_e = \frac{0,03429(6)^{2/3}(0,16)^{1/2}}{0,009} = 5,03 \text{ m/s}$$

$$Q_f = \frac{((0,1016)^2\pi)(\frac{0,1016}{4})^{2/3}0,16^{1/2}}{4(0,009)} = 0,09 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.1.8.2.3. Relaciones de tuberías

Después de realizar la determinación de caudales y velocidades se debe multiplicar por factor de corrección por variaciones en aspereza con la profundidad. Utilizando como base las siguientes relaciones:

$$q/Q$$

Donde:

q = caudal requerido

Q = caudal a sección llena

$$\frac{v}{\bar{V}}$$

Donde:

v = velocidad flujo

V = velocidad a sección llena

$$d/D$$

Donde:

d = diámetro

D = diámetro a sección llena

Se debe comprobar que se cumpla con los siguientes parámetros:

Tabla. XXXV. **Parámetros máximos**

Parámetro	Limite
Velocidad (m/s)	$0,6 \leq v \leq 5$
Diámetro	$d/D \leq 0,9$

Fuente: elaboración propia

La primera relación queda de la siguiente manera:

$$\frac{0,0288}{0,09} = 0,3139$$

Se debe buscar esa relación y determinar el valor

$$\frac{d}{D} = 0,384$$

$$\frac{v}{V} = 0,8840$$

Para determinar la velocidad final del flujo se determina de la siguiente manera:

$$v = 0,8840 * 5,03 = 4,44 \text{ m/s}$$

2.1.8.2.4. Memoria de cálculo

A continuación, se presenta la memoria de cálculo de los drenajes pluviales.

Tabla. XXXVI. Memoria de cálculo drenaje pluvial

		Terreno				Factores						Sección llena			Relaciones			Cota invert	
De	a	Inicio	Final	Pendiente terreno	Dist (m)	Area (km2)	Intesidad (mm/h)	Tiempo de concentración	q dis (m3/s)	Diametro (")	S tubería	V (m/s)	Q (m/s)	q/Q	v/v	d/D	V (m/s)	inicio	Final
A1	A2	100	100	0	9.65	0.00057	475.8	0.29	0.007	4	2	1.36	0.01	0.6502	1.06441	0.587	1.45	99.1	98.91
A2	A3	100	100	0	9.65	0.000114	447.41	0.52	0.013	6	2	1.78	0.03	0.4147	0.953392	0.449	1.7	98.91	98.72
A3	A4	100	100	0	9.65	0.000171	421.27	0.76	0.019	6	2	1.78	0.03	0.5857	1.039313	0.55	1.85	98.72	98.53
A4	PV7	100	100	0	9.5	0.000228	398.2	1.01	0.024	6	2	1.78	0.03	0.7382	1.093929	0.639	1.95	98.53	98.34
PV1	PV2	100	98.2	32.2	7.2	0.000285	377.55	1.26	0.028	6	16	5.03	0.09	0.3093	0.8815	0.382	4.43	98	97.08
PV2	PA1	98.2	96	26.2	8.4	0.000285	363.28	1.46	0.027	6	16	5.03	0.09	0.2976	0.872297	0.374	4.39	96.7	94.96
B1	PA1	96	96	0	9	0.000234	427.19	0.7	0.026	6	2	1.78	0.03	0.8128	1.113938	0.684	1.98	94.75	94.57
CR1	PV3	96	92	21.4	18.65	0.000184	401.33	0.97	0.01	6	16	5.03	0.09	0.1117	0.659259	0.225	3.32	94.57	90.85
PV3	PV4	92	89.4	0.2	13	0.000503	432.73	0.65	0.036	6	16	5.03	0.09	0.3922	0.939416	0.435	4.72	90.49	88.39
PV4	PA2	89.4	88.4	0.16	6.3	0.000741	435.53	0.62	0.085	8	10	4.82	0.16	0.5439	1.021221	0.526	4.92	88.15	87.58
CR2	PV6	88.4	83.9	0.17	26.7	0.0005	441.77	0.57	0.035	6	16	5.03	0.09	0.3813	0.933267	0.429	4.69	87.58	82.61
PV6	PA3	83.9	79.1	0.18	26.4	0.000796	410.32	0.87	0.05	6	14	4.71	0.09	0.5823	1.03786	0.548	4.88	82.3	78.4

Fuente: elaboración propia.

2.1.8.2.5. Determinación de pozos de absorción

Para la determinación de las características de los pozos de absorción calcular el volumen de agua que estos deberán captar y se determina de la siguiente manera:

$$V_o = \frac{CesInATc}{3,6}$$

Donde:

V_o = volumen (m^3)

Ces = coeficiente de escorrentía

In = intensidad (mm/h)

A = área de cuenca (km^2)

T_c = tiempo de concentración (s)

En forma simplificada se determina de la siguiente manera:

$$V = Qd * Tc$$

Donde:

V_o = volumen (m^3)

Qd = caudal de diseño (m^3/s)

T_c = tiempo de concentración (s)

El volumen del PA1 se determina de la siguiente manera utilizando la memoria de cálculo del drenaje pluvial. Se utilizará los tramos PV2-PA1, B1-PA1

$$V_{PV2-PA1} = 0,027 * (1,46 * 60) = 2,36 m^3$$

$$V_{B1-PA1} = 0,026 * (0,7 * 60) = 1,092 m^3$$

El volumen total será:

$$2,36 + 1,092 = 3,45 \text{ m}^3$$

El diámetro del pozo de absorción será de 36", se utilizará este diámetro ya que en la Municipalidad de San Lucas Sacatepéquez este diámetro es el utilizado para la realización de pozos de absorción. Por lo cual para determinar la altura del pozo de absorción se utilizará la siguiente fórmula:

$$h = Vt/\pi r^2$$

Donde:

h = altura de pozo (m)

Vt = volumen total a almacenar (m³)

r = radio de pozo (18")

La altura del pozo queda de la siguiente manera:

$$h = \frac{3,45}{\pi(18 * 0,0254)^2} = 5,25 \text{ m}$$

Por lo cual se utilizará una profundidad de 5,5 m

2.1.9. Evaluación de impacto ambiental

Como parte del proyecto se realizó una evaluación de impacto ambiental para determinar los efectos que podría tener el proyecto, se puede encontrar los resultados en los anexos.

2.1.10. Planos constructivos

Los planos constructivos constan de: planta de conjunto arquitectónico, secciones del conjunto, drenajes del conjunto, agua potable del conjunto, iluminación del conjunto y cortes de drenajes.

Los planos de los edificios son: planta arquitectónica, cortes, fachadas, planta acotada, puertas y ventanas, detalles de puertas, detalles de ventanas, planta de acabados, planta de vigas, detalles de uniones, planta de cimientos, cortes de muro, detalles de elementos, planta de fuerza, planta de iluminación, planta de drenajes, planta de agua potable, plana de techos.

Todos los formatos se encuentran en la sección de anexos.

2.1.11. Presupuesto

Se presenta el presupuesto necesario para la construcción del proyecto tomando en cuenta todas las características físicas de las estructuras para su correcto funcionamiento.

Tabla. XXXVII. **Presupuesto del centro turístico del parque ecológico senderos de Alux**

No.	REGLON	GRUPO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1.1	Limpieza, trazo y estaqueado	preliminares	3600	m2	Q 3.40	Q 12,243.32
1.2	EXCAVACION	preliminares	216	M3	Q 60.40	Q 13,046.04
1.3	RELLENO	preliminares	33	M3	Q 71.73	Q 2,367.23
2.1	cc-1 bungalow a	cimentaciones	161	ML	Q 605.08	Q 97,418.55
2.2	cc1 bungalow b	cimentaciones	109	ml	Q 661.37	Q 72,089.01
2.3	CC1 adminstracion	cimentaciones	27	ml	Q 654.53	Q 17,672.43
2.4	cc1 seguridad	cimentaciones	13	ml	Q 669.46	Q 8,703.03
2.5	cc1 salon	cimentaciones	29	ml	Q 670.74	Q 19,451.47
2.6	cc2 salon	cimentaciones	72	ml	Q 1,139.11	Q 82,015.83
3.1	muro w bungalow a	estructuras	430	m2	Q 451.30	Q 194,057.70
3.2	muro w bungalow b	estructuras	296	m2	Q 443.72	Q 131,340.20
3.3	muro w administracion	estructuras	85	unidad	Q 439.13	Q 37,326.19
3.4	muro w seguridad	estructuras	34	unidad	Q 466.96	Q 15,876.55
3.5	muro salon .10	estructuras	112	unidad	Q 426.87	Q 47,809.80
3.6	muro salon .17	estructuras	74	unidad	Q 565.46	Q 41,843.70
3.7	techo bungalow a	estructuras	5	unidad	Q 21,882.13	Q 109,410.63
3.8	techo bungalow b	estructuras	2	unidad	Q 41,838.42	Q 83,676.84
3.9	techo administracion	estructuras	1	unidad	Q 17,580.34	Q 17,580.34
3.1	techo seguridad	estructuras	1	unidad	Q 6,852.00	Q 6,852.00
3.11	techo salon	estructuras	1	unidad	Q 789,548.20	Q 789,548.20
4.1	Fuerza	electricas	1	global	Q 73,990.29	Q 73,990.29
4.2	iluminacion	electricas	1	global	Q 113,042.45	Q 113,042.45
5.1	drenajes	sanitaria	1	global	Q 153,257.48	Q 153,257.48
5.2	agua potable	sanitaria	1	global	Q 65,234.51	Q 65,234.51
6.1	recubrimiento	acabados	1	global	Q 182,827.58	Q 182,827.58
6.2	pisos	acabados	1	global	Q 307,554.66	Q 307,554.66
7.1	puertas	puertas y ventanas	1	global	Q 74,870.25	Q 74,870.25
7.2	ventanas	puertas y ventanas	1	global	Q 63,005.25	Q 63,005.25
Total						Q 2,834,111.49

Fuente: elaboración propia.

2.2. Diseño de casa del deportista

Al igual que el proyecto anterior este nuevo proyecto se deberá analizar y diseñar para que pueda prestar sus servicios de manera correcta a la población.

2.2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consta de la construcción de un edificio el cual constara de un área para la práctica de bádminton, karate, taekwondo, ajedrez y tenis de mesa. El edificio también incorporará un área de recepción, enfermería, áreas para los entrenadores y un área de vestidores para los deportistas. También se planifica un área de parqueos que genere un semisótano.

2.2.2. Investigación preliminar

Para tener una base firme se deben realizar varios estudios que nos permitan obtener las características físicas del terreno donde se planifica el proyecto. Dando como resultados los siguientes estudios.

2.2.2.1. Estudio topográfico

El área donde se realizará el proyecto tiene una pendiente mayor de 10 %, actualmente el terreno cuenta con dos plataformas por lo cual se usarán de base para el dimensionamiento del proyecto, se genera un desnivel de 2 metros entre ambas plataformas. El área total del terreno es de 1 066 m², de los cuales 450 m² serán los utilizados para la construcción.

2.2.2.2. Estudio de suelos

Es de gran importancia ya que nos permitirá determinar las características del suelo donde se construirá el proyecto. Afectando enormemente las dimensiones de las estructuras

2.2.2.3. Ensayo triaxial

Se realizó una toma de muestra a una altura 1,5 m de profundidad, en la cual se obtuvo un 1 pie³ de una muestra inalterada. Para determinar la capacidad soporte del suelo se utilizará la ecuación de Terzaghi para un cimiento corrido y zapatas. Las ecuaciones son las siguientes:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B_c N_\gamma$$

(Cimiento corrido)

$$q_u = 1,3cN_c + qN_q + 0,3\gamma B N_\gamma$$

(Cimentación cuadrada)

Donde:

Q_u = capacidad soporte (Ton/m²)

C_o = cohesión del suelo (Ton/m²)

γ = peso específico del suelo (Ton/m³)

$q = \gamma \cdot D_f$

D_f = profundidad de desplante de la cimentación (m)

B_c = dimensión de la cimentación (m)

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

\emptyset = ángulo de fricción interna (rad)

Ecuaciones para determinar factores de carga:

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\emptyset}{2}\right)\tan\emptyset}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right)}$$

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

$$K_{py} = 3 * \tan^2\left(45 + \frac{\phi + 33}{2}\right)$$

$$N_\gamma = 1/2 \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right) \tan\phi$$

Estos son los resultados obtenidos en la muestra analizada:

- Df = 1,5 m
- ángulo de fricción interna = $\phi = 27,65^\circ$
- Cohesión = C = 8,95 Ton/m²
- Peso específico = $\gamma = 1,42$ Ton/m³
- ángulo de fricción interna en radianes: 0,48 rad

Factor de flujo de carga

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{0,48}{2}\right)\tan(27,65)}}{2\cos^2\left(45 + \frac{27,65}{2}\right)} = 17,135$$

$$N_c = \cot(27,65) * (17,135 - 1) = 30,798$$

$$K_{py} = 3 * \tan^2\left(45 + \frac{27,65 + 33}{2}\right) = 43,744$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{43,744}{\cos^2 27,65} - 1 \right) \tan 27,65 = 14,34$$

$$q_u = (8,95) * (30,798) + (1,42) * (1,5) * (17,135) + \frac{1}{2}(1,21) * (0,5) * (14,34)$$

$$= 316,48 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{adm} = \frac{316,48}{3} = 105,492 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_u = 1,3(8,95)(30,798) + (1,42 * 1,5)(17,135) + 0,3(1,21)(1)(14,34)$$

$$= 400,038 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{adm} = \frac{400,038}{3} = 133,346 \text{ Ton/m}^2$$

2.2.3. Diseño de semisótano y área deportiva

Esta parte del proyecto se diseñará por medio de un sistema de marcos rígidos que permitirán tener mejores espacios interiores para la realización de actividades deportivas.

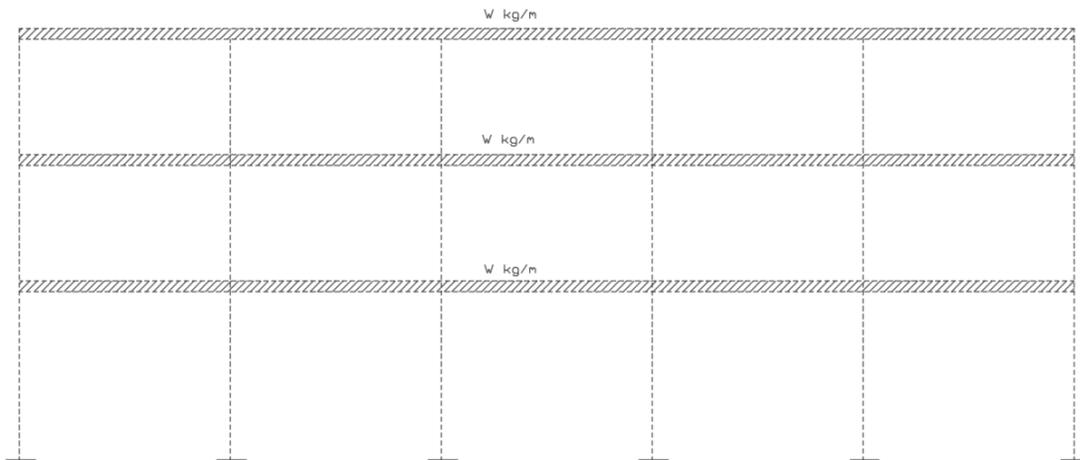
2.2.3.1. Análisis estructural

Como primer paso se deberán determinar los esfuerzos que la estructura deberá soportar para un correcto funcionamiento.

2.2.3.1.1. Modelos matemáticos de marcos rígidos

Este sistema se basa en la transmisión de fuerzas en sus elementos, se busca que las fuerzas se distribuyan entre las losas, vigas, columnas y cimentaciones. Lo que genera un sistema como el siguiente:

Figura 31. **Marco rígido**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.3.1.2. Predimensionamiento estructural

Como parte del diseño estructural se debe hacer un predimensionamiento previo para determinar las características de los elementos basados en la geometría necesaria. Esto se aplica a todos los elementos como losas, vigas y columnas. En las siguientes secciones se explorará en específico como se predimensiona cada uno de los elementos.

2.2.3.1.3. Cargas de diseño

Las cargas por utilizar serán basadas en las normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la república de Guatemala. En específico para la determinación de las cargas de diseño se utilizarán la Norma AGIES NSE 2-18 demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección.

2.2.3.2. Cargas verticales

Estas son cargas que actuarán de forma vertical en las estructuras las cuales se transmitirán entre todos los elementos sobre donde estas actúen.

2.2.3.2.1. Cargas de arena volcánica

La carga se determinará por medio de la estimación de la altura en metros a considerar por la densidad de la arena húmeda de $1\,700\text{ kg/m}^3$ por lo cual la fórmula quedaría:

$$A_r = h * 1\,700$$

Donde:

A_r = carga de arena volcánica (kg/m^2)

h_{ar} = altura de ceniza (m)

El proyecto se encuentra a menos de 30 km de los volcanes Pacaya y Fuego por lo cual se tomará en cuenta lo siguiente, de acuerdo con el 2 reporte de erupción volcán Pacaya de parte del Insivumeh se determinó el mapa de dispersión de ceniza que se encuentra en el anexo de esta tesis.

Según el mapa se determinó que durante la erupción se tuvo menos de 5 cm de ceniza en el área del proyecto. Con referencia al folleto *Volcán de Fuego* elaborado por el Insivumeh se menciona lo siguiente “que la caída de la tefra del volcán de Fuego puede ocurrir hasta casi 100 kms del volcán en la dirección predominante del viento y a una distancia de 50 kms, la capa podría alcanzar casi

5 centímetros.”³ Por lo anterior, se tomará como la altura de ceniza de 5 cms para el cálculo de carga de ceniza volcánica, quedando la fórmula de la siguiente manera:

$$Ar = 0,05 * 1\ 700 = 85 \text{ kg/m}^2$$

2.2.3.2.2. Cargas vivas

Se utilizará dos cargas vivas diferentes para la estructura. Una de ellas será el área de áreas deportivas, se utilizará otra carga para el área de techos. Se empleará la siguiente tabla. Se utilizará la tabla de cargas de AGIES NSE-2 que se encuentra en el anexo de esta tesis. Se utilizará como carga viva 800 Kg/m² para el área deportiva y 200 kg/m² en el área de techo.

2.2.3.2.3. Cargas muertas

La tabla siguiente se encuentra los pesos específicos por utilizar.

Tabla XXXVIII. **Cargas muertas (área deportiva)**

Material	Peso específico (kg/m ³)
Concreto reforzado	2 400
Mortero	2 100
Relleno de piso	24 kg/m ²
Contrapiso	110 kg/m ²
Piso	25 kg/m ²

Fuente: elaboración propia.

³ Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología. *Reporte de erupción volcán pacaya (1402-11)*. p. 11.

2.2.3.3. Cargas horizontales

Son cargas que actuarán de forma horizontal sobre la estructura, generando así esfuerzos diferentes a las cargas verticales.

2.2.3.3.1. Cargas sísmicas

Son cargas que se generan durante un evento sísmico, estas fuerzas varían de acuerdo con el área geográfica donde se encuentre el proyecto por lo cual se debe determinar para poderse aplicar al diseño de la estructura.

2.2.3.3.1.1. Sísmicidad y nivel de protección

Para la determinación de las cargas sísmicas se deberán determinar una serie de parámetros los cuales se determinarán a continuación. Según el anexo A, listado de amenaza sísmica por municipios de la norma AGIES NSE 2-18 utilizando un tipo de suelo D se obtiene los siguientes datos:

- $l_0 = 4,1$
- $S_{cr} = 1,54$
- $S_{1r} = 1,08g$
- $T_I = 3,27$

Se procede a definir el tipo de obra de acuerdo con las normas, por lo cual será necesario utilizar la Norma AGIES NSE 1-18 en el capítulo 3 clasificación de obras. El proyecto se clasificará como Categoría II: obras ordinarias ya que cumple con los requisitos para ser denominada de esa manera.

De acuerdo con la clasificación de la obra y el índice de sismicidad se determinará el nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño de la tabla 4-1 de la Norma AGIES NSE 2-18. La tabla se encuentra en los anexos de esta tesis.

Se determina que el proyecto tendrá un nivel mínimo de protección sísmica “D” y una probabilidad del 5 % de exceder un sismo de diseño en 50 años.

2.2.3.3.1.2. Selección de parámetros

Se deberán determinar una serie de parámetros en base a los datos obtenidos en la sección anterior. Se determina el ajuste por clase de sitio el cual se determina de forma genérica con las siguientes ecuaciones:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v$$

Las tablas de coeficiente de sitio F_a y coeficiente de sitio F_v se encuentran en los anexos de esta tesis. Para este proyecto las ecuaciones quedan como las siguientes:

$$S_{cs} = 1,54 * 1 = 1,54$$

$$S_{1s} = 1,08 * 1 = 1,08$$

2.2.3.3.1.3. Construcción de espectros de diseño

Se deberá determinar el espectro de diseño el cual depende de la probabilidad de ser excedido en 50 años. El valor de K_d se puede encontrar en la tabla Factor K_d de acuerdo con el nivel de sismo que se encuentran en el anexo de esta tesis.

Por lo cual el proyecto contará con un factor de escala de $K_d = 0,80$ ya que se cuenta con un 5 % de probabilidad de ser excedido en 50 años.

2.2.3.3.1.4. Espectro calibrado al nivel de diseño requerido

$$S_{cd} = K_d S_{cs}$$

$$S_{1d} = K_d S_{1s}$$

A continuación, se calculan los factores, para este proyecto.

$$S_{cd} = 0,80 * 1,54 = 1,23$$

$$S_{1d} = 0,80 * 1,08 = 0,86$$

2.2.3.3.1.5. Componente vertical del sismo de diseño

$$S_{vd} = 0,20S_{cd}$$

$$S_{vd} = 0,20 * 1,23 = 0,24$$

2.2.3.3.1.6. Período de transición

El período T_s que separa los períodos cortos de los largos es:

$$T_s = S_{1s} / S_{cs}$$

$$T_s = \frac{1,08}{1,54} = 0,70$$

$$T_0 = 0,2T_s$$

$$T_0 = 0,2 * 0,70 = 0,14$$

2.2.3.3.1.7. Determinación de sistema estructural

De acuerdo con la definición que da el AGIES en la Norma NSE 3-18 la estructura se clasifica como Sistema de Marcos (E1) subcategoría E1-A. La tabla de coeficientes y factores para diseño de sistemas sismo resistentes se

encuentra en el anexo de esta tesis. Por lo cual los valores por considerar son los siguientes:

- $R = 8$
- $\Omega r = 3$
- $Cd = 5,5$

2.2.3.3.1.8. Período de vibración empírico

El periodo fundamental de vibración se estimará en forma empírica por medio de la siguiente fórmula:

$$T_a = K_T(hn)^x$$

Donde:

Hn = altura total del edificio (m)

K_T y x = factores que dependen del tipo de sistema estructural

Para Un sistema E1 se utilizará un $K_T = 0,047$ y un factor $x = 0,90$, por lo cual la ecuación quedaría de la siguiente manera:

$$T_a = 0,047(9,3)^{0,90} = 0,3497$$

2.2.3.3.1.9. Ordenadas espectrales

Para la determinación de ordenadas espectrales es necesario realizar la comparación entre el periodo de vibración y el periodo de transición, para determinar la ecuación por utilizar.

$$S_a(T) = Scd \left(0,4 + 0,6 \left(\frac{T}{T_0} \right) \right) \quad \text{si } T < T_0$$

$$S_a(T) = Scd \quad \text{si } T_0 \leq T \leq T_s$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} \leq Scd \quad \text{si } T_s < T < T_l$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T^2} * T_l \quad \text{si } T \geq T_l$$

El periodo de vibración (T_a) es 0,3497 y el periodo de transición (T_s) es 0,70 y T_0 es 0,14 T_l es 3,27. Por lo cual la fórmula por utilizar será:

$$S_a(T) = Scd$$

$$S_a(T) = 1,23$$

2.2.3.3.1.10. Coeficiente sísmico al límite de cedencia

Se determinará por medio de la siguiente fórmula

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

Donde Bd se determina con la siguiente ecuación:

$$Bd = \frac{4}{1 - Ln(E)}$$

Donde E se debe tomar como 0,05. para estructuras con sistemas de aislamiento. E es el valor dado por el fabricante.

$$C_s = \frac{1,23}{8 * 1,001} = 0,1535$$

Comprobación del coeficiente

$$C_s \geq \frac{0,044 S_{cd} F_d}{Bd} \geq 0,01$$

Sustituyendo las variables

$$0,1535 \geq \frac{0,044(1,02) \left(\left(0,59 + \frac{4,77 * 0,71}{1,02 * 8} \right) * \frac{1}{0,66} \right)}{1,001} \geq 0,01$$

$$0,1535 \geq 0,068 \geq 0,01$$

**2.2.3.3.1.11. Demanda
sísmica
horizontal**

Demanda sísmica horizontal se determina con la siguiente ecuación:

$$S_h = pQ_h$$

Donde:

P = factor de redundancia

Q_h = componentes horizontales de la demanda sísmica

Se tomará como factor de redundancia el factor p = 1,2 ya que la estructura tiene una clasificación D.

$$S_h = 1,2 * 0,1535 = 0,1842$$

**2.2.3.3.1.12. Demanda
sísmica
vertical**

Demanda sísmica vertical se determina con la siguiente ecuación:

$$S_v = 0,20S_{cd}M$$

Donde:

M = carga muerta

$$S_v = 0,20(1,23)M = 0,246M$$

2.2.3.3.2. Carga de viento

Dependiendo del área geográfica donde se encuentre el proyecto, el viento afectará de mayor manera, por lo que se deberá determinar sus efectos sobre la estructura.

2.2.3.3.2.1. Coeficiente de exposición

Se determinará por medio de la siguiente tabla, se determinó que la exposición es de tipo B de acuerdo con la descripción dada por el AGIES NSE 2 capítulo 5.2.1. La tabla se encuentra en el anexo de esta tesis.

El valor de C_e es 0,84.

2.2.3.3.2.2. Coeficiente de presión

Se determinarán tres casos para el análisis de la estructura, estos serán para los muros en barlovento, muros en sotavento y techos. Para lo cual se utilizará la tabla de coeficientes de presión que se encuentra en el anexo de esta tesis. Los coeficientes son los siguientes:

- Muros a barlovento = 0,8 hacia adentro
- Muros a sotavento = 0,5 hacia fuera

- Techo = 0,7 hacia adentro

2.2.3.3.2.3. Presión de remanso del viento

Se deberá buscar la ubicación del proyecto en el mapa de velocidad básica del viento también se debe determinar la presión de acuerdo con la tabla de presión de remanso del viento que se ambos se encuentran en el anexo de esta tesis.

Se determinó de acuerdo con la ubicación del proyecto la velocidad básica del viento es 100 km/h con una presión de remanso del viento de 48 kg/m².

2.2.3.3.2.4. Presión de diseño de viento

Las presiones de diseño de viento para estructuras se determinarán por medio de la siguiente ecuación:

$$P_v = C_{ez} C_q q_s l i$$

Donde:

P_v = presión de diseño de viento (Pa)

C_{ez} = coeficiente de exposición

C_q = coeficiente de presión

Q_s = presión de remanso del viento

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

$$P = 0,84 * 0,8 * 48 = 32,25 \text{ kg/m}^2$$

Presiones de cada uno de los elementos

- Muros a barlovento = 32,25 kg/m² hacia adentro
- Muros a sotavento = 20,30 kg/m² hacia fuera
- Techo = 28,42 kg/m² hacia adentro

2.2.3.3.3. Análisis de marcos rígidos

Como parte del diseño de la estructura se deberá el análisis de los esfuerzos que la estructura de marcos rígidos deberá soportar.

2.2.3.3.3.1. Análisis de fuerzas verticales

Para el análisis de los marcos rígidos se debe tomar en cuentas dos tipos diferentes de fuerzas. Las cargas horizontales son todas las causadas por el sismo y únicamente toman en cuenta las cargas muertas. Las cargas verticales toman en cuenta todas las cargas que soporte el marco junto con las combinaciones necesarias.

Como análisis inicial se analizará las cargas horizontales. Por lo cual se debe determinar por el método de kani. Para la realización de este se debe considerar varias notaciones y fórmulas las cuales son las siguientes:

M_{ik} = momento flector en el extremo I de la barra ik

M_{ikf} = momento de empotramiento perfecto en el extremo, producido por cargas externas

Cuando las cargas son verticales se determina de la siguiente manera:

$$M_{ikf} = \frac{Wl^2}{12}$$

Donde:

W = carga distribuida

L = longitud de elemento

Si son cargas horizontales $M_{ikf} = 0$

M_i = momento de sujeción en el nudo, el cual se encuentra su mando algebraicamente todos los momentos que convergan en el nudo

M'_{ik} = momento en el extremo i debido a su extremo

M''_{ki} = momento en el extremo k debido a su giro

M_r = momento de piso de nivel

$$M_r = \frac{Q_r * h_r}{3}$$

Donde:

Q_r = esfuerzo cortante en el piso

h_r = altura de la columna del piso

K''_{ik} = momento debido al desplazamiento de la columna del extremo i de la barra k

K= coeficiente de rigidez relativa

$$K = I/l$$

Donde:

I= inercia

L= longitud de elemento

Uik = factor de giro o coeficiente de reparto

$$U_{ik} = -\frac{1}{2} * \frac{k_{ik}}{\sum k_{ik}}$$

V = es el factor de corrimiento o factor de desplazamiento este se encuentra únicamente en las columnas

$$v = -\frac{2}{3} * \frac{k_{ik}}{\sum k_{ik}}$$

C = factor de reducción de columnas

$$C = \frac{hr}{h}$$

Donde:

h = altura de las columnas más larga

Hr = altura de columna

Mfik = momentos finales

$$M_{fik} = M_{ikf} + 2M'_{ik} + M'_{ki} \text{ sin desplazamiento lateral}$$

$$M_{fik} = M_{ikf} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik} \text{ con desplazamiento lateral}$$

Se debe determinar la inercia de cada uno de los elementos, las dimensiones de los elementos son, vigas primer y segundo nivel 0,40 m x 0,30 m vigas tercer nivel 0,40 m x 0,20 m y columnas de 0,40 m x 0,40 m. se utiliza la siguiente fórmula:

$$I = \frac{1}{12} * bh^3$$

Donde:

b = base (cm)

h = altura (cm)

$$I_{v2} = \frac{1}{12} * 0,20 * 0,40^3 = 0,001067m^4$$

$$I_{v1} = \frac{1}{12} * 0,30 * 0,40^3 = 0,0016m^4$$

$$I_c = \frac{1}{12} * 0,40 * 0,40^3 = 0,002133 m^4$$

Rigidez de los elementos:

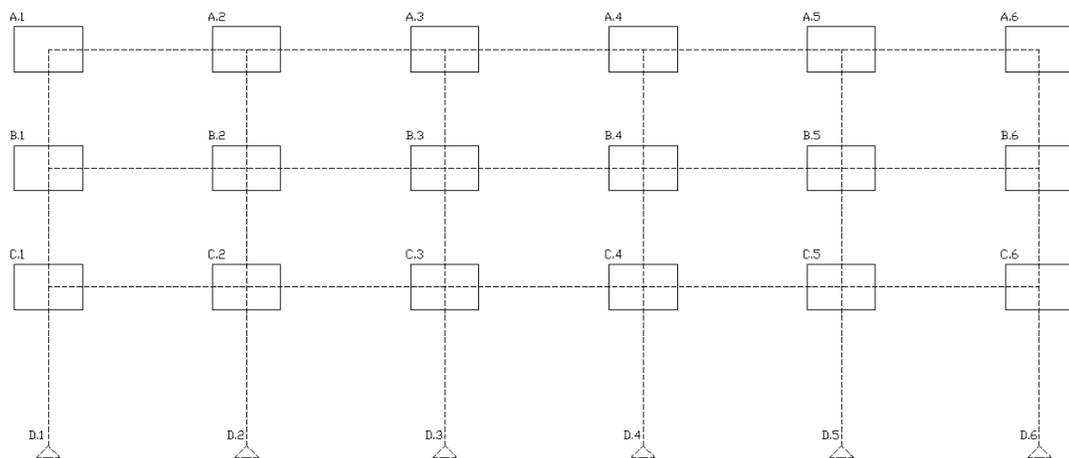
$$KA.1A.2= KA.2A.3= KA.3A.4= KA.4A.5= KA.5A.6=0.001067/5= 2.13 \times 10^{-4}$$

$$KB.1B.2= KB.2B.3= KB.3B.4= KB.4B.5= KB.5B.6= KC.1C.2= KC.2C.3= KC.3C.4= KC.4C.5= KC.5C.6=0.0016/5=3.2 \times 10^{-4}$$

$$KA.1B1=KB.1C.1= KA.2B2=KB.2C.2= KA.3B3=KB.3 C.3= KA.4B4=KB.4C.4= KA.5B5=B.5C.5= KA.6B6=B.6C.6=0.002133/3=7.11 \times 10^{-4}$$

$$KC.1D1=KC.2D.2=KC.3D.3=KC.4D.4=KC.5D.5=KC.6D.6=0.002133/4.5=4.74 \times 10^{-4}$$

Figura 32. Configuración por analizar



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Para determinar el factor de giro se debe analizar cada nudo y elemento por lo cual si se desea analizar el nudo B.2 y el elemento B.2B.3 la ecuación quedaría de la siguiente manera:

$$U_{B2B3} = -\frac{1}{2} * \frac{0,00032}{0,00032 + 0,000711 + 0,000711 + 0,00032} = -0,07758$$

Para el elemento C.2C.3 la ecuación quedaría de la siguiente manera

$$U_{C2C3} = -\frac{1}{2} * \frac{0,00032}{0,00032 + 0,000711 + 0,000474 + 0,00032} = -0,0877$$

Quedando los factores de giro de la siguiente manera:

Tabla XXXIX. Factores de giro

A1	-0.1154	-0.0938	A2	-0.0938	-0.0938	A3	-0.0938	-0.0938	A4	-0.0938	-0.0938	A5	-0.0938	-0.1154	A6
-0.3846			-0.3125			-0.3125			-0.3125			-0.3125			-0.3846
-0.2041			-0.1724			-0.1724			-0.1724			-0.1724			-0.2041
B1	-0.0918	-0.0776	B2	-0.0776	-0.0776	B3	-0.0776	-0.0776	B4	-0.0776	-0.0776	B5	-0.0776	-0.0918	B6
-0.2041			-0.1724			-0.1724			-0.1724			-0.1724			-0.2041
-0.2362			-0.1948			-0.1948			-0.1948			-0.1948			-0.2362
C1	-0.1063	-0.0877	C2	-0.0877	-0.0877	C3	-0.0877	-0.0877	C4	-0.0877	-0.0877	C5	-0.0877	-0.1063	C6
-0.1575			-0.1299			-0.1299			-0.1299			-0.1299			-0.1575

Fuente: elaboración propia.

Se debe determinar el momento de empotramiento perfecto el cual utilizará una carga distribuida a causa de carga muerta de 703,25 kg/m en el tercer nivel, 1 352,99 kg/m B1.B2, 1 249,25 kg/m B2.B4, 859,25 kg/m B4.B5, 1 527,71 kg/m B5.B6 1 349,63 kg/m C1.C2 1 249,25 kg/m C2.C4, 859,25 kg/m C4.C5 y 1 369,37 kg/m C5.C6, sin mayorar quedando los siguientes momentos:

Tabla XL. Momentos de empotramiento

-1465.1			1465.1			1465.1			1465.1			1465.1			1465.1
	A1			A2			A3			A4			A5	A6	
-2818.7			2602.6			2602.6			1790.1			3182.73			3182.73
	B1			B2			B3			B4			B5	B6	
-2811.7			2602.6			2602.6			1790.1			2852.85			2852.85
	C1			C2			C3			C4			C5	C6	

Fuente: elaboración propia.

Luego se debe realizar cada ciclo de la siguiente manera, se deberá multiplicar el momento por factor de giro:

Nudo A.1

$$-1\,462,10 * -0,1154 = 169,05 \text{ kg} - m$$

Luego se procede con el siguiente nudo quedando de la siguiente manera:

Nudo A.2

$$(1\,465,10 + 169,05) * -0,0937 = -153,202 \text{ kg} - m$$

Se continua con los demás nudos sumando todas las entradas en el nudo y multiplicando por el factor de giro. Se realizan varios ciclos. El ciclo que se siguió fue A.1-A.6-B.6-B.1-C.1-C.6. Se realizaron siete ciclos quedando de la siguiente manera:

Tabla XLI. Ciclos de Kani

-1465.1	-0.1154	-0.0938	1465.1	-0.0938	-0.0938	1465.1	-0.0938	-0.0938	-0.0938	1465.1	-0.0938	-0.1154	1465.1
-0.3846	0	0	-0.3125	0	0	-0.3125	0	0	-0.3125	0	0	0	-0.3846
0	169.05	-153.2	0	-153.2	-122.99	0	-122.99	-125.82	0	-125.82	0	-125.56	0
563.502	130.098	-106.84	-510.67	-106.84	-81.574	-409.97	-81.574	-98.939	-419.41	-98.939	-72.867	-418.53	-72.867
433.659	134.757	-112.54	-356.14	-112.54	-89.701	-271.91	-89.701	-108.35	-329.8	-108.35	-82.417	-242.89	-82.417
449.191	137.548	-112.55	-375.14	-112.55	-89.03	-299	-89.03	-107.14	-361.16	-107.14	-81.077	-274.72	-81.077
458.495	137.828	-112.81	-375.18	-112.81	-89.091	-296.77	-89.091	-107.21	-357.12	-107.21	-80.859	-270.26	-80.859
459.426	137.902	-112.85	-376.05	-112.85	-89.066	-296.97	-89.066	-107.24	-357.36	-107.24	-80.818	-269.53	-80.818
459.674	137.916	-112.86	-376.17	-112.86	-89.056	-296.89	-89.056	-107.25	-357.48	-107.25	-80.808	-269.39	-80.808
459.719			-376.2			-296.85			-357.51			-269.36	
382.67			-310.08			-295.08			-151.19			-385.99	
382.687			-310.1			-295.06			-151.21			-385.97	
382.767			-310.17			-295.01			-151.25			-385.92	
383.151			-310.55			-294.85			-151.37			-385.73	
385.56			-312.37			-294.54			-150.88			-384.55	
404.05			-317.84			-296.81			-146.83			-379.81	
490.792			-332.57			-362.32			-202.63			-434.35	
0			0			0			0			0	
-0.2041			-0.1724			-0.1724			-0.1724			-0.1724	
-2818.7	-0.0918	-0.0776	2602.6	-0.0776	-0.0776	2602.6	-0.0776	-0.0776	1790.1	-0.0776	-0.0776	3182.73	-0.0776
-0.2041	0	0	-0.1724	0	0	-0.1724	0	0	-0.1724	0	0	-0.1724	0
0	220.857	-149.66	0	-149.66	-163.04	0	-163.04	-91.182	0	-91.182	-195.46	0	-195.46
490.792	181.823	-143.03	-332.57	-143.03	-133.57	-362.32	-133.57	-66.072	-202.63	-66.072	-170.92	-434.35	-170.92
404.05	173.502	-140.56	-317.84	-140.56	-132.54	-296.81	-132.54	-67.895	-146.83	-67.895	-173.05	-379.81	-173.05
385.56	172.418	-139.75	-312.37	-139.75	-132.68	-294.54	-132.68	-68.118	-150.88	-68.118	-173.58	-384.55	-173.58
383.151	172.245	-139.58	-310.55	-139.58	-132.75	-294.85	-132.75	-68.064	-151.37	-68.064	-173.66	-385.73	-173.66
382.767	172.209	-139.54	-310.17	-139.54	-132.78	-295.01	-132.78	-68.043	-151.25	-68.043	-173.69	-385.92	-173.69
382.687	172.201	-139.54	-310.1	-139.54	-132.79	-295.06	-132.79	-68.036	-151.21	-68.036	-173.69	-385.97	-173.69
382.67			-310.08			-295.08			-151.19			-385.99	
623.472			-467.35			-386.7			-249.22			-412.42	
623.466			-467.34			-386.71			-249.21			-412.42	
623.436			-467.32			-386.73			-249.19			-412.44	
623.325			-467.22			-386.79			-249.13			-412.52	
622.542			-467.03			-387.01			-248.9			-412.97	
620.859			-465.02			-384.33			-247.24			-416.45	
548.253			-490.28			-393.44			-274.76			-447.05	
0			0			0			0			0	
-0.2362			-0.1948			-0.1948			-0.1948			-0.1948	
-2811.7	-0.1063	-0.0877	2602.6	-0.0877	-0.0877	2602.6	-0.0877	-0.0877	1790.1	-0.0877	-0.0877	2852.85	-0.0877
-0.1575	0	0	-0.1299	0	0	-0.1299	0	0	-0.1299	0	0	-0.1299	0
0	246.714	-220.62	0	-220.62	-177.05	0	-177.05	-123.64	0	-123.64	-201.17	0	-201.17
365.502	279.387	-209.26	-326.85	-209.26	-172.95	-262.29	-172.95	-111.26	-183.17	-111.26	-187.4	-298.03	-187.4
413.906	280.144	-210.16	-310.01	-210.16	-174.15	-256.22	-174.15	-112	-164.83	-112	-185.84	-277.63	-185.84
415.028	280.496	-210.25	-311.36	-210.25	-174.05	-258.01	-174.05	-112.11	-165.93	-112.11	-185.63	-275.31	-185.63
415.55	280.546	-210.3	-311.48	-210.3	-174.03	-257.86	-174.03	-112.14	-166.08	-112.14	-185.6	-275.01	-185.6
415.624	280.56	-210.31	-311.55	-210.31	-174.02	-257.82	-174.02	-112.14	-166.13	-112.14	-185.59	-274.96	-185.59
415.644	280.562	-210.31	-311.56	-210.31	-174.02	-257.8	-174.02	-112.15	-166.14	-112.15	-185.59	-274.95	-185.59
415.648			-311.57			-257.8			-166.14			-274.94	

Fuente: elaboración propia.

Para la determinación los momentos finales se utilizan las fórmulas de momentos sin desplazamiento lateral quedando de la siguiente manera:

$$M_{A,1-A,2} = -1\ 465,10 + 2(137,91) - 112,86 = -1\ 302,13\text{kg} - m$$

Para determinar el momento positivo se determinará con la siguiente ecuación:

$$Mp_{a.1-a2} = \frac{wl^2}{8} - \frac{(M_{A.1-A2} + M_{A.2-A1})}{2}$$

Donde:

W = carga (kg)

L = longitud de elemento (m)

Man = momento negativo en los extremos an (kg-m)

$$Mp_{a.1-a2} = \frac{1\,465,10(5^2)}{8} - \frac{(1\,302,13 + 1\,377,29)}{2} = 857,94 \text{ kg} - m$$

Tabla XLII. Momentos en la estructura

A1	-1302.11	1377.3	A2	-1779.9	1174.13	A3	-1750.5	1161.54	A4	-1760.4	1196.24	A5	-1736.7	1164.43	A6
	857.941		-1062.5	720.65		-888.79	741.65		-866.21	719.33		-924.71	747.115		-1164.4
	1225.06		-996.37			-887.01			-659.89			-1041.3			-1229.5
B1	-2613.9	2495.73	B2	-3014.5	2197.5	B3	-2936.2	1521.25	B4	-2099.9	2767.31	B5	-3724.3	2620.66	B6
	1388.81	1673.3	-1087.5	1297.93		-976.86	1675.18		-551.6	251.568		-1184.4	1601.61		-1391.2
	1629.61		-1244.8			-1068.5			-649.62			-1210.8			-1487.8
C1	-2460.9	2462.55	C2	-3197.2	2044.26	C3	-3062.8	1391.79	C4	-2200	2369.53	C5	-3461.7	2191.95	C6
	831.296	1755.86	-623.13	1283.16		-515.6	1676.62		-332.29	400.397		-549.89	1452.46		-704.17
	415.648		-311.57			-257.8			-166.14			-274.94			-352.09

Fuente: elaboración propia.

2.2.3.3.3.2. Análisis de fuerzas horizontales

Para determinar las fuerzas horizontales se deberá determinar carga muerta (w) por nivel, $C_v = w_h / \sum w_h$, $F_x = C_s * \sum W * c_v$.

Tabla XLIII. **Fuerzas horizontales**

nivel	W(ton)	H	wh	Cv	Fx
3	94,562	11,5	1 087,463	0,33	20,53
2	115,406	7,5	865,545	0,27	16,34
1	281,391	4,5	1 266,25	0,39	13,90
sumatoria	491,359		3 219,26		60,78

Fuente: elaboración propia.

Luego se debe terminar el número de ejes dentro de cada sentido de la estructura quedando: Eje x 4, Eje y 6.

Tabla XLIV. **Fuerzas horizontales en ejes**

Fx	Fxy	Fxx
20,53	3,42	5,13
16,34	2,72	4,09
23,91	3,98	5,98

Fuente: elaboración propia.

Se deberá determinar los centros de masa de cada uno de los niveles, utilizando las siguientes fórmulas:

$$Cmx = \frac{\sum m * x}{\sum m}$$

Donde:

Cmx = centro de masa en x(m)

m = peso de elemento (kg)

x = centro de masa del elemento (m)

$$C_{mx} = \frac{(15\,360 \cdot 12,5) + (6\,912 \cdot 12,5) + (33\,000 \cdot 12,5) + (18\,125 \cdot 12,5) + (15\,600 \cdot 13,75) + (5\,565 \cdot 13,75)}{94\,562} = 12,77 \text{ m}$$

Tabla XLV. **Centros de masa**

Nivel	Cmx	Cmy
1	7,5	12,5
2	12,73	13,32
3	12,77	13,49

Fuente: elaboración propia.

Se deberá determinar la rigidez de las columnas, utilizando las siguientes fórmulas dependiendo de su posición, columnas del último nivel:

$$k_c = \frac{1}{\frac{Fh^3}{3Ecl} + \frac{1,2Fh}{Agc}}$$

Donde:

Kc = rigidez de columna (cm-1)

gc = módulo de corte = 0,4 Ec

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

A = área de la sección (cm²)

n = altura de columnas (cm)

f = fuerza actuante en el nivel analizado (kg)

l = inercia sección

Para columnas en niveles intermedios:

$$k_c = \frac{1}{\frac{Fh^3}{12EcI} + \frac{1,2Fh}{Agc}}$$

Donde:

Kc = rigidez de columna (cm-1)

gc = módulo de corte = 0,4 Ec

Ec = módulo de elasticidad del concreto = 15 100√f'c

A = área de la sección (cm²)

n = altura de columnas (cm)

f = fuerza actuante en el nivel analizado (kg)

I = inercia sección

$$k_c = \frac{1}{\frac{23,9075 * 450^3}{12 * 15 100\sqrt{280} * \frac{1}{12} * 40 * 40^3} + \frac{1,2 * 23,9075 * 450}{40 * 40 * 0,4 * 15 100\sqrt{280}}} = 0,2900cm^{-1}$$

Tabla XLVI. **Rigidez de columnas por nivel**

Nivel	Kc
1	0,2900
2	1,3917
3	0,2878

Fuente: elaboración propia.

Para determinar el centro de rigidez se determinar con las siguientes fórmulas:

$$K_m = k_c * \#c$$

Donde:

k_c = rigidez de columnas(cm-1)

$\#c$ = número de columnas en eje

$$K_m * L_m$$

Donde:

L_m = longitud desde el eje 0 hasta el eje por analizar (m)

Tabla XLVII. **Rigidez nivel uno y ejes letras**

Nivel 1					
Marco	#col	Kc	Km	Lm	KmL
A	6	0,2900	1,7402	0	0
B	6	0,2900	1,7402	5	8,7010
C	6	0,2900	1,7402	10	17,4020
D	6	0,2900	1,7402	15	26,1031
Sumatoria			6,9608		52,2062

Fuente: elaboración propia.

Para determinar el centro de rigidez se determinar de la siguiente manera:

$$Cr = \frac{\sum km * L}{\sum km}$$

Quedan el centro de rigidez de la siguiente manera:

$$Cr = \frac{52,2062}{6,9608} = 7,5$$

Tabla XLVIII. **Centros de masa y centros de rigidez**

Nivel	Cmx	Cmy	Crx	Cry
1	7,5	12,5	7,5	12,5
2	12,7319	13,3281	12,5	12,5
3	12,7797	13,4907	12,5	12,5

Fuente: elaboración propia.

Para la determinación del corte por torsión se utilizarán las siguientes fórmulas:

$$Vs = \frac{km * fx}{\sum Km}$$

Donde:

Vs = cortante por sismo (kg)

Km = factor

Fx = fuerza sísmica en nivel (kg)

$$Vt = \frac{eFxm di}{\sum km di^2}$$

Donde:

V_t = corte por torsión (kg)

K_m = factor

D_i = centro geométrico de la estructura (m)

e = excentricidad $|CM - CR|$

Tabla XLIX. Cortante por sismo y cortante por torsión eje x

Nivel	Cmx	Crx	e	F	Km	KmF	Di	kmdi2	Vs	Vt	Vs+Vt
1	7.5000	7.5000	0.0000	23.9075	1.7402	41.6040	-7.5	97.8867	3.5204	0.0000	3.5204
2	12.7320	12.5000	0.2320	16.3418	8.3506	136.4638	-7.5	469.7198	11.5471	-0.3572	11.1900
3	12.7798	12.5000	0.2798	20.5318	1.7272	35.4626	-7.5	97.1555	3.0007	-0.1119	2.8888
					11.8180	213.5305		664.7621			

Fuente: elaboración propia.

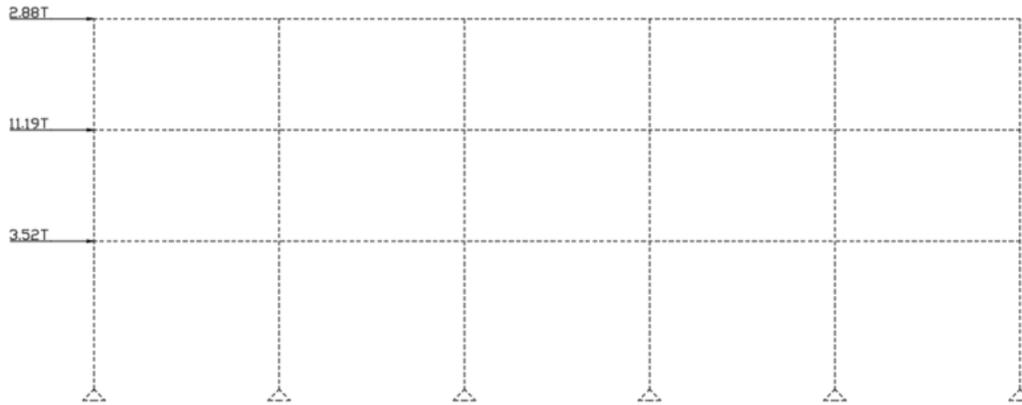
Tabla L. Cortante por sismo y cortante por torsión eje y

Nivel	Cmy	Cry	e	F	Km	KmF	Di	kmdi2	Vs	Vt	Vs+Vt
1	12.5000	12.5	0.0000	23.9075	1.1601	27.7360	-12.5	181.2716	6.1371	0.0000	6.1371
2	13.3282	12.5	0.8282	16.3418	2.7835	45.4879	-12.5	434.9258	10.0650	-0.6668	9.3982
3	13.4907	12.5	0.9907	20.5318	0.5757	11.8209	-12.5	89.9588	2.6156	-0.2073	2.4083
					4.5194	85.0448		706.1563			

Fuente: elaboración propia.

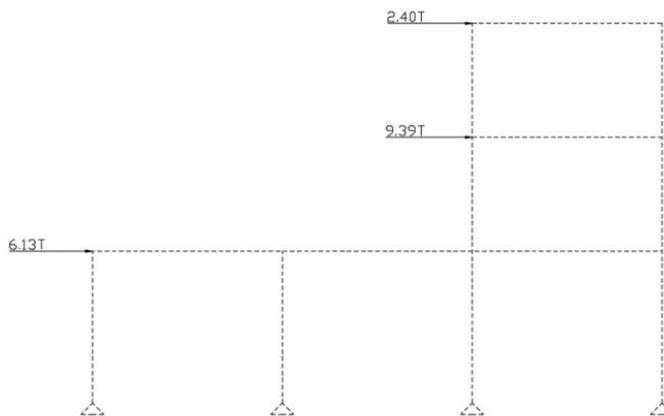
Por lo cual las cargas actuantes quedan de la siguiente manera:

Figura 33. **Fuerzas en ejes letra**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 34. **Fuerzas en ejes número**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Para determinar los momentos causados por fuerzas horizontales se utilizarán todos los valores ya encontrados en el procedimiento de Kani para fuerzas verticales, pero se utilizarán más valores como el momento de piso, que se calcula de la siguiente manera:

$$M_r = \frac{Q_r * h_r}{3}$$

Donde:

M_r = momento de piso nivel r (T-m)

Q_r = cortante en piso r (Ton)

$$M_1 = \frac{(2,88 + 11,18 + 3,52) * 4,5}{3} = 26,39 T - m$$

Luego se determinará el factor de corrimiento por nivel el cual se calcula de la siguiente manera:

$$\gamma = -\frac{3}{2} * \frac{k_{columna}}{\sum K_{columna}}$$

Donde:

γ = factor de corrimiento

K = rigidez de columna

$$\begin{aligned} & \gamma_{a1-b1} \\ &= -\frac{3}{2} * \frac{0,000711}{0,000711 + 0,000711 + 0,000711 + 0,000711 + 0,000711 + 0,000711} \\ &= -0,250 \end{aligned}$$

El mismo procedimiento se repite en cada uno de los nudos quedando los siguientes momentos en la estructura:

Tabla LI. Momentos ejes letras

A1	776.017	720.305	A2	670.104	675.615	A3	680.635	680.143	A4	676.26	672.869	A5	719.047	768.616	A6
-862.51			-1495.4			-1459.3			-1461.3			-1489.3			-878.11
294.864			-413.72			-396.67			-395.82			-417.93			308.798
B1	2692.4	2574.75	B2	2456.8	2456.5	B3	2456.77	2457.33	B4	2455.46	2453.03	B5	2576.93	2703.27	B6
-3325.8			-4935.1			-4840.9			-4839.6			-4940.3			-3308.1
-1114.2			-3548.4			-3358			-3359.1			-3544.4			-1122.3
C1	5306.87	4818	C2	4372.13	4415.13	C3	4457.58	4457.04	C4	4416.01	4375.53	C5	4816.87	5298.68	C6
-4474.9			-5923.4			-5796			-5797.6			-5917.5			-4489.9
-7337			-8061.2			-7997.5			-7998.3			-8058.3			-7344.5

Fuente: elaboración propia.

Se realizó una comprobación del método por medio de un modelo computarizado utilizando el programa SAP2000, comprobando que los resultados son correctos.

2.2.3.3.4. Momentos últimos

Para la determinación de los momentos últimos se deberá tomar cada uno de los momentos analizados para luego determinar los mayores en cada uno de esos elementos. Esto se deberá analizar con cada una de las combinaciones.

Tabla LII. Combinación de carga CR1 EJE D

Cr1	M	1.4 V	0.4R	0.5	0.5h-	0										
A1	-1823	1928.22	A2	-2491.8	1643.78	A3	-2450.7	1626.16	A4	-2464.6	1674.73	A5	-2431.3	1630.2	A6	
-1822.95	1201.12		-1487.5	1008.91		-1244.3	1038.31		-1212.7	1007.06		-1294.6	1045.96		-1630.2	
1715.08			-1394.9			-1241.8			-923.85			-1457.9			-1721.3	
B1	-3659.4	3494.02	B2	-4220.2	3076.49	B3	-4110.7	2129.74	B4	-2939.8	3874.23	B5	-5214	3668.93	B6	
1944.34	2342.61		-1522.5	1817.1		-1367.6	2345.25		-772.24	352.196		-1658.1	2242.26		-1947.6	
2281.46			-1742.7			-1495.9			-909.47			-1695.1			-2082.9	
C1	-3445.3	3447.57	C2	-4476.1	2861.97	C3	-4287.9	1948.51	C4	-3080	3317.35	C5	-4846.4	3068.73	C6	
1163.81	2458.21		-872.39	1796.42		-721.84	2347.26		-465.2	560.556		-769.84	2033.45		-985.84	
581.907			-436.19			-360.92			-232.6			-384.92			-492.92	

Fuente: elaboración propia.

Tabla LIII. Combinación de carga CR2 EJE D

Cr2	M	1.3 V	1.6 AR	0.5 S	0 Sh-	0												
A1	-2584.6	2699.75	A2	-3401.6	2343.64	A3	-3355.5	2331.09	A4	-3368.5	2376.38	A5	-3343.2	2323.33	A6			
2584.49	1640.38	-2153.2		1410.11	-1843.4		1439.45	-1817.7		1410.32	-1888.4		1449.47	-2323.3				
2847		-2368.5			-2098.2			-1809.4			-2296			-2727.9				
B1	-6452.4	6408.03	B2	-7844.8	5623.26	B3	-7692.8	4767.19	B4	-6606.3	6389.66	B5	-8751.8	6125.61	B6			
3605.4	4070.95	-2911.5		3340.24	-2549		3845.23	-2012		1992.54	-2812.7		3768.73	-3397.7				
4101.3		-3239.4			-2745			-2222.8			-2921.9			-3663				
C1	-6144.5	6336.13	C2	-8228	5299.36	C3	-7964	4489.23	C4	-6845.2	5767.66	C5	-8540.6	5408.9	C6			
2043.2	4241.44	-1585.4		3311.65	-1307.1		3848.39	-1081.6		2184.32	-1347.2		3587.96	-1745.9				
1021.6		-792.72			-653.54			-540.82			-673.58			-872.95				

Fuente: elaboración propia.

Tabla LIV. Combinación de carga CR3 EJE D

Cr3	M	1.3 V	1 AR	1.6 S	0 Sh-	0												
A1	-2499.4	2638.88	A2	-3383.4	2258.95	A3	-3325.4	2250.84	A4	-3339	2297.7	A5	-3320.1	2228.13	A6			
2499.32	1631.57	-2055.9		1379.55	-1734.1		1412.6	-1712.2		1382.34	-1778.1		1426.58	-2228.1				
2452.77		-2031			-1800.9			-1510			-1999.6			-2372.8				
B1	-5326.7	5225.85	B2	-6348.7	4605.48	B3	-6223.2	3737.99	B4	-5195.9	5358.38	B5	-7264.9	5132.45	B6			
2873.96	3260.07	-2313		2720.39	-2048		3219.92	-1502.6		1367.97	-2314.8		3136.24	-2759.7				
3341.69		-2619.9			-2228.3			-1697.5			-2408.4			-3001.8				
C1	-5034.8	5160.08	C2	-6706.8	4305.13	C3	-6473.1	3481.49	C4	-5353.5	4757.59	C5	-7029.2	4443.56	C6			
1693.08	3506.88	-1300.8		2695.32	-1070.5		3222.59	-841.04		1560.4	-1112		2950.55	-1441.8				
846.541		-650.41			-535.23			-420.52			-556			-720.88				

Fuente: elaboración propia.

Tabla LV. Combinación de carga CR4- EJE D

Cr4	M	1.2 V	1 AR	0 S	0.135 Sh-	-1.3												
A1	-3244	1402.6	A2	-3832.6	1146.13	A3	-3805.6	1124.39	A4	-3813.1	1179.89	A5	-3838.5	1010.71	A6			
3356.42	1428.01	89.6943		1222.2	316.648		1250.43	348.374		1220.84	308.403		1258.32	-868.34				
2017.65		-1447.3			-1245.3			-947.18			-1421.9			-2732.2				
B1	-8893.8	1960.86	B2	-9677.7	1464.5	B3	-9539.9	575.717	B4	-8422.3	2246.69	B5	-10771	1677.15	B6			
7316.32	3418.64	4018.71		2765.82	4184.43		3278.55	4739.99		1376.78	4040.65		3192.3	1439.88				
4867.17		1935.1			2089.48			2636.12			2146.96			-1610.9				
C1	-12026	-1016.5	C2	-12496	-1358.6	C3	-12372	-2260.5	C4	-11168	-844.76	C5	-13408	-2361.1	C6			
7526.09	3568.34	6385.41		2740.23	6448.99		3281.27	6687.97		1574.41	6563.98		3001.39	4379.58				
10392.4		9822.1			9853.89			9973.38			9911.39			8819.9				

Fuente: elaboración propia.

Tabla LVI. **Combinación de carga CR4+ EJE D**

Cr4+	M	1.2 V	1 AR	0 S	0.135 Sh-	1.3													
A1	-1226.4	1428.01	-375.99	A2	-2090.3	2902.73	A3	-2036	2892.76	A4	-2054.8	2929.35	A5	-1968.9	3009.12	A6			
1119.91			-3798.2		1222.2		-3477.5		1250.43		-3451		1220.84		-3563.8		1258.32		-3151.4
2784.3			-2523				-2276.6				-1976.3				-2508.6				-1929.3
B1	-1893.6	8655.2	B2	-3290	7851.41	B3	-3152.3	6964.78	B4	-2038.1	8624.56	B5	-4070.8	8705.65	B6				
-1330.9	3418.64		-8812.5		2765.82		-8401.8		3278.55		-7842.9		1376.78		-8804.2		3192.3		-7161.3
1970.2			-7290.7				-6641.2				-6097.6				-7068.6				-4528.9
C1	-1771.51	11910.3	C2	-1128.1	10120.7	C3	-782.38	9327.8	C4	313.706	10531.6	C5	-883.77	11415.5	C6				
-4108.6	3568.34		-9015.4		2740.23		-8620.6		3281.27		-8385.8		1574.41		-8821.6		3001.99		-7294.3
-8683.7			-11137				-10940				-10822				-11040				-10277

Fuente: elaboración propia.

Tabla LVII. **Combinación de carga CR5- EJE D**

Cr5	M	0.9 V	0 AR	0 S	-0.135 Sh-	-1.3													
A1	-2005	117.236	A2	-2232.7	19.9095	A3	-2223.9	4.39458	A4	-2225.9	40.3902	A5	-2263.3	108.41	A6				
2117.37	656.325		1131.16		551.297		1217.14		567.362		1237.06		550.288		1228.72		571.543		250.769
553.846			-224.38				-162.89				9.74749				-253.31				-1342
B1	-5499.7	-1437.9	B2	-5499.9	-1512.4	B3	-5440	-2030.8	B4	-4798.5	-1071.9	B5	-6199.1	-1509.4	B6				
5386.03	1280.07		5583.67		992.914		5545.82		1281.51		5869.47		192.45		5516.39		1225.23		3236.34
2695.14			3660.66				3547.96				3869.91				3681.5				320.842
C1	-8781.5	-4379.5	C2	-8129.7	-4175.8	C3	-8137.9	-4729.4	C4	-7423.8	-3875.5	C5	-8910.1	-5211.4	C6				
6453.3	1343.23		7223.7		981.615		7140.35		1282.61		7282.68		306.304		7272.13		1111.13		5298.24
9856.05			10241.2				10199.6				10270.7				10265.5				9278.52

Fuente: elaboración propia.

Tabla LVIII. **Combinación de carga CR5+ EJE D**

Cr5+	M	0.9 V	0 AR	0 S	-0.135 Sh-	1.3													
A1	12.6889	1990.03	A2	-490.48	1776.51	A3	-454.28	1772.77	A4	-467.58	1789.85	A5	-393.78	1889.99	A6				
-125.15	656.325		-2756.8		551.297		-2577		567.362		-2562.4		550.288		-2643.5		571.543		-2032.3
1320.49			-1300.1				-1194.2				-1019.4				-1339.9				-539.13
B1	1500.51	5256.41	B2	887.777	4874.54	B3	947.597	4358.28	B4	1585.7	5305.92	B5	500.919	5519.06	B6				
-3261.1	1280.07		-7247.6		992.914		-7040.4		1281.51		-6713.4		192.45		-7328.5		1225.23		-5364.8
-201.83			-5565.2				-5182.7				-4863.8				-5534				-2597.1
C1	5016.33	8147.25	C2	3237.88	7303.52	C3	3451.82	6858.87	C4	4057.83	7500.89	C5	3613.74	8363.13	C6				
-5181.4	1343.23		-8177.1		981.615		-7929.2		1282.61		-7791.1		306.304		-8113.5		1111.13		-6375.6
-9220.1			-10718				-10594				-10525				-10686				-9817.2

Fuente: elaboración propia.

Por lo cual quedan los siguientes momentos máximos:

Tabla LIX. **Momentos máximos ejes número**

Nivel	Momento – (T-M)	Momento + (T-M)	Columna (T-M)
1	20,843	3,915	14,95
2	17,638	3,484	6,782
3	6,447	1,616	5,517

Fuente: elaboración propia.

Tabla LX. **Momentos máximos ejes letra**

Nivel	Momento – (T-M)	Momento + (T-M)	Columna (T-M)
1	17,025	6,696	9,447
2	8,305	3,138	7,197
3	4,465	2,127	2,723

Fuente: elaboración propia.

2.2.3.3.5. Diagrama de cortes

Para determinar el cortante dentro de las vigas se determinan por medio de la siguiente fórmula:

$$V = \frac{Wl}{2}$$

Donde:

W = carga distribuida (kg/m)

L = longitud del elemento (m)

$$V = 703,25 * \frac{5}{2} = 1\,758,12 \text{ Kg}$$

Tabla LXI. **Cortante por nivel**

Nivel	Cortante (kg)
1	3 374,07
2	1 673,29
3	1 758,12

Fuente: elaboración propia.

Para determinar el cortante en las columnas se utiliza la siguiente fórmula:

$$V = \frac{\sum M}{l}$$

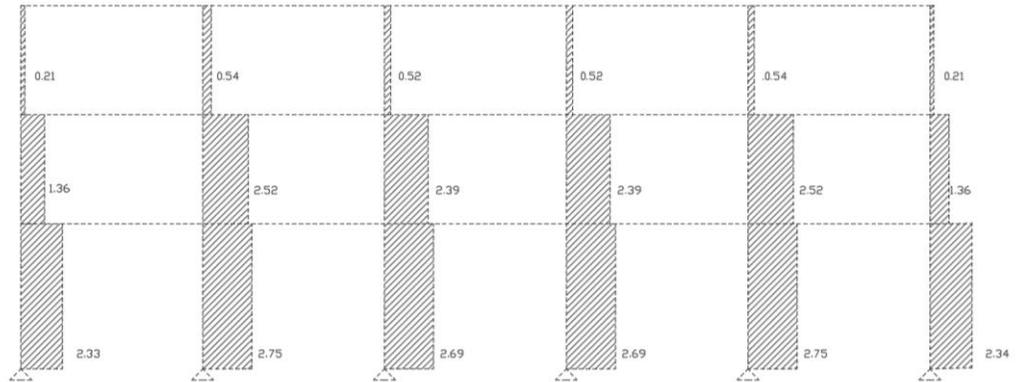
Donde:

M = momentos en el elemento (kg-m)

l = longitud de elemento (m)

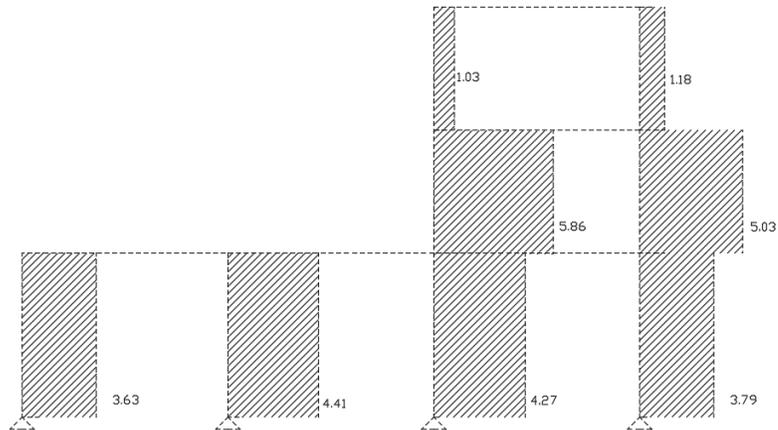
$$V = \frac{1\,302,10 + 1\,225,05}{3} = 842,38 \text{ Kg}$$

Figura 35. Cortante sismo en ejes letra



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 36. Cortante sismo en ejes número



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.3.4. Diseño estructural

Luego de determinar los esfuerzos que actúan sobre los elementos se debe determinar las características de cada uno de los elementos para que estos puedan soportar los esfuerzos aplicados.

2.2.3.4.1. Diseño de losas

Se debe determinar la forma de trabajo de la losa por analizar. Se estará analizando la losa del área de deportes. Puede ser de dos tipos: losa en un sentido o losa en dos sentidos. Para determinar si la losa es de dos sentidos se utilizará la siguiente expresión:

$$\frac{a}{b} > 0,5$$

Donde:

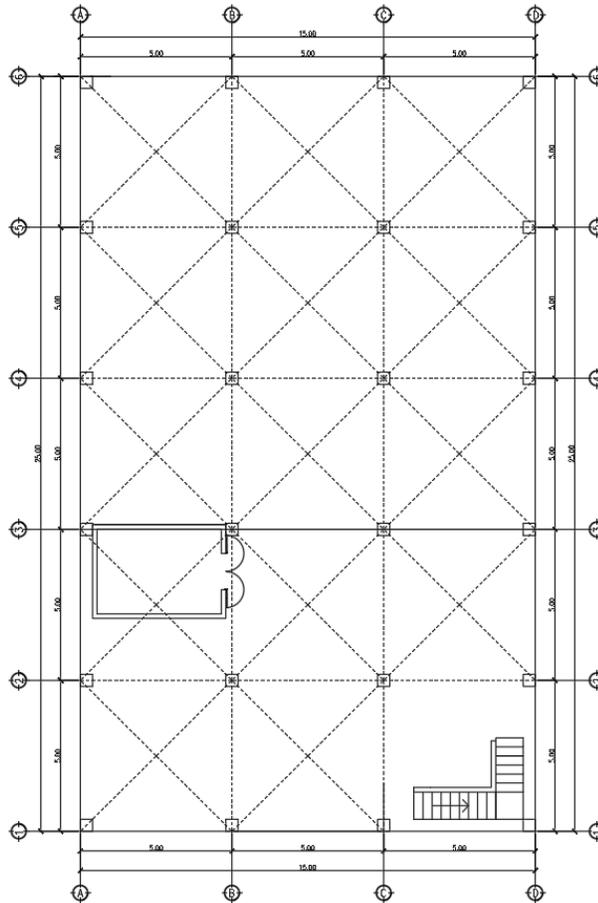
a = lado corto

b = lado largo

$$\frac{5}{5} \approx 1 > 0,5$$

Por lo cual la losa del área de ajedrez es una losa de dos sentidos. Realizando el mismo procedimiento en las demás losas la estructura queda de la siguiente manera.

Figura 37. Configuración de losas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.3.4.2. Espesor de losa

Se debe realizar un predimensionamiento de losas para determinar el espesor que se utilizara. La fórmula para determinar el espesor de una losa de dos sentidos es:

$$tl = P/180$$

Donde:

t_l = espesor de losa (m)

P = perímetro (m)

$$t_l = \frac{[(5 * 2) + (5 * 2)]}{180} = 0,11 \text{ m}$$

2.2.3.4.3. Cargas en losa

Para determinar las cargas dentro de la losa se hará sobre un ancho de un 1 m. Utilizando todas las cargas que se determinaron en capítulos anteriores, queda de la siguiente manera la carga distribuida sobre la franja unitaria.

Tabla LXII. **Carga de losa**

Carga	Kg/m
Losa	264
Relleno + contrapiso+ piso	159
Sobrecargar	35
MT	458
Viva	800

Fuente: elaboración propia.

No se toma en cuenta las cargas como viento o ceniza dentro de las cargas por utilizar ya que son losas interiores las cuales no deberán soportar esas cargas.

Para la determinación de los momentos de la losa se utilizará una serie de tablas, en las cuales como primer punto se deberá saber la $m = l_a/l_b$ ($m =$ lado corto/lado largo). Además, se deberá comprobar la continuidad de la losa. Las tablas se encuentran en el anexo de esta tesis.

La losa que se está analizando es la losa que se encuentra entre los ejes B-C y 4-5, cumple con el caso 2 y con una $m=1$ por lo cual los valores por utilizar son:

Tabla LXIII. **Coefficientes para momentos de losa**

Factores	Valor
Ca neg	0,045
Cb neg	0,045
Ca DL	0,018
Cb DL	0,018
Ca LL	0,027
Cb LL	0,027

Fuente: elaboración propia.

Para la determinación de los momentos de la losa por analizar se utilizar la siguiente fórmula:

$$M = C * W * L^2$$

Donde:

C = coeficientes para momentos

W = carga distribuida (kg/m)

L = lado por analizar (m)

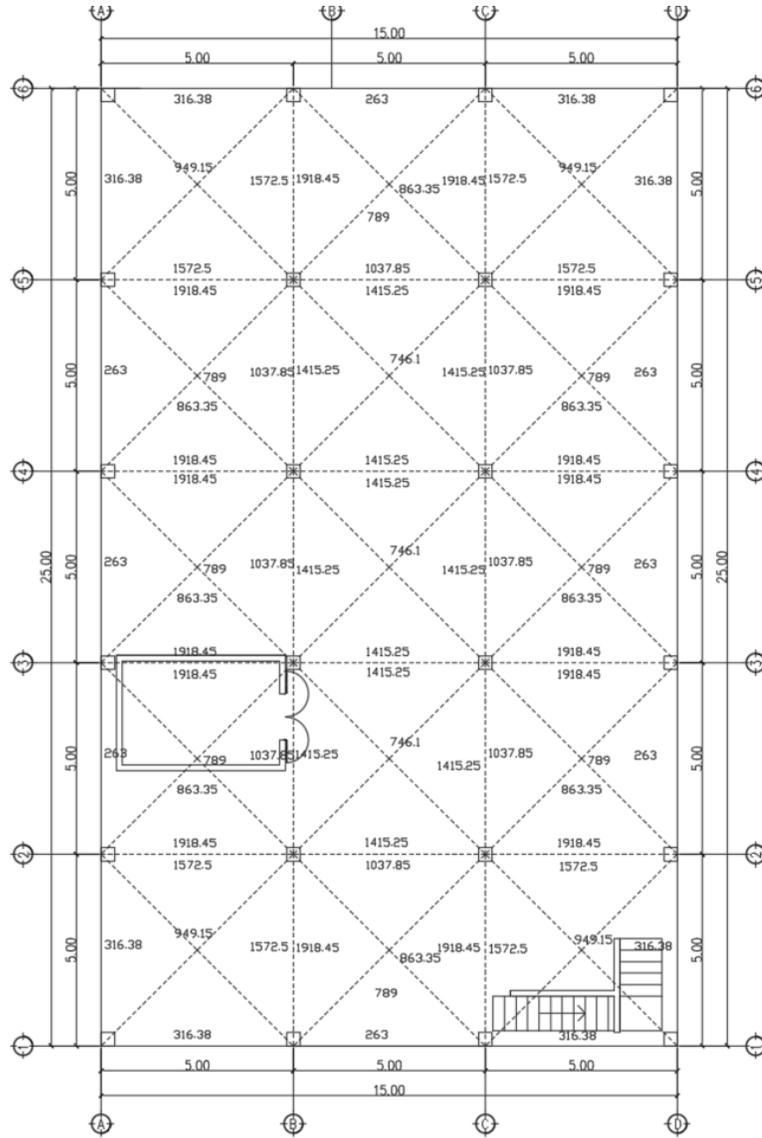
Tabla LXIV. **Momentos resultantes**

Factores	Valor (kg-m)
Ca neg	1 572,5
Cb neg	1 572,5
Ca DL	309,15
Cb DL	309,15
Ca LL	640
Cb LL	640

Fuente: elaboración propia.

Queda de la siguiente manera los momentos en cada losa:

Tabla LXV. Momentos de losa



Fuente: elaboración propia.

En las losas que tiene que continuidad se debe determinar si se cumple la siguiente expresión.

$$M_{menor} > 0,8 M_{mayor}$$

El balanceo de momentos se puede realizar utilizando el promedio de los dos momentos. Si no se cumple se deberá determinar por medio de rigidez. Se realizará el balanceo de momentos entre la losa (A-B, 4-5) y losa (A-B, 5-6). Se utilizará las siguientes ecuaciones:

$$D1 = \frac{1/l1}{\frac{1}{l2} + \frac{1}{l1}}$$

$$D2 = \frac{1/l2}{\frac{1}{l2} + \frac{1}{l1}}$$

Donde:

D1 = factor para lado continuo 1

D2 = factor para lado continuo 2

l1 = lado continuo 1 (m)

l2 = lado continuo 2 (m)

$$D1 = \frac{1/5}{\frac{1}{5} + \frac{1}{5}} = 0,5$$

$$D2 = \frac{1/5}{\frac{1}{5} + \frac{1}{5}} = 0,5$$

Para realizar el balanceo de momentos se deberán utilizar las siguientes fórmulas:

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

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

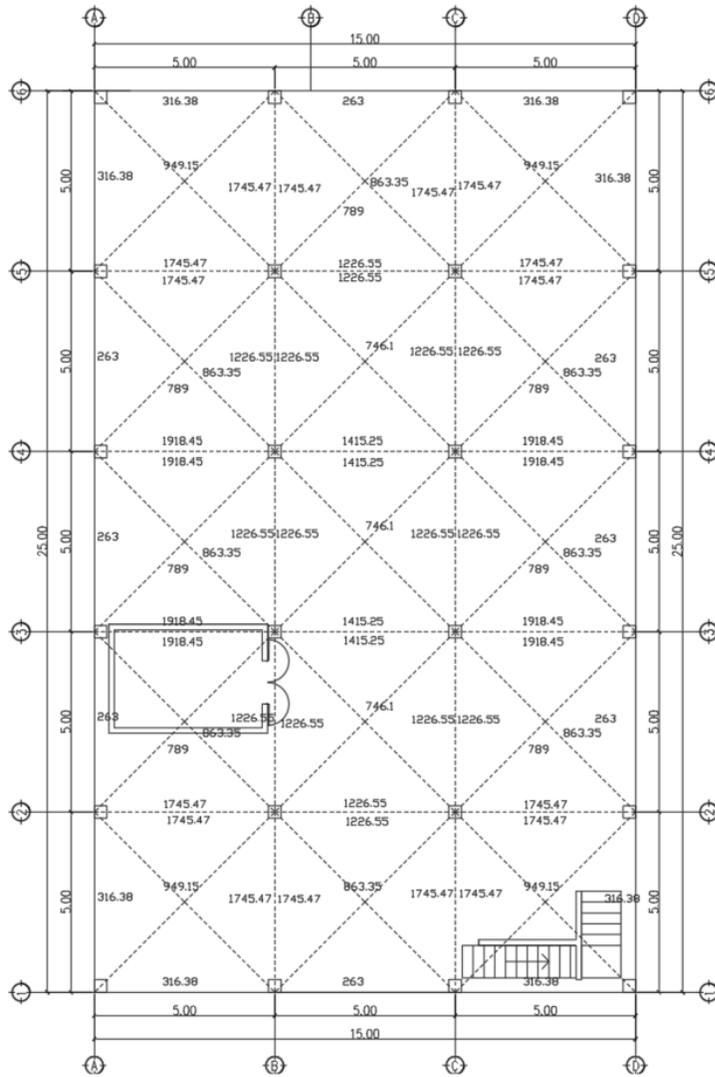
Por lo cual el momento balanceado quedaría de la siguiente manera:

$$M = 1\,572,5 - ((1\,572,5 - 1\,037,85) * 0,5) = 1\,305,17 \text{ kg} - m$$

$$M = 1\,037,85 + ((1\,572,5 - 1\,037,85) * 0,5) = 1\,305,17 \text{ kg} - m$$

Luego de realizar el balanceo de momentos a las demás losas quedaría de la siguiente manera, la planta 1 de la estructura:

Tabla LXVI. **Momentos finales de losas**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.3.4.4. Acero en losas

Se deberá utilizar el acero mínimo para determinar la cantidad de acero en losas que solo necesitan acero mínimo. También se deberá comprobar en cada losa el mayor de las fórmulas siguientes.

$$As_{min} = 0,0014 bt$$

Donde:

b = ancho unitario (cm)

t = altura de losa (cm)

$$As_{min} = 0,0014 (100)(11) = 1,21 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{0,0018 \times 420 bt}{F_y}$$

Donde:

b = ancho unitario (cm)

t = altura de losa (cm)

F_y = esfuerzo de fluencia (MPa)

$$As_{min} = \frac{0,0018 \times 420 (100)(11)}{420} = 1,98 \text{ cm}^2$$

También se debe considerar que el espaciamiento máximo es 2 h o 450 mm en secciones críticas y 3 h o 450 mm en las otras secciones.

Para determinar la separación entre varillas se deberá hacer una regla de tres. El área de una varilla No. 3 es 0,71 cm² por lo cual la separación es 32,27 cm quedando una configuración de Var No. 3 @ 30 cm.

Para determinar el momento resistente de esta configuración se utilizará la siguiente fórmula:

$$M = 0,9[As Fy \left(d - \frac{AsFy}{1,7 F'cb} \right)]$$

Donde:

As = área de acero (cm²)

Fy = esfuerzo a fluencia del acero (kg/cm²)

F'c = resistencia a compresión del concreto (kg/cm²)

b = ancho unitario (cm)

d = distancia desde el extremo a tensión a el extremo a compresión (cm)

Para las losas del área deportiva se utilizará una configuración de No. 4 @ 30 cm y No.4 @ 15 cm.

$$\begin{aligned} M_{30} &= 0,9[(3,80)(4\ 200) \left(8,36 - \frac{3,80(4\ 200)}{1,7(280)(100)} \right)] = 115\ 364,74\ kg - cm \\ &= 1\ 153,64\ kg - m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{15} &= 0,9[(7,60)(4\ 200) \left(8,36 - \frac{7,60(4\ 200)}{1,7(280)(100)} \right)] = 221\ 129,88\ kg - cm \\ &= 2\ 211,30\ kg - m \end{aligned}$$

Se determina el cortante máximo en la losa con la siguiente fórmula:

$$V = \frac{Wl}{2}$$

Donde:

W = carga distribuida (kg/m)

l = longitud (m)

$$V = \frac{1\,258 * 5}{2} = 3\,137,5 \text{ kg}$$

Se debe comprobar contra la resistencia de la losa. La cual se calcula de la siguiente manera:

$$V_c = 0,53\sqrt{f'c}bd * 0,85$$

Donde:

b = base del elemento (cm)

d = distancia desde el extremo a tensión a las fibras de compresión (cm)

f'c = resistencia a compresión del concreto (kg/cm)

$$V_c = 0,53\sqrt{280} * 100 * 8,36 * 0,85 = 6\,302,02 \text{ kg}$$

2.2.3.4.5. Diseño de vigas

Para el diseño de las vigas se utilizarán los momentos máximos de la estructura en cada uno de los niveles y en los sentidos de los ejes. Quedando los siguientes:

Tabla LXVII. **Momentos ejes numero**

Nivel	Momento – (T-M)	Momento + (T-M)
1	17,978	8,306
2	15,019	2,685
3	5,439	2,235

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXVIII. **Momentos ejes letra**

Nivel	Momento – (T-M)	Momento + (T-M)
1	17,025	6,696
2	8,305	3,138
3	4,465	2,127

Fuente: elaboración propia.

2.2.3.4.6. Refuerzos momentos

Para determinar las dimensiones se utilizará como altura 0,08 L y como base h/2. Por lo cual la sección de la 40x20.

Para la determinación de los refuerzos de acero se utilizará el método de iteraciones, por lo que se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$a = \frac{A_s F_y}{0,85 F'_c * b}$$

Donde:

As = área de acero (cm²)

Fy = esfuerzo de influencia (kg/cm²)

F'c = resistencia del concreto (kg/cm²)

b = base de viga (cm)

$$AS = \frac{M}{Fy(d - \frac{a}{2})}$$

Donde:

M = momento actuante (kg-cm)

Fy = esfuerzo de influencia (kg/cm²)

d = distancia desde el centro a tensión a las fibras a compresión (cm)

Como primera iteración se tomará el momento de 17,97800 T-m y se asumir un "a" de 10, por lo cual las ecuaciones quedaran de la siguiente manera:

$$AS = \frac{1\,797\,800}{4\,200(35,21 - \frac{10}{2})} = 14,17$$

$$a = \frac{14,17 * 4\,200}{0,85 * 280 * 20} = 12,50$$

Iteración 2

$$AS = \frac{1\,797\,800}{4\,200(35,21 - \frac{12,5}{2})} = 14,78$$

$$a = \frac{14,78 * 4\ 200}{0,85 * 280 * 20} = 13,04$$

Iteración 3

$$AS = \frac{1\ 797\ 800}{4\ 200(35,21 - \frac{13,04}{2})} = 14,92$$

$$a = \frac{14,92 * 4\ 200}{0,85 * 280 * 20} = 13,16$$

Por lo cual el área de acero por utilizar es 14,92 cm² de lo cual se debe determinar en cantidad de acero con varillas comerciales, para determinar el número de varillas solo se deberá dividir el acero requerido contra el acero en una varilla. Se debe tomar en cuenta que nunca se deberá colocar menos acero de lo requerido.

Se debe considerar que se debe colocar una cantidad mínima y máxima de acero en los elementos los cuales se determinan de la siguiente manera:

$$A_{smin} = \frac{14,1bd}{f_y}$$

Donde:

b = base del elemento (cm)

d = distancia desde el extremo a tensión a las fibras de compresión (cm)

f_y = esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²)

$$A_{smax} = b * d * 0,5 * 0,85 \frac{f'c}{fy} 0,85 * \frac{6\ 090}{fy + 6\ 090}$$

Donde:

F'c = resistencia a compresión del concreto (kg/cm²)

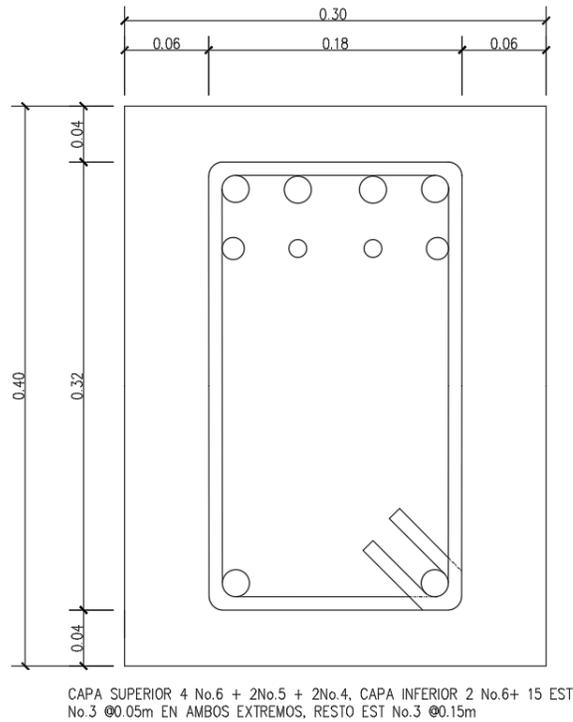
Fy = esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²)

$$A_{smin} = \frac{14,1 * 20 * 35,21}{4\ 200} = 2,36\ cm^2$$

$$A_{smax} = 20 * 35,21 * 0,5 * 0,85 \frac{280}{4\ 200} 0,85 * \frac{6\ 090}{4\ 200 + 6\ 090} = 10,04\ cm^2$$

Por lo cual se debe redimensionar el elemento ya que supera el acero máximo, se realiza el mismo procedimiento y queda los siguientes resultados: dimensiones del elemento 30x40 acero requerido 14,17 cm², quedando el armado siguiente:

Figura 38. Armado final viga V1



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.3.4.7. Refuerzos cortantes

Se debe determinar la cantidad de esfuerzo cortante que el concreto puede soportar el concreto. Se determinan de la siguiente manera:

$$V_c = 0,53\sqrt{f'c}bd * 0,85$$

Donde:

b = base del elemento (cm)

d = distancia desde el extremo a tensión a las fibras de compresión (cm)

$f'c$ = resistencia a compresión del concreto (kg/cm²)

$$V_c = 0,53\sqrt{280} * 30 * 32,05 * 0,85 = 7\ 248\ kg$$

Para determinar el espaciamiento requerido se utiliza la siguiente fórmula:

$$S = \frac{AsF_yd}{V_a - V_c}$$

Donde:

As = área de acero (cm²)

F_y = esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²)

V_a = cortante actuante (kg)

V_c = cortante resistente del concreto (kg)

$$S = \frac{0,95 * 4\ 200 * 35,21}{14\ 713 - 7\ 248} = 25\ cm$$

También se debe considerar el espaciamiento máximo que se basa en las siguientes condiciones:

Tabla LXIX. **Espaciamientos máximos de estribos**

V_s	s máximo, mm		
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/2$	$3h/4$
		600	
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/4$	$3h/8$
		300	

Fuente: American Concrete Institute. *ACI 318-14*. p. 155.

$$S_{mxc} = \frac{35,21}{4} = 8,80 \text{ cm}$$

$$S_{maxsc} = \frac{35,21}{2} = 17,60 \text{ cm}$$

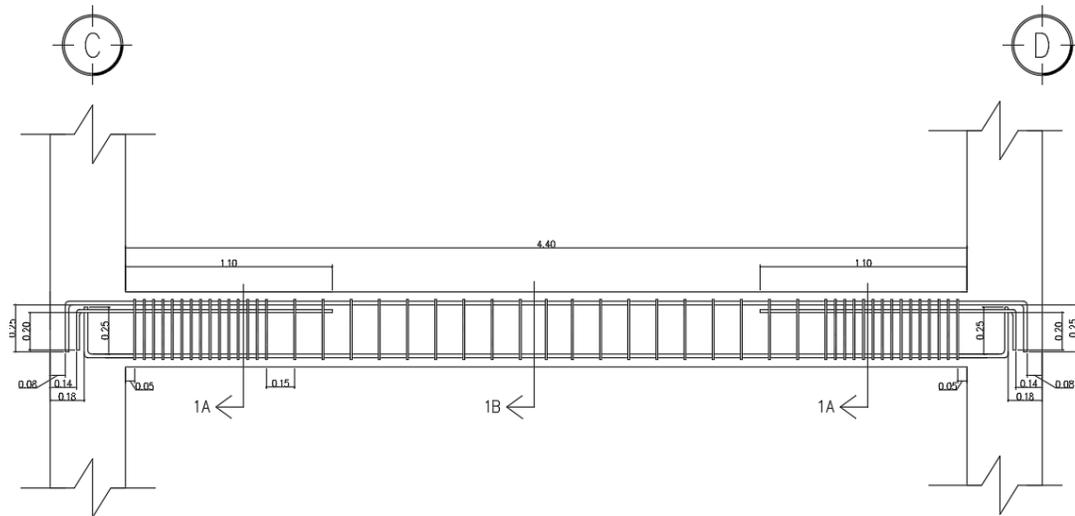
Además, se debe tomar en cuenta la sección 18.4.2.4 del ACI para confinamiento de las vigas el cual dice:

Confinamiento cerrado en ambos extremos con una longitud de $2h$. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor.

- $d/4$
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinadas de menor diámetro
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento
- 300 mm

Por lo cual la configuración de la viga quedaría de la siguiente manera:

Figura 39. **Refuerzo a corte V1**



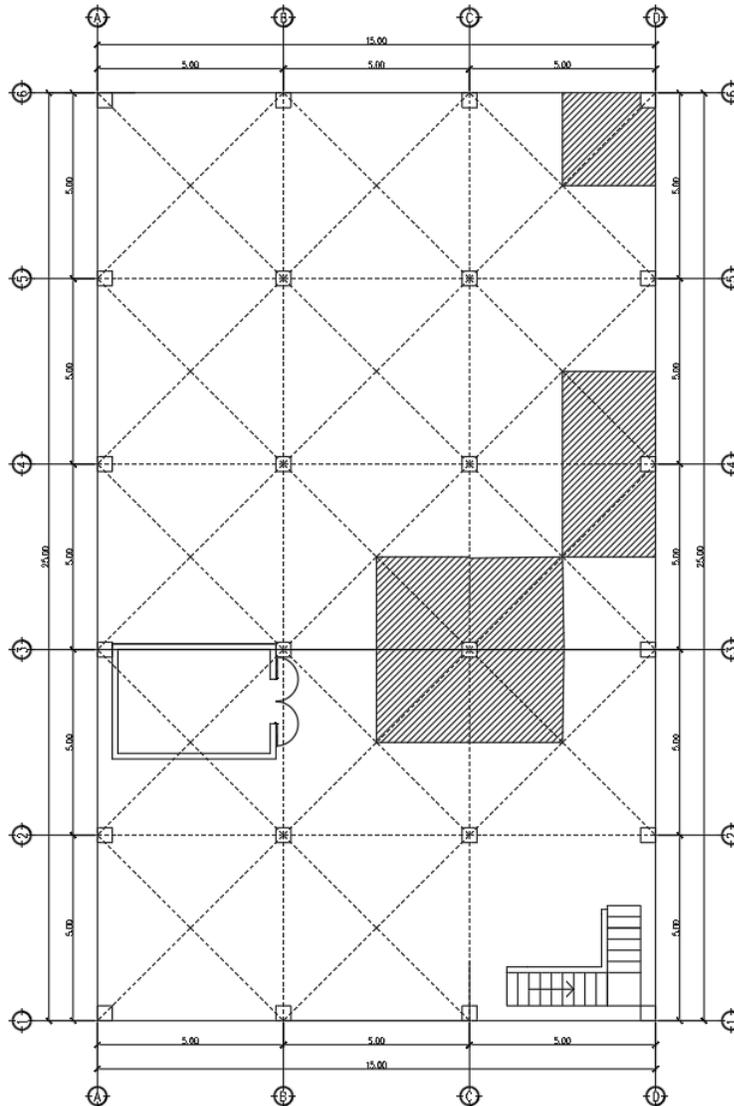
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.3.4.8. **Diseño de columnas**

Para el diseño de columnas se debe considerar que se debe diseñar la columna que soporta la mayor cantidad de esfuerzos, esta es la que se encuentra en el primer piso de la edificación. También se debe considerar que se deben analizar las columnas en varias posiciones tales como con la mayor cantidad de áreas tributaria, esquina, extremos.

Por lo cual las columnas por analizar serán las siguientes:

Figura 40. **Áreas tributarias de columnas**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Por lo cual las columnas por analizar serán las columnas C3, D4 y D6. Para cada una de estas columnas se debe determinar el área tributaria que influyen en la columna, De acuerdo con las áreas tributarias. Las cargas finales quedan de la siguiente manera:

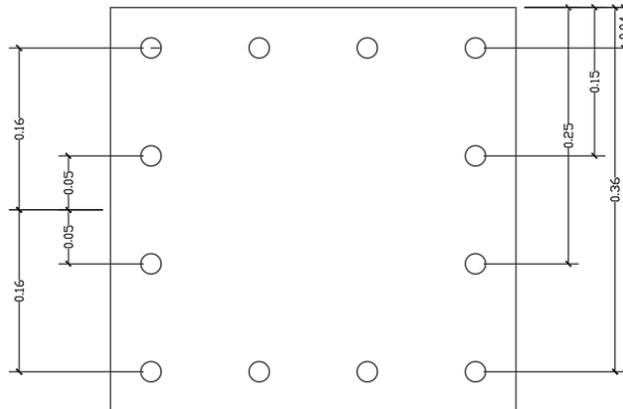
Tabla LXX. **Cargas finales de columnas**

	cr1 (T)	cr2 (T)	cr3 (T)	cr4 (T)	cr5 (T)
3C	45,03	94,94	77,91	75,44	24,60
4D	39,77	75,79	62,67	61,86	21,73
6D	29,26	45,45	39,32	39,15	15,99

Fuente: elaboración propia.

Para determinar el diseño de la columna se utilizará un diagrama de interacciones, el cual se basa en determinar todas las combinaciones de cargas axiales y momentos de una columna ya definida. La columna propuesta es la siguiente:

Figura 41. **Configuración de columna propuesta**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Para determinar la carga axial que soporta la columna se utilizará la siguiente fórmula:

$$P = 0,85f'cAg + AsFy$$

Donde:

$f'c$ = resistencia a compresión del concreto (kg/cm²)

Ag = área gruesa de la columna (cm²)

As = área de acero (cm²)

Fy = esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²)

$$P = 0,85(280)(1\ 600) + 34,20(4\ 200) = 524\ 440\ kg = 524,44\ T$$

Luego se debe determinar las cargas resistencia para poder tener una falla balanceada. Una falla balanceada implica que cada uno de los elementos como fallaran en el momento preciso que ambos materiales llegan a su límite. Se debe determinar el punto de inflexión de la columna por medio de la siguiente fórmula:

$$Cb = \frac{6\ 090d}{6\ 090 + fy}$$

Donde:

d = distancia entre el área a compresión al centro al eje de tensión (cm)

fy = esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²)

$$Cb = \frac{6\ 090 * 34,33}{6\ 090 + 4\ 200} = 14,79\ cm$$

Luego se deberá determinar la fuerza axial resistente, se utilizará la siguiente fórmula:

$$P = 0,85F'c ab + As1fs1 + As2fs2 + Asnfsn$$

Donde:

$F'c$ = resistencia a compresión (kg/cm²)

$a = 0,85Cb$ (cm)

b = base de la columna (cm)

Asn = área de acero en área por analizar (cm²)

Fsn = esfuerzo del acero en el área por analizar (kg/cm²)

Para determinar el esfuerzo del acero en el área por analizar se utilizará la siguiente fórmula:

$$Fs = E \frac{(c - dn)0,003}{c}$$

Donde:

C = es el punto de inflexión (cm)

dn = distancia hasta el área por analizar (cm)

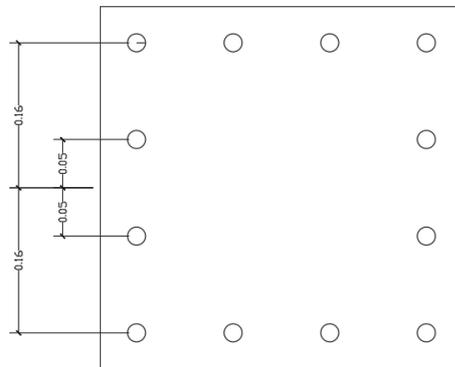
E = módulo de elasticidad del acero $2,03 \times 10^6$ kg/cm²

Se debe considerar que si por algún momento el esfuerzo resultante es mayor al esfuerzo de fluencia del acero siempre se deberá colocar como esfuerzo el esfuerzo de fluencia.

$$\begin{aligned}
 P = & 0,85(280)(0,85 * 14,79)40 + 11,4 * \frac{2,03 \times 10^6 (14,79 - 4)0,003}{14,79} + 5,7 \\
 & * \frac{2,03 \times 10^6 (14,79 - 15)0,003}{14,79} + 5,7 * \frac{2,03 \times 10^6 (14,79 - 25)0,003}{14,79} \\
 & + 11,4 * \frac{2,03 \times 10^6 (14,79 - 36)0,003}{14,79} = 130,42 T
 \end{aligned}$$

Para determinar el momento resistente se deberá multiplicar cada una de las fuerzas por el brazo al centro plástico de la columna. Las distancias quedarían de la siguiente manera. S debe considerar que las distancias arriba del centro serán positivas y por debajo serán negativas:

Figura 42. **Distancia a centro plástico**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Y para determinar el momento último se utilizará la siguiente fórmula:

$$M = 0,85F'cab\left(x - \frac{a}{2}\right) + As_1f_s1(y_1) + As_2f_s2(y_2) + As_n f_s n(y_n)$$

Donde:

X = distancia hasta el centro plástico (cm)

F'c = resistencia a compresión (kg/cm²)

a = 0,85Cb (cm)

b = base de la columna (cm)

Asn = área de acero en área a analizar (cm²)

Fsn = esfuerzo del acero en el área por analizar (kg/cm²)

Yn = distancia desde el centro plástico hasta el centro de la varilla (cm)

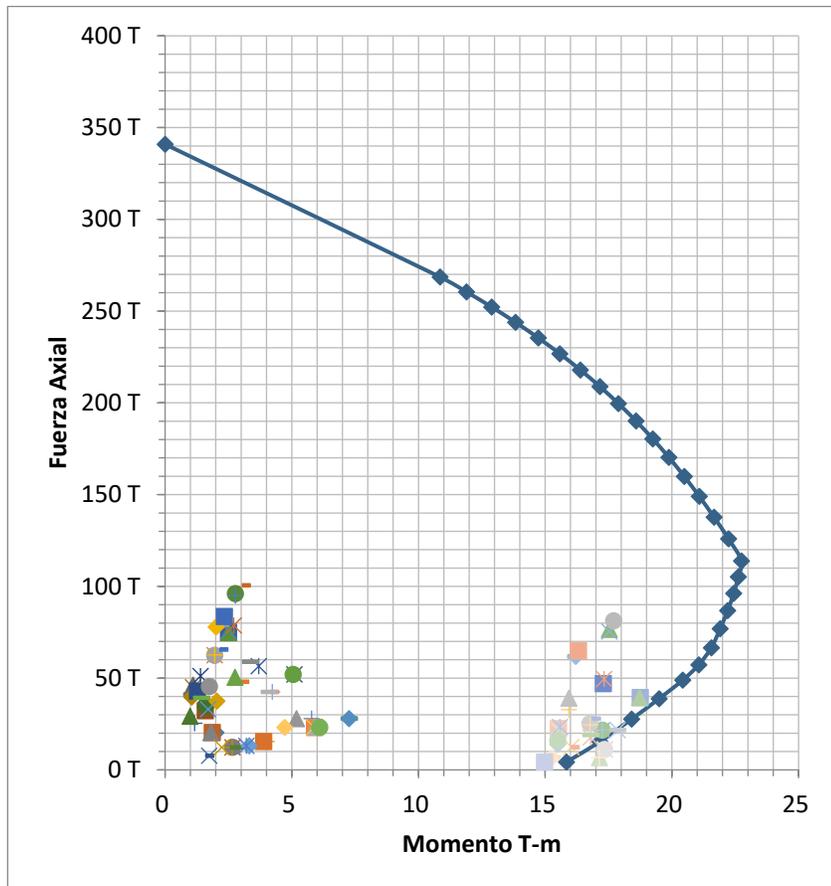
$$\begin{aligned} M = & 0,85(280)(0,85 * 14,79)40 \left((16 - \left(\frac{0,85 * 14,79}{2} \right)) / 100 \right) + 11,4 \\ & * \frac{2,03 \times 10^6 (14,79 - 4) 0,003}{14,79} (0,16) + 5,7 \\ & * \frac{2,03 \times 10^6 (14,79 - 15) 0,003}{14,79} (0,05) + 5,7 \\ & * \frac{2,03 \times 10^6 (14,79 - 25) 0,003}{14,79} (-0,05) + 11,4 \\ & * \frac{2,03 \times 10^6 (14,79 - 4) 0,003}{14,79} (-0,16) = 17,4T - m \end{aligned}$$

Se debe considerar que dependiendo de la forma geométrica de la columna todos los valores obtenidos se deberá multiplicar por un factor. Si la columna es circular se deberá multiplicar por un factor 0,70 y si la columna es cuadrada se deberá multiplicar 0,65.

Se deberá hacer varias interacciones hasta llegar a completar todo el espectro de resistencia de la columna. Se deberá colocar las cargas que deberá soportar el elemento y determinar si se encuentra dentro del espectro. La

columna por analizar queda de la siguiente manera, incluyendo las cargas analizadas:

Figura 43. **Diagrama de interacciones**



Fuente: elaboración propia.

Para el diseño del refuerzo a cortante se deberá analizar de la misma manera que las vigas, se deberá comprobar el esfuerzo resistente y el esfuerzo y se deberá determinar si se deberá colocar estribos si son necesarios. Para determinar el cortante resistente de la sección se utilizar la siguiente fórmula:

$$V_c = 0,53\sqrt{f'_c}bd * 0,85$$

Donde:

b = base del elemento (cm)

d = distancia desde el extremo a tensión a las fibras de compresión (cm)

f'c = resistencia a compresión del concreto (kg/cm²)

$$V_c = 0,53\sqrt{280} * 40 * 40 * 0,85 = 10\ 353,86\text{kg}$$

Este resultado se debe contra el cortante actuante el cual debe ser menor al resistente, quedando de la siguiente manera:

$$8\ 924\ \text{kg} < 10\ 353,86\ \text{kg}$$

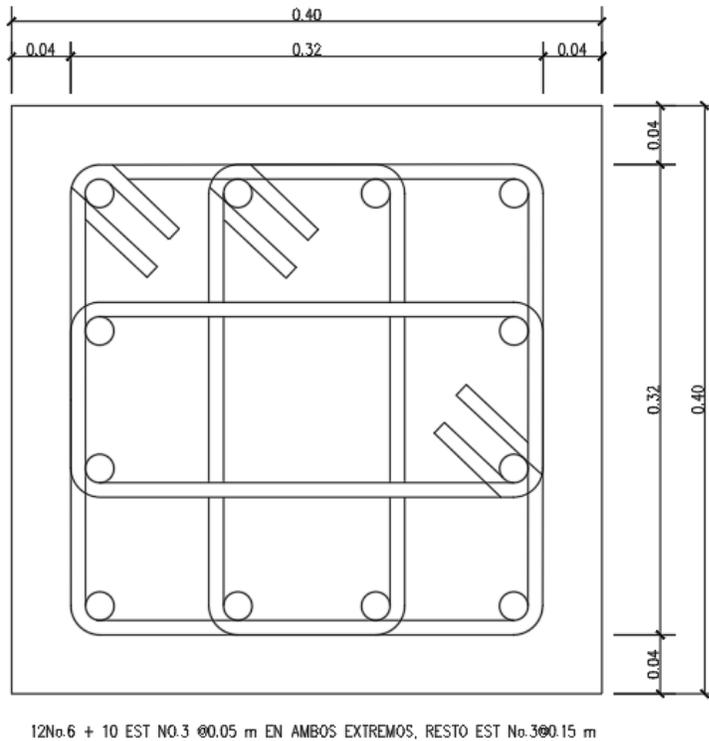
Se debe considera la sección 18.4.3.3 del ACI 318-14, donde se especifica las características del confinamiento, este debe cumplir con el espaciamiento, no debe exceder el menor de:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado confinamiento
- la mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna
- 300 mm

Esto se debe cumplir en el mayor de:

- Una sexta parte de la luz libre de la columna
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna
- 450 mm

Figura 44. **Configuración final columna C1**



Fuente: elaboración propia.

2.2.3.4.9. **Diseño de gradas**

Como primer paso se deberá determinar el espesor promedio de la grada, se debe calcular por medio del análisis de la longitud máxima entre descansos más la longitud del descanso. Para determinar el espesor se utilizar la siguiente fórmula:

$$t = \frac{lt}{20 \text{ o } 25}$$

Donde:

t = espesor de gradas (m)

It = longitud máxima (m)

$$t = \frac{2,2}{20} = 0,11$$

Determinando el promedio entre los dos espesores, quedando un espesor de 15 cm. Luego se deberá determinar el ángulo de inclinación de la escalera utilizando las dimensiones de una huella de 30 cm y una contrahuella de 18 cm. Se utilizará la siguiente expresión:

$$\text{Cos}\phi = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}}$$

Donde:

P = huella (cm)

CP = contrahuella (cm)

$$\phi = \left(\frac{30}{\sqrt{30^2 + 18^2}} \right) \text{Cos}^{-1} = 31^\circ$$

Luego se debe determinar la altura media de la escalera:

$$Hm = \frac{t}{\text{Cos}\phi} + \frac{CP}{2}$$

Donde:

t = espesor (cm)

Cp = contrahuella (cm)

$$Hm = \frac{11}{\cos(31)} + \frac{18}{2} = 21,83 \text{ cm}$$

Luego se deberá determinar todas las cargas actuantes en la escalera:

Tabla LXXI. **Cargas de escalera**

Cargas	Peso (Ton)
Peso propio	1,05
Relleno	0,31
Contrapiso	0,23
Piso	0,13
Viva	1,5

Fuente: elaboración propia.

Por lo cual la carga distribuida con la combinación de carga CR2 quedaría de la siguiente, 2,11 ton/m. Luego se deberá determinar las reacciones en los apoyos por medio de una sumatoria de fuerzas, quedando una reacción en los extremos de 2,32 Ton.

Para determinar el momento máximo se determinará con la siguiente formula:

$$Mu = R * rb - \left(Wu * \left(\frac{rb^2}{2} \right) \right)$$

Donde:

R = reacción en apoyo

Rb = distancia al punto con mayor deflexión

Wu = carga distribuida última

$$Mu = 2,32 * 1,1 - \left(2,11 * \left(\frac{1,1^2}{2} \right) \right) = 1,27 \text{ ton} - m$$

Para la determinación el acero de refuerzo se utilizará siguiente fórmula:

$$As = \left(bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mub}{0,003825f'c}} \right) \frac{0,85f'c}{fy}$$

Donde:

b = ancho unitario (cm)

d = recubrimiento (cm)

Mu = momento ultimo (kg-m)

F'c = resistencia a compresión (kg/cm²)

Fy = límite de fluencia del acero(kg/cm²)

$$As = \left(90 * 11 - \sqrt{(11 * 90)^2 - \frac{1\ 270 * 90}{0,003825 * 280}} \right) \frac{0,85 * 280}{4\ 200} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Se debe considerar colocar una cantidad mínima de acero en los elementos los cuales se determinan de la siguiente manera:

$$As_{min} = 0,002 bt$$

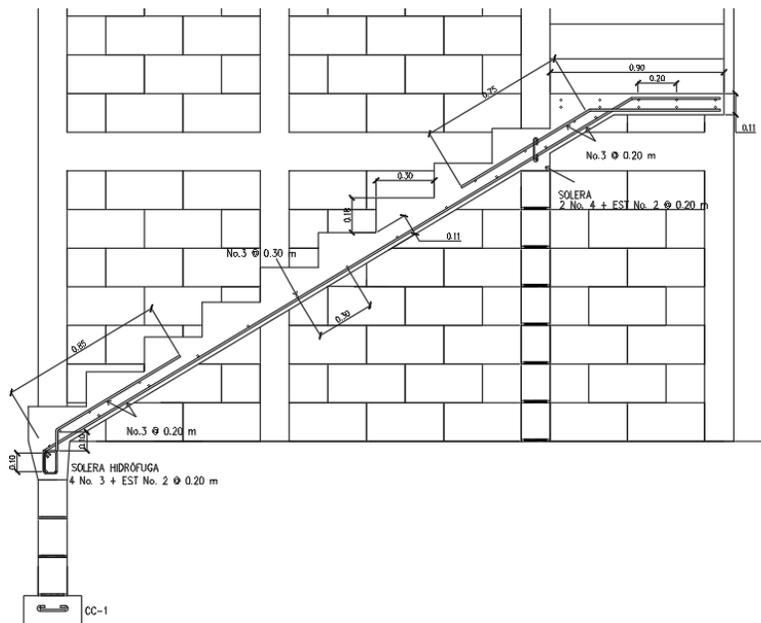
Donde:

b= ancho unitario

t= altura de losa

$$As_{min} = 0,002 * 90 * 11 = 1,98 \text{ cm}^2$$

Figura 45. **Armado final escaleras**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.3.4.10. Diseño de zapatas

Para el diseño de zapatas se deberá tomar en cuenta que se deberá analizar las cargas verticales y los momentos actuantes. Para el predimensionamiento de la estructura de la zapata se utilizará la siguiente fórmula:

$$A = \frac{P * 1,5}{q_{adm}}$$

Donde:

P= carga de la estructura sin mayorar (T)

A= área de la zapata (m²)

Qadm= capacidad soporte(T/m²)

$$B = \frac{67,21 * 1,5}{133,346} = 0,76 \text{ m}^2$$

Por lo cual para que el área sea la correcta las dimensiones de la zapata serán de 1,2x1,2 m. Con este valor se deberá determinar si cumple las presiones. Pero se deberá tener la carga final dentro de la zapata que incluye el peso del suelo y su peso propio. Para determinar las presiones se utilizará la siguiente fórmula:

$$q = \frac{P}{Az} \pm \frac{Mx}{sx} \pm \frac{My}{sy}$$

Donde:

P = carga sin mayorar (T)

Az= área de zapata (m²)

Mx= momento en sentido x sin mayorar (T-m)

S= bl²/6

My= momento en sentido Y sin mayorar (T-m)

$$q_{max} = \frac{67,21}{1,44} + \frac{8,67}{(1,2)(1,2^2)/6} + \frac{8,67}{(1,2)(1,2^2)/6} = 110,57 \text{ T/m}^2$$

$$q_{min} = \frac{67,21}{1,44} - \frac{8,67}{(1,2)(1,2^2)/6} - \frac{8,67}{(1,2)(1,2^2)/6} = -9,84 \text{ T/m}^2$$

Se deberá determinar la presión de diseño utilizando la presión máxima por el factor de carga ultima, el cual se base en la siguiente expresión:

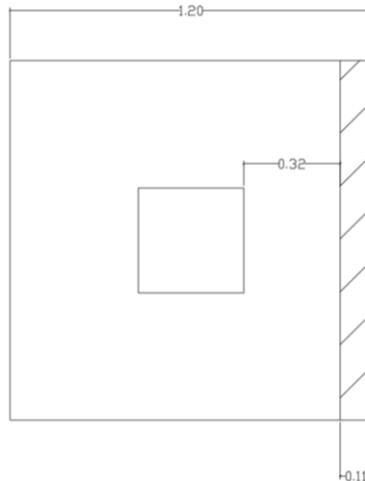
$$Fcu = \frac{\sum C * Fs}{\sum C}$$

Para la estructura el Fcu es un valor de 1,45. Por lo cual la presión máxima quedaría de la siguiente manera.

$$q_{dis} = 110,57 * 1,45 = 160,32 \text{ T/m}^2$$

Se debe asumir un valor de d, en este caso se asumirá que se utilizará una varilla No. 4 quedando un valor de d = 32 cm. Se analizará el cortante dentro de la zapata. Para determinar el cortante actuante de acuerdo de la siguiente gráfica.

Figura 46. **Cortante actuante**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Se deberá determinar el cortante actuante en el área marcada utilizando la siguiente fórmula:

$$V_{ac} = A * q_{dis}$$

Donde:

A = área del cortante actuante (m)

q_{dis} = presión de diseño (Ton/m²)

$$V_{ac} = 1,2 * 0,1 * 160,32 = 19,50 \text{ ton}$$

Luego se debe determinar el cortante resistente del concreto

$$V_c = 0,53\sqrt{f'_{cb}}d * 0,85$$

Donde:

b = base del elemento (cm)

d = distancia desde el extremo a tensión a las fibras de compresión (cm)

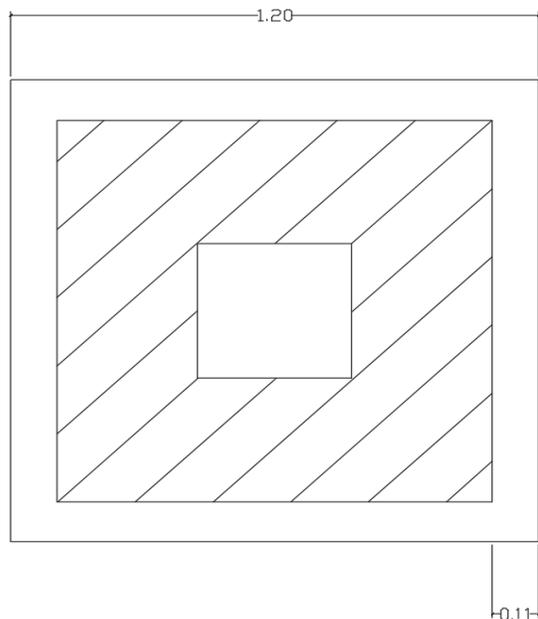
f'c = resistencia a compresión del concreto (kg/cm²)

$$V_c = 0,53\sqrt{280} * 120 * 32 * 0,85 = 29,33ton$$

Se puede confirmar que el valor el cortante actuante es menor que el cortante resistente. Luego se deberá determinar el cortante punzonante.

El cual actúa dentro del área de punzonamiento, que se genera desde la columna hacia los extremos con una distancia de "d", queda de la siguiente manera:

Figura 47. **Área de punzonamiento**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Para determinar el cortante en esa área se utilizarla siguiente fórmula:

$$Va = qdis(area - arepun)$$

Donde:

Qdis = presión de diseño (Ton/m²)

Area = área de la zapata (m²)

Arepun = área de punzonamiento (m²)

$$Va = 160,32(1,44 - 1,54) = 71,41 \text{ ton}$$

Luego se debe determinar el cortante resistente del concreto, en el perímetro del área punzonante, quedando de la siguiente manera:

$$Vc = 0,53\sqrt{280} * 399 * 32 * 0,85 = 195 \text{ ton}$$

Se puede comprobar que el cortante resistente es mayor al cortante actuante por lo cual el cimiento tiene unas dimensiones correctas.

Se deberá determinar el momento actuante dentro del cimiento se deberá determinar la carga distribuida del cimiento, se toma en cuenta que la presión de diseño se tomará como positiva y la presión causada por el peso propio y peso del suelo:

$$W = qdis - (Wsuelo + Wpp)$$

Donde:

Qdis = presión de diseño ancho unitario(T/m)

Wsuelo = carga distribuida del suelo (T/m)

Wpp = carga distribuida del peso propio del cimiento (T/m)

$$W = 160,32 - (1,21 * 1,5 + 2,4 * 0,4) = 157,55 T/m$$

El momento se determinar con la siguiente fórmula:

$$M = \frac{Wl^2}{2}$$

Donde:

W = carga distribuida (T/m)

L = longitud de cimiento en voladizo (m)

$$M = \frac{157,55 * 0,425^2}{2} = 14,23 T - m$$

Para la determinación el acero de refuerzo se utilizará la siguiente fórmula:

$$As = (bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mub}{0,003825f'c}}) \frac{0,85f'c}{fy}$$

Donde:

b = ancho unitario (cm)

d = recubrimiento (cm)

Mu = momento ultimo (kg-m)

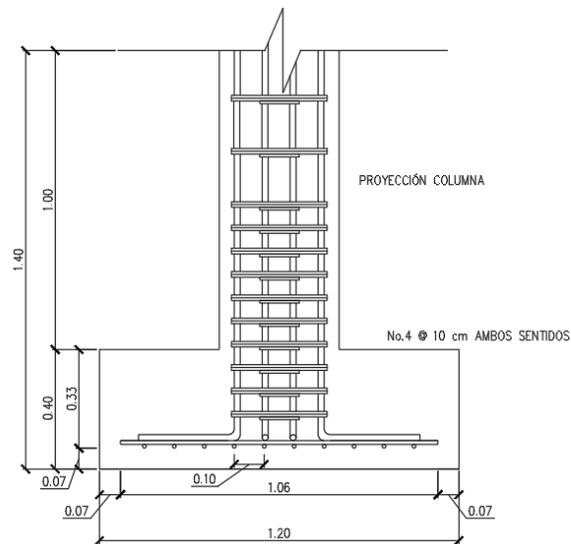
F'c = resistencia a compresión (kg/cm²)

Fy = límite de fluencia del acero (kg/cm²)

$$A_s = \left(120 * 32 - \sqrt{(32 * 120)^2 - \frac{14\,230 * 120}{0,003825 * 280}} \right) \frac{0,85 * 280}{4\,200} = 12,10 \text{ cm}^2$$

Por lo cual se deberán colocar 14 varillas No.4 en ambos sentidos que implica colocar varillas No.4 @ 10 cm. Quedando la siguiente configuración:

Figura 48. **Configuración de cimientos**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.4. Diseño de área administrativa

Esta área del proyecto se diseñará por medio de un sistema de cajón con diafragmas rígidos utilizando mampostería para sus muros.

2.2.4.1. Modelos matemáticos de sistema de cajón con diafragma rígidos

Los sistemas de cajón buscan distribuir las fuerzas entre los muros de carga, por lo cual para que un muro funcione en el sistema debe ser continuo entre los niveles para transmitir las fuerzas del nivel superior al inferior.

2.2.4.2. Cargas verticales

Estas son cargas que actuarán de forma vertical en las estructuras las cuales se transmitirán entre todos los elementos sobre donde estas actúen.

2.2.4.2.1. Cargas de arena volcánica

La carga se determinará por medio de la estimación de la altura en metros a considerar por la densidad de la arena húmeda de $1\,700\text{ kg/m}^3$ por lo cual la fórmula quedaría:

$$A_r = h * 1\,700$$

El proyecto se encuentra a menos de 30 km de los volcanes Pacaya y Volcán de fuego por lo cual se tomará en cuenta lo siguiente. De acuerdo con el Reporte de erupción volcán Pacaya de parte del Insivumeh se determinó el mapa de dispersión de ceniza que se encuentra en el anexo de esta tesis.

Según el mapa se determinó que durante la erupción se tuvo menos de 5 cm de ceniza en el área del proyecto. Con referencia al folleto *Volcán de Fuego* elaborado por el Insivumeh se menciona lo siguiente: “La caída de la tefra del volcán de Fuego puede ocurrir hasta casi 100 kms del volcán en la dirección predominante del viento y a una distancia de 50 kms, la capa podría alcanzar casi 5 centímetros.”⁴

Por lo anterior mencionado se tomará como la altura de ceniza de 5 cm para el cálculo de carga de ceniza volcánica, quedando la fórmula de la siguiente manera:

$$Ar = 0,05 * 1\ 700 = 85 \text{ kg/m}^2$$

2.2.4.2.2. Cargas vivas

Se utilizará dos cargas vivas diferentes para la estructura. Una de ellas será el área de áreas deportivas, se utilizará otra carga para el área de techos. Se utilizará la tabla de cargas de AGIES NSE-2 que se encuentra en el anexo de esta tesis. Se utilizará como carga viva 300 Kg/m² para pasillos, 250 kg/m² para oficinas y 200 para techos.

2.2.4.2.3. Cargas muertas

A continuación, se presenta el cuadro de caras muertas.

⁴ Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología. *Reporte de erupción volcán pacaya (1402-11)*. p. 11.

Tabla LXXII. **Cargas muertas área administrativa**

Material	Peso específico (kg/m ³)
Concreto reforzado	2 400
Mortero	2 100
Relleno de piso	1 200
Contrapiso	2 200
Piso	25 kg/m ²
Sobrecarga	35 kg/m ²

Fuente: elaboración propia.

2.2.4.3. Cargas horizontales

Son cargas que actuarán de forma horizontal sobre la estructura, generando así esfuerzos diferentes a las cargas verticales.

2.2.4.3.1. Cargas sísmicas

Son cargas que se generan durante un evento sísmico, estas fuerzas varían de acuerdo con el área geográfica donde se encuentre el proyecto por lo cual se debe determinar para poderse aplicar al diseño de la estructura.

2.2.4.3.1.1. Sismicidad y nivel de protección

Para la determinación de las cargas sísmicas se deberán determinar una serie de parámetros los cuales se determinarán a continuación:

Según el Anexo A: lista de amenaza sísmica por municipios de la norma AGIES NSE 2-18 utilizando un tipo de suelo D se obtiene los siguientes datos:

- $I_0 = 4,1$
- $Scr = 1,54$
- $S1r = 1,08 \text{ g}$
- $TI = 3,27$

Se procede a definir el tipo de obra de acuerdo con las normas, por lo cual será necesario utilizar la Norma AGIES NSE 1-18 en el capítulo 3 clasificación de obras. El proyecto se clasificará como Categoría II: obras ordinarias ya que cumple con los requisitos para ser denominada de esa manera.

De acuerdo con la clasificación de la obra y el índice de sismicidad se determinará el nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño de la tabla 4-1 de la Norma AGIES NSE 2-18. La tabla se encuentra en los anexos de esta tesis.

Se determina que el proyecto tendrá un nivel mínimo de protección sísmica “D” y una probabilidad del 5 % de exceder un sismo de diseño en 50 años.

2.2.4.3.1.2. Selección de parámetros

Se deberán determinar una serie de parámetros en base a los datos obtenidos en la sección anterior. Se determina el ajuste por clase de sitio el cual se determina de forma genérica con las siguientes ecuaciones:

$$S_{cs} = Scr * Fa$$

$$S1s = S1r * Fv$$

Las tablas de coeficiente de sitio Fa y coeficiente de sitio Fv se encuentran en los anexos de esta tesis. Para este proyecto las ecuaciones quedan como las siguientes:

$$Scs = 1,54 * 1 = 1,54$$

$$S1s = 1,08 * 1 = 1,08$$

2.2.4.3.1.3. Construcción de espectros de diseño

Se deberá determinar el espectro de diseño el cual depende de la probabilidad de ser excedido en 50 años. El valor de Kd se puede encontrar en la tabla Factor Kd de acuerdo con el nivel de sismo que se encuentran en el anexo de esta tesis.

Por lo cual el proyecto contara con un factor de escala de $Kd = 0,80$ ya que se cuenta con un 5 % de probabilidad de ser excedido en 50 años.

**2.2.4.3.1.4. Espectro
calibrado al
nivel de diseño
requerido**

$$S_{cd} = K_d S_{cs}$$

$$S_{1d} = K_d S_{1s}$$

A continuación, se calculan los factores para este proyecto.

$$S_{cd} = 0,80 * 1,54 = 1,23$$

$$S_{1d} = 0,80 * 1,08 = 0,86$$

**2.2.4.3.1.5. Componente
vertical del
sismo de
diseño**

$$S_{vd} = 0,20 S_{cd}$$

$$S_{vd} = 0,20 * 1,23 = 0,246$$

**2.2.4.3.1.6. Período de
transición**

El período T_s que separa los períodos cortos de los largos es:

$$T_s = S_{1s} / S_{CS}$$

$$T_s = \frac{1,08}{1,54} = 0,70$$

$$T_o = 0,2T_s$$

$$T_o = 0,2 * 0,70 = 0,14$$

2.2.4.3.1.7. Determinación de sistema estructural

De acuerdo con la definición que da el AGIES en la Norma NSE 3-18 la estructura se clasificará como Sistema de cajón (E2). La tabla de coeficientes y factores para diseño de sistemas sismo resistentes se encuentra en el anexo de esta tesis. Por lo cual los valores a considerar son los siguientes:

- $R = 4$
- $\Omega_r = 2,5$
- $C_d = 3,5$

2.2.4.3.1.8. Período de vibración empírico

El periodo fundamental de vibración se estimará en forma empírica por medio de la siguiente formula:

$$T_a = K_T(hn)^x$$

Donde:

Hn = es la altura total del edificio (m)

KT y x = factores que dependen del tipo de sistema estructural

Para Un sistema E2 se utilizará un KT = 0,049 y un factor x = 0,75, por lo cual la ecuación quedaría de la siguiente manera:

$$T_a = 0,049(6,2)^{0,75} = 0,1925$$

2.2.4.3.1.9. Ordenadas espectrales

Para la determinación de ordenadas espectrales es necesario realizar la comparación entre el periodo de vibración y el periodo de transición, para poder determinar la ecuación por utilizar.

$$S_a(T) = S_{cd} \left(0,4 + 0,6 \left(\frac{T}{T_0} \right) \right) \quad \text{si } T < T_0$$

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{si } T_0 \leq T \leq T_s$$

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

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T^2} * T_l \quad \text{si } T \geq T_l$$

El periodo de vibración (T_a) es 0,1925 y el periodo de transición (T_s) es 0,70 y T_0 es 0,14 T_L es 3,27. Por lo cual la fórmula por utilizar será:

$$S_a(T) = S_{cd}$$

Dando el resultado siguiente

$$S_a(T) = 1,23$$

**2.2.4.3.1.10. Coeficiente
sísmico al
límite de
cedencia**

Se determinará por medio de las siguiente formula

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

Donde B_d se determina con la siguiente ecuación:

$$B_d = \frac{4}{1 - \ln(E)}$$

Donde E se debe tomar como 0,05. para estructuras con sistemas de aislamiento E es el valor dado por el fabricante.

Se sustituyen los valores determinados en secciones anteriores

$$C_s = \frac{1,23}{4 * 1,001} = 0,3071$$

Comprobación del coeficiente

$$C_s \geq \frac{0,044 S_{cd} F_d}{B_d} \geq 0,01$$

Sustituyendo las variables

$$0,3071 \geq \frac{0,044(1,02) \left(\left(0,59 + \frac{4,77 * 0,71}{1,02 * 4} \right) * \frac{1}{0,66} \right)}{1,001} \geq 0,01$$

$$0,3071 \geq 0,096 \geq 0,01$$

2.2.4.3.1.11. Demanda sísmica horizontal

Demanda sísmica horizontal se determina con la siguiente ecuación:

$$S_h = p Q h$$

Donde:

P = es el factor de redundancia

Qh = componentes horizontales de la demanda sísmica

Se tomará como factor de redundancia el factor $p = 1,2$ ya que la estructura tiene una clasificación D.

Quedando la demanda sísmica vertical como.

$$S_h = 1,2 * 0,3071 = 0,3686$$

2.2.4.3.1.12. Demanda sísmica vertical

Demanda sísmica vertical se determina con la siguiente ecuación:

$$S_v = 0,20S_{cd}M$$

Donde

M= carga muerta

Sustituyendo variables la ecuación queda de la siguiente manera

$$S_v = 0,20(1,23)M = 0,246M$$

2.2.4.3.2. Carga de viento

Dependiendo del área geográfica donde se encuentre el proyecto, el viento afectará de mayor manera, por lo que se deberá determinar sus efectos sobre la estructura.

2.2.4.3.2.1. Coeficiente de exposición

Se determinará por medio de la siguiente tabla, se determinó que la exposición es de tipo B de acuerdo con la descripción dada por el AGIES NSE 2 capítulo 5.2.1. La tabla se encuentra en el anexo de esta tesis.

El valor de C_e es 0,72

2.2.4.3.2.2. Coeficiente de presión

Se determinarán tres casos para el análisis de la estructura, estos serán para los muros en barlovento, muros en sotavento y techos. Para lo cual se utilizará la tabla de coeficientes de presión que se encuentra en el anexo de esta tesis. Los coeficientes son los siguientes:

- Muros a barlovento = 0,8 hacia adentro
- Muros a sotavento = 0,5 hacia fuera
- Techo = 0,7 hacia adentro

2.2.4.3.2.3. Presión de remanso del viento

Se deberá buscar la ubicación del proyecto en el mapa de velocidad básica del viento también se debe determinar la presión de acuerdo con la tabla de presión de remanso del viento que se ambos se encuentran en el anexo de esta tesis.

Se determinó de acuerdo con la ubicación del proyecto la velocidad básica del viento es 100 km/h con una presión de remanso del viento de 48 kg/m².

2.2.4.3.2.4. Presión de diseño de viento

La presión diseño de viento para estructuras se determinará por medio de la siguiente ecuación:

$$P = C_{ez}C_qq_s l$$

Donde:

P = presión de diseño de viento (Pa)

C_{ez} = coeficiente de exposición

C_q = coeficiente de presión

Q_s = presión de remanso del viento (Pa)

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

$$P = 0,72 * 0,8 * 48 = 27,64 \text{ kg/m}^2$$

Presiones de cada uno de los elementos

- Muros a barlovento = 27,64 kg/m² hacia adentro
- Muros a sotavento = 17,40 kg/m² hacia fuera
- Techo = 24,36 kg/m² hacia adentro

2.2.4.4. Diseño de losa

Se debe determinar la forma de trabajo de la losa a analizar. Se estará analizando la losa del área de ajedrez. Puede ser de dos tipos: losa en un sentido o losa en dos sentidos. Para determinar si la losa es de dos sentidos se utilizará la siguiente expresión:

$$\frac{a}{b} > 0,5$$

Donde:

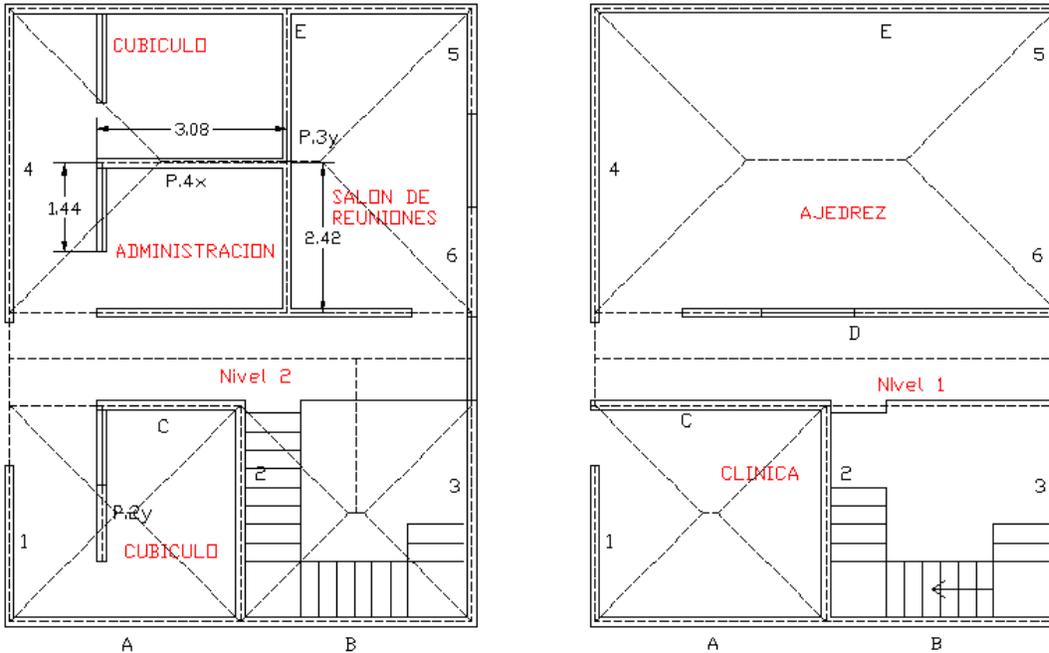
a = lado corto

b = lado largo

$$\frac{5}{7,5} \approx 0,66 > 0,5$$

Por lo cual la losa del área de ajedrez es de dos sentidos. Realizando el mismo procedimiento, la estructura queda de la siguiente manera:

Figura 49. Configuración de losas (preliminar)



Fuente: elaboración propia.

2.2.4.4.1. Espesor de losa

Se debe realizar un predimensionamiento de losas para determinar el espesor que se utilizará. La fórmula para determinar el espesor de una losa de dos sentidos es:

$$t = P/180$$

Donde:

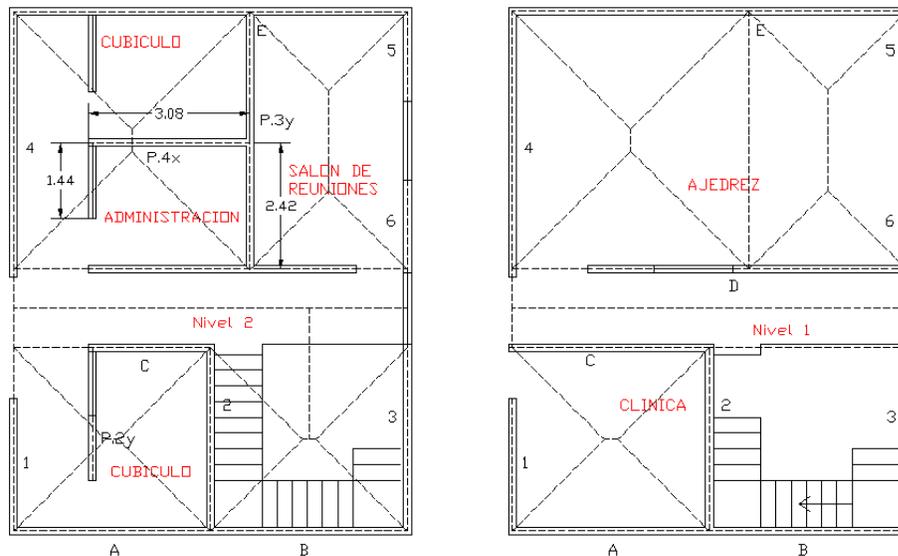
t = espesor de losa (m)

P = perímetro (m)

$$t = \frac{[(5 * 2) + (7,5 * 2)]}{180} = 0,138 \text{ m}$$

Ya que el espesor máximo es 12 cm se deberá colocar una viga para dividir la losa. Por lo cual las losas quedarían de la siguiente manera.

Figura 50. Configuración de losas (final)



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Para determinar el espesor de una losa de un sentido se deberá utilizar la siguiente fórmula:

Tabla LXXIII. **Espesor de losa en un sentido**

				
Losas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas	L/16	L/18,5	L/21	L/8

TABLA: Altura mínima sin control de deformaciones (según ACI-318)/

Fuente: American Concrete Institute. *ACI 318-14*. p. 92.

Por lo cual el espesor de la losa en un sentido es:

$$t = \frac{1,5}{28} = 0,05 \text{ m}$$

Se debe comprobar los espesores de las demás losas, y se debe elegir el espesor más grande. En este caso el espesor por utilizar es 11 cm. El cual es la losa que incluye los muros 4, D, E y la viga.

2.2.4.4.2. **Cargas en losa**

Para determinar las cargas dentro de la losa se hará sobre un ancho de un 1 m. Utilizando todas las cargas que se determinaron en capítulos anteriores, queda de la siguiente manera la carga distribuida sobre la franja unitaria.

Tabla LXXIV. **Cargas de losa en área administrativa**

Carga	Kg/m
Losa	264
Piso + sobrecarga	458
Muros	150 kg/m ²
Viva	250

Fuente: elaboración propia.

No se toma en cuenta las cargas como viento o ceniza dentro de las cargas por utilizar, ya que son losas interiores las cuales no soportan esas cargas.

Para la determinación de los momentos de la losa se utilizará una serie de tablas, en las cuales como primer punto se deberá saber la $m=la/lb$ (m =lado corto/lado largo). Además, se deberá comprobar la continuidad de la losa. Las tablas se encuentran en el anexo de esta tesis. La losa que se está analizando cumple con el caso 4 y con una $m = 0,9$ por lo cual los valores por utilizar son:

Tabla LXXV. **Factores de losa**

Factores	Valor
Ca neg	0,060
Cb neg	0,040
Ca DL	0,033
Cb DL	0,022
Ca LL	0,039
Cb LL	0,026

Fuente: elaboración propia.

Para la determinación de los momentos de la losa por analizar se utilizar la siguiente fórmula:

$$M = C * W * L^2$$

Donde:

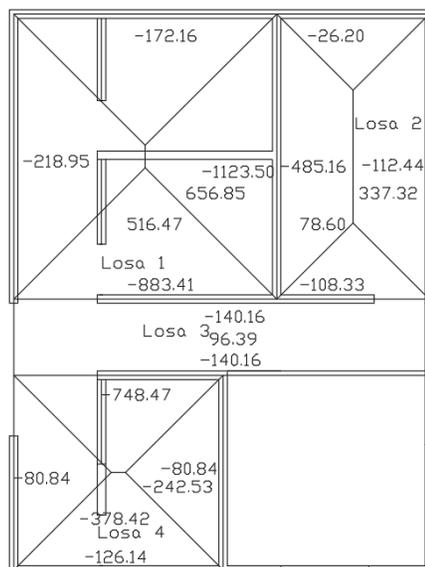
C = coeficientes para momentos

W = carga distribuida (kg/m)

L = lado por analizar (m)

Por lo cual los momentos resultantes son los siguientes:

Figura 51. **Momentos en losas del área administrativa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

En las losas que tiene que continuidad se debe determinar si se cumple la siguiente expresión.

$$M_{menor} > 0,8 M_{mayor}$$

El balanceo de momento se puede realizar utilizando el promedio de los dos momentos. Si no se cumple se deberá determinar por medio de rigidez. Se realizará el balanceo de momentos entre la losa 1 y losa 2. Se utilizará las siguientes ecuaciones:

$$D1 = \frac{1/l1}{\frac{1}{l2} + \frac{1}{l1}}$$

$$D2 = \frac{1/l2}{\frac{1}{l2} + \frac{1}{l1}}$$

Donde:

D1 = factor para lado continuo 1

D2 = factor para lado continuo 2

l1 = lado continuo 1 (m)

l2 = lado continuo 2 (m)

$$D1 = \frac{1/5,05}{\frac{1}{1,35} + \frac{1}{5,05}} = 0,21$$

$$D2 = \frac{1/1,35}{\frac{1}{1,35} + \frac{1}{5,05}} = 0,79$$

Para realizar el balanceo de momentos se deberán utilizar las siguientes fórmulas:

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

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

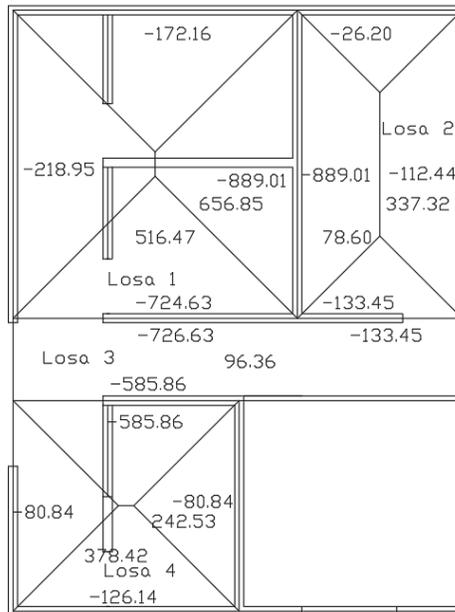
Por lo cual el momento balanceado quedaría de la siguiente manera:

$$M = 883,41 - ((883,41 - 140,17) * 0,21) = 726,63 \text{ kg} - m$$

$$M = 140,17 + ((883,41 - 140,17) * 0,79) = 726,63 \text{ kg} - m$$

Luego de realizar el balanceo de momentos a las demás losas quedaría de la siguiente manera, la planta 1 de la estructura:

Figura 52. **Momentos finales de losas en área administrativa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.4.4.3. Acero

Se deberá utilizar el acero mínimo para determinar la cantidad de acero en losas que solo necesitan acero por temperatura. También se deberá comprobar en cada losa, la formula a utilizar es la siguiente.

$$A_s \text{ min} = 0,0014 \text{ bt}$$

Donde:

b = ancho unitario (cm)

t = altura de losa (cm)

$$A_s \text{ min} = 0,0014 (100)(11) = 1,21 \text{ cm}^2$$

O

$$A_s \text{ min} = \frac{0,0018 \times 420 \text{ bt}}{F_y}$$

Donde:

b = ancho unitario (cm)

t = altura de losa (cm)

F_y = esfuerzo de fluencia (MPa)

$$A_s \text{ min} = \frac{0,0018 \times 420 (100)(11)}{420} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Para determinar la separación entre varillas se deberá hacer una regla se tres. El área de una varilla No. 3 es 0,71 cm² por lo cual la separación es 32,27 cm quedando una configuración de Var No. 3 @ 30 cm.

Para determinar el momento resistente de esta configuración se utilizará la siguiente fórmula:

$$M = 0,9[A_s F_y \left(d - \frac{A_s F_y}{1,7 F'c b} \right)]$$

Donde:

A_s = área de acero (cm²)

F_y = esfuerzo a fluencia del acero (kg/cm²)

F'c = resistencia a compresión del concreto (kg/cm²)

b = ancho unitario (cm)

d = distancia desde el extremo a tensión al extremo a compresión (cm)

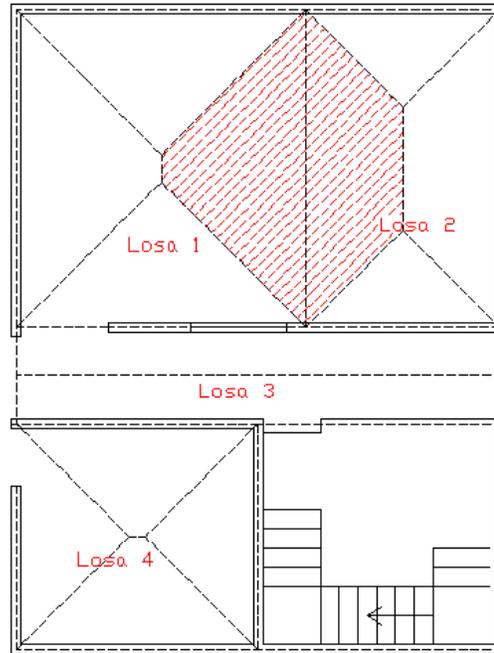
$$M = 0,9[(2,13)(4\ 200) \left(8,52 - \frac{2,13(4\ 200)}{1,7(280)(100)} \right)] = 673,57\ kg - m$$

Por lo cual se deberá reforzar con bastones y tensores en la losa 1, y únicamente con bastones en la losa 2, 3 y 4.

2.2.4.5. Diseño de vigas

Para el diseño de vigas se deberá utilizar las áreas tributarias. Se estará analizando la viga en el área de ajedrez.

Figura 53. **Área tributaria de viga (v4)**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Queda un área tributaria de $11,33 \text{ m}^2$, se debe considerar que sobre la viga se colocará un muro y la viga tiene una longitud de 5 m. Por lo cual las cargas distribuidas en la viga quedarían de la siguiente manera:

Tabla. LXXVI. **Cargas muertas en área tributaria**

Tipo	Cargas (Kg/m)
Losas+pisos+sobrecarga	1 027,55
Muros	654,95
Peso propio	192
Mt	1 874,5
v	560,89

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXVII. **Combinaciones de cargas (área administrativa)**

Combinación de cargas	Cargas (kg/m)
CR1	2 624,3
CR2	3 334,27
CR3	2 997,74
CR4	3 560,09
CR5a	2 624,3

Fuente: elaboración propia.

Para la determinación de los momentos se utilizará el siguiente criterio:

Momentos negativos en extremos (W12/9)

Momentos negativos en el interior (W12/11)

Momentos positivos (W12/14)

Tabla LXXVIII. **Momentos positivos y momentos negativos en viga**

Combinación de cargas	Momento + (kg-m)	Momento – (kg-m)
CR1	4 780,44	7 436,24
CR2	6 073,78	9 448,02
CR3	5 460,63	8 494,43
CR4	6 485,08	10 087,91
CR5a	4 780,44	7 436,24

Fuente: elaboración propia.

2.2.4.5.1. Refuerzos

Para la determinación de las dimensiones se utilizará como altura $0,08 L$ y se utilizará como base $h/2$. Por lo cual la sección de la 40×20 . Por lo cual el valor $d = 35,37$ cm.

Para la determinación de los refuerzos de acero se utilizará el método de iteraciones por lo que se utilizaran las siguientes ecuaciones:

$$a = \frac{A_s F_y}{0,85 F'_c * b}$$

Donde:

A_s = área de acero (cm^2)

F_y = esfuerzo de influencia (kg/cm^2)

F'_c = resistencia del concreto (kg/cm^2)

b = base de viga (cm)

$$AS = \frac{M}{F_y(d - \frac{a}{2})}$$

Donde:

M = momento actuante (kg-m)

F_y = esfuerzo de influencia (kg/cm^2)

d = distancia desde el centro a tensión a las fibras a compresión (cm)

Como primera iteración se tomará el momento de 10 087,91 kg-m y se asumir un “a” de 10, por lo cual las ecuaciones quedarán de la siguiente manera:

$$AS = \frac{1\ 008\ 791}{4\ 200(35,21 - \frac{10}{2})} = 7,95$$

$$a = \frac{7,95 * 4\ 200}{0,85 * 210 * 20} = 7,01$$

Iteración 2

$$AS = \frac{592\ 705}{4\ 200(35,21 - \frac{7,01}{2})} = 7,58$$

$$a = \frac{7,58 * 4\ 200}{0,85 * 210 * 20} = 6,69$$

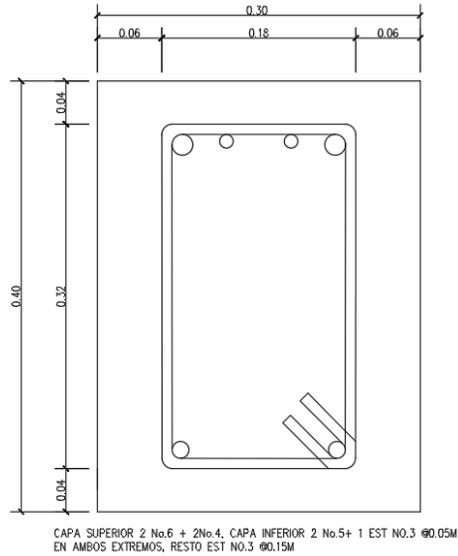
Iteración 3

$$AS = \frac{592\ 705}{4\ 200(35,21 - \frac{6,69}{2})} = 6,65$$

$$a = \frac{6,65 * 4\ 200}{0,85 * 210 * 20} = 7,54$$

Por lo cual el área de acero por utilizar es 7,54 cm² delo cual se debe determinar en cantidad de acero con varillas comerciales, para determinar el número de varillas solo se deberá dividir el acero requerido contra el acero en una varilla.

Figura 54. Armado de viga (v4)



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Se debe considerar que se debe colocar una cantidad mínima y máxima de acero en los elementos los cuales se determinan de la siguiente manera:

$$A_{smin} = \frac{14,1bd}{f_y}$$

Donde:

b = base del elemento (cm)

d = distancia desde el extremo a tensión a las fibras de compresión (cm)

f_y = esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²)

$$A_{smax} = bd * 0,5 * 0,85 \frac{f'_c}{f_y} 0,85 * \frac{6\ 090}{f_y + 6\ 090}$$

Donde:

$f'c$ = resistencia a compresión del concreto (kg/cm²)

Fy = esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²)

$$A_{smin} = \frac{14,1 * 20 * 35,21}{4\ 200} = 2,36\ cm^2$$

$$A_{smax} = 20 * 35,27 * 0,5 * 0,85 \frac{280}{4\ 200} 0,85 * \frac{6\ 090}{4\ 200 + 6\ 090} = 10,04\ cm^2$$

2.2.4.5.2. Refuerzos cortantes

Se debe determinar la cantidad de esfuerzo cortante que el concreto puede soportar el concreto. Se determina de la siguiente manera:

$$V_c = 0,53\sqrt{f'c}bd * 0,85$$

Donde:

b = base del elemento (cm)

d = distancia desde el extremo a tensión a las fibras de compresión (cm)

$f'c$ = resistencia a compresión del concreto (kg/cm²)

$$V_c = 0,53\sqrt{280} * 20 * 35,21 * 0,85 = 6\ 030,64kg$$

Para determinar el espaciamiento requerido se utiliza la siguiente fórmula:

$$S = \frac{AsFyd}{Va - Vc}$$

Donde:

As = área de acero (cm²)

Fy = esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²)

Va = cortante actuante (kg)

Vc = cortante resistente del concreto (kg)

$$S = \frac{0,95 * 4\ 200 * 35,21}{8\ 900,225 - 6\ 030,64} = 48,96\ cm$$

También se debe considerar el espaciamiento máximo que se basa en las siguientes condiciones:

Tabla LXXIX. **Espaciamientos máximos de estribos**

V_s	s máximo, mm		
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/2$	$3h/4$
		600	
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/4$	$3h/8$
		300	

Fuente: American Concrete Institute. ACI 318-14. p. 155.

$$S_{minsc} = \frac{35,21}{2} = 17,60\ cm$$

$$S_{minsc} = \frac{35,21}{4} = 8,80\ cm$$

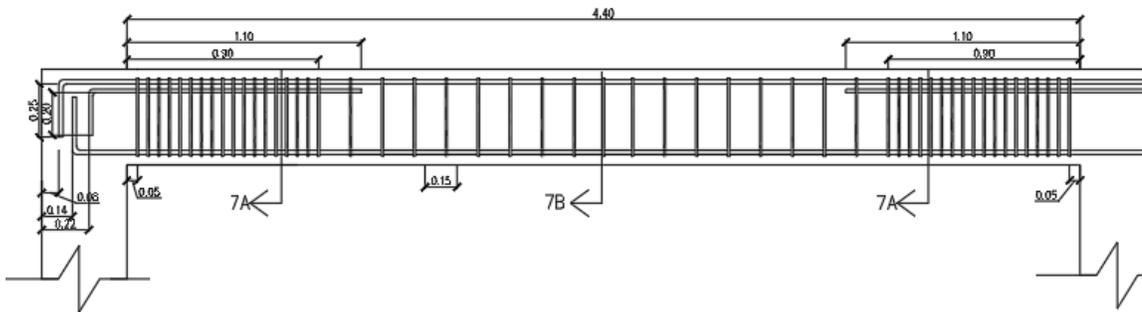
Además, se debe tomar en cuenta la sección 18.4.2.4 del ACI para confinamiento de las vigas el cual dice:

Confinamiento cerrado en ambos extremos con una longitud de $2h$. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor.

- $d/4$
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinadas de menor diámetro
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento
- 300 mm

Por lo cual la configuración de la viga quedaría de la siguiente manera:

Figura 55. **Refuerzo a corte V4**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.4.6. Análisis de esfuerzos mampostería

Se utilizará el método simplificado para el diseño de mampostería, el cual toma en cuenta que toda la estructura se comportara como una sola por tener un

diafragma rígido, cada uno de los muros soportaran una cierta cantidad de esfuerzos dependiendo de su rigidez. Las características del edificio son las siguientes:

Altura primer nivel $h_1 = 3 \text{ m}$

Altura segundo nivel $h_2 = 3 \text{ m}$

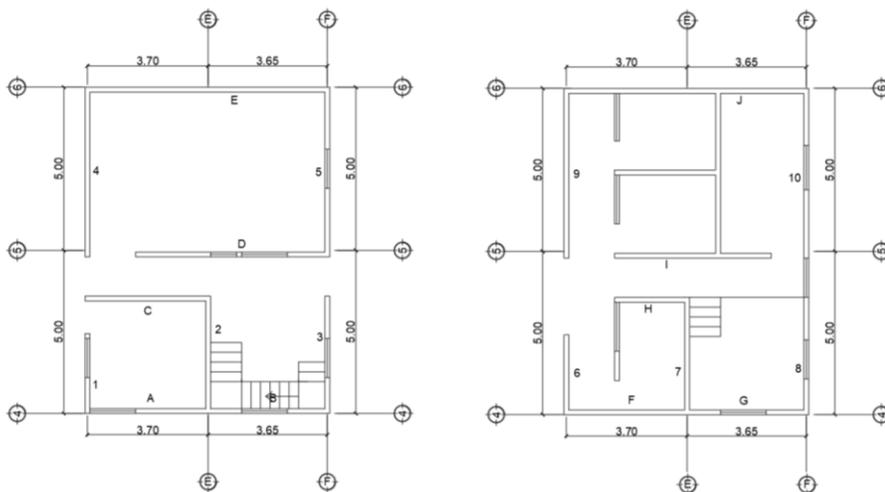
Grosor de muro = 0,15 m

Peso unidad = 12 kg

Espesor de losa = 11 cm

Unidades por metro cuadrado = 12,5

Figura 56. **Planta de área administrativa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.4.6.1. Centros de masa losas

Se deberá determinar los centros geométricos de cada una de las plantas, se utiliza la siguiente formula:

$$Cx = lx/2$$

Donde:

Cx = centro en x

lx = largo en x (m)

$$Cx = \frac{7,5}{2} = 3,75$$

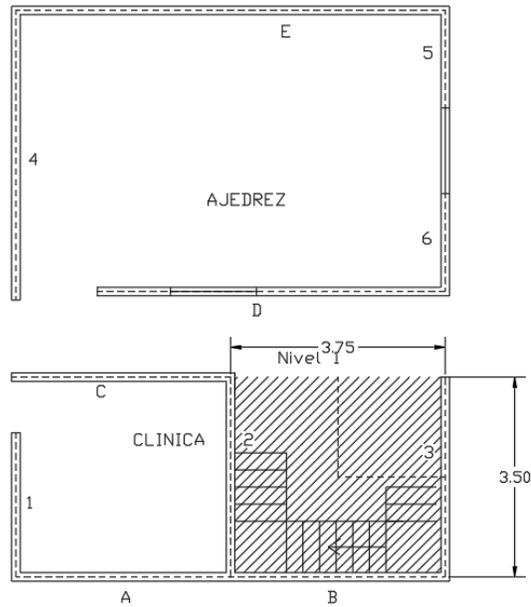
Tabla LXXX. Centros geométricos

1er Nivel (m)	
X	Y
7,35	9,85
2do Nivel (m)	
X	Y
7,35	9,85

Fuente: elaboración propia.

Se debe determinar todos los pozos de luz que tendrá la estructura y determinar su centro geométrico. Y ubicarlo dentro del plano.

Figura 57. **Pozo de luz primera planta**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Tabla LXXXI. **Pozos de luz**

Pozo de luz primer nivel			
X	Y	Cx	Cy
3,65	3,45	5,52	1,72

Fuente: elaboración propia.

Ya que el segundo nivel no tendrá pozos de luz no se determina.

Se debe determinar el peso total de la losa, por medio de la siguiente fórmula:

$$Pl = (h * pc + S + V) * (At - (Ap1 + Apn))$$

Donde:

h = altura de losa (m)

pc = peso específico del concreto (kg/m^3)

A_t = área total de planta (m^2)

A_{p1} = área de pozo de luz 1 (m^2)

A_{pn} = área de pozo de luz n (m^2)

$$Pl = (0,11 * 2\,400 + 35 + 300 + 25 + 44 + 60) * ((7,35 * 9,85) - (3,65 * 3,45)) \\ = 43\,538,04 \text{ kg}$$

Se debe determinar el centro de la losa utilizando la siguiente fórmula:

$$C_{mx} = \frac{A_t * cx - (A_{p1} * cx_1 + A_{pn} * cx_n + \dots)}{A_t - (A_{p1} + A_{pn} + \dots)}$$

Donde:

A_t = área total de planta (m^2)

cx = centro geométrico losa (m)

A_{p1} = área de pozo de luz 1 (m^2)

Cx_1 = centro de pozo de luz 1 (m)

A_{pn} = área de pozo de luz n (m^2)

Cx_n = centro de pozo de luz n (m)

$$C_{mx} = \frac{(7,35 * 9,85) * (3,675) - ((3,65 * 3,45) * 5,52)}{(7,35 * 9,85) - (3,65 * 3,45)} = 3,287$$

Por lo cual los centros de losa quedan de la siguiente manera:

Tabla LXXXII. **Centro de masa losa nivel 1**

CENTRO LOSA		
PESO LOSA	X	3,287
43 538,04	Y	5,600

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXXIII. **Centro de masa losa nivel 2**

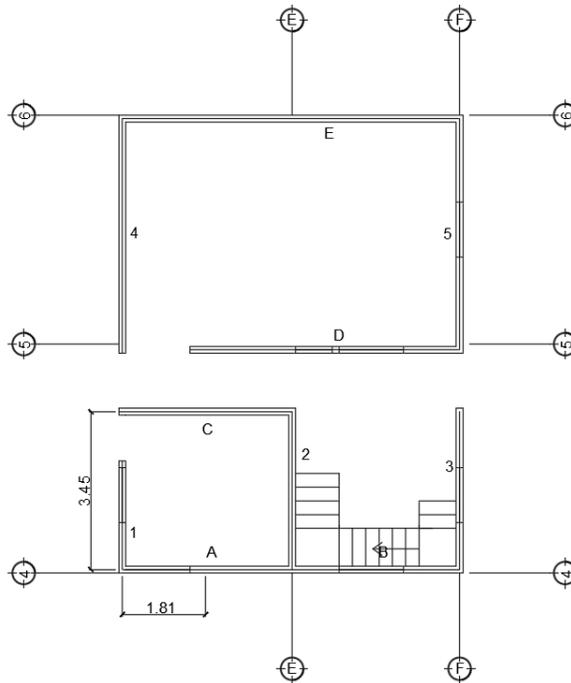
CENTRO LOSA		
PESO LOSA	X	3,675
45 827,6125	Y	4,925

Fuente: elaboración propia.

2.2.4.6.2. Análisis de muros

Se determinará el centro del muro C, este mismo procedimiento se deberá repetir para cada uno de los muros. Se deberá determinar el centroide del muro.

Figura 58. Centro de muro C



Fuente: elaboración propia, empleado AutoCAD.

El centroide del muro sería $x = 1,81$, $y = 3,45$ y una longitud de $3,775$ m

Se determina el peso del muro se utilizará la siguiente formula:

$$P = Lm * h * pm * um$$

Donde:

Lm = longitud de muro (m)

h = altura de muro (m)

pm = peso de unidad de mampostería (kg)

um = unidad por metro cuadrado

$$P = 3,775 * 3,0 * 12 * 12,5 = 1\ 698,75\ kg$$

Se deberá determinar el peso de cada uno de los muros de la estructura separados por nivel.

Para determinar el centro de masa de muro se determina utilizando todos los muros del nivel y la siguiente fórmula:

$$C_{mxx} = \frac{P_1 * x_1 + P_n * x_n + \dots}{\sum P}$$

Donde:

P1 = peso de muro 1 (kg)

X1 = centro de muro 1 en x (m)

Pn = peso de muro n (kg)

Xn = centro de muro n en x (m)

P = sumatoria de pesos de muros (kg)

Tabla LXXXIV. **Centro de masa de muros**

Primer nivel	
Cmmx	Cmmy
3,71	4,63
Segundo nivel	
Cmmx	Cmmy
3,57	5,13

Fuente: elaboración propia.

Luego de la determinación de los centros de masa de muros y losas se deben combinar.

Utilizando el mismo método que se utilizara para determinar el centro de cada uno de los elementos. Por lo cual la fórmula para centros en el eje x quedaría de la siguiente manera:

$$C_{mcx} = \frac{3,674 * 19\ 743,75 + 3,287 * 35\ 823,19}{19\ 743,75 + 35\ 823,19} = 3,424$$

Tabla LXXXV. **Centros combinados de masa**

Primer nivel	
Cmcx	Cmcy
3,419	5,297
Segundo nivel	
Cmcx	Cmcy
3,64	5,00

Fuente: elaboración propia.

2.2.4.6.2.1. Rigidez de muros

Para la determinación de las rigideces de los muros se debe tomar varias consideraciones, como las longitudes las cuales no deben ser menores a 1,2 m esto se debe que muros de menor longitud no proporcionan una rigidez suficiente para aportar al sistema.

Los muros deben ser continuos si la estructura es de más de un nivel de alto. Esto quiere decir que el muro del segundo nivel tendrá que tener una contraparte en la planta inferior para transmitir esfuerzos

También se debe considera las aperturas de los muros, los cuales deben representar al menos un 20 % del muro para poder considerarlas como insignificantes, de otra forma se deberá dividir el muro.

A diferencia de los centros de masa de muros, solo deberán considerarse los muros que aporten al sistema cuando se realiza el análisis.

Para la determinación de la rigidez de cada uno de los muros se utilizará la siguiente formula:

$$K = \frac{1}{0,4(h/l)^3 + 0,3(h/l)}$$

Donde:

h = altura de muro (m)

l = longitud de muro (m)

K = rigidez de muro

$$K_c = \frac{1}{0,4(3/3,78)^3 + 0,3(3/3,78)} = 2,277$$

Para la determinación del centro de rigidez del nivel se utiliza la siguiente fórmula:

$$Ckx = \frac{Kc * xc + Kn * xn}{\sum K}$$

Donde:

K_c = rigidez de muro c

X_c = centroide de muro en x (m)

K_n = rigidez de muro n

X_n = centroide de muro en x (m)

K = rigidez de muro

Tabla LXXXVI. **Centros de rigidez**

Primer nivel	
C _{kx}	C _{ky}
3,65	5,15
Segundo nivel	
C _{kx}	C _{ky}
3,66	5,16

Fuente: elaboración propia.

2.2.4.6.2.2. Excentricidad

La excentricidad tiene un límite de máximo de 20 %, además se le debe agregar una excentricidad accidental que implica ser 5 %. Para determinar la excentricidad de la configuración se utiliza la siguiente fórmula:

$$K_{cx} = |ckx - cmx| + 0,05 * Lx$$

Donde:

K_{cx} = excentricidad de configuración x

ckx = centro de rigidez x (m)

cmcx =centro de masa combinado x (m)

Lx = longitud x (m)

$$Kcx = |3,57 - 3,424| + 0,05 * 7,5 = 0,52$$

Tabla LXXXVII. **Excentricidad de muros**

Primer nivel	
Kcx	Kcy
0,60	0,64
Segundo nivel	
Kcx	Kcy
0,39	0,65

Fuente: elaboración propia.

Se debe comprobar que la excentricidad configuración sea menor a la excentricidad máxima, si esta es mayor se deberá utilizar la excentricidad máxima como excentricidad de diseño. Para este proyecto la excentricidad máxima de 20 % es $K_{xmx} = 1,47$ y $K_{xmy} = 1,970$.

2.2.4.6.2.3. **Momento polar**

Para la determinación de se deberá utilizar el centro de rigidez y los centroides de los muros. Para el momento polar en cada muro se utilizará la siguiente fórmula:

$$Mj = K(x - Ckx)^2$$

Donde:

K_c = rigidez de muro

X = centroide de muro (m)

C_{kx} = centro de rigidez (m)

$$M_{jc} = 2,277(1,81 - 3,57)^2 = 7,053$$

Se deben sumar todos los momentos polares en ambos sentidos de trabajo (x,y) por lo cual el valor $J = 118,931$.

2.2.4.6.2.4. Corte basal

El factor C_s ya se calculó en capítulos anteriores para esta estructura por el cual se sabe que el valor de $C_s = 0,198$, por lo cual para determinar el corte basal de la estructura en su base se determina utilizando:

$$V = C_s W$$

Donde:

C_s = coeficiente sísmico al límite de cedencia

W = peso muerto (kg)

V = corte basal (kg)

$$V = 0,198 * 133\ 851,53 = 26\ 502,603\ kg$$

La fuerza por nivel se determina utilizando la siguiente fórmula:

$$F = \frac{Wh * V}{\sum Wh}$$

Donde:

F = fuerza por nivel (kg)

W = peso del nivel (kg)

V = corte basal (kg)

h = altura del nivel desde la base (m)

$$F1 = \frac{63\,248,04 * 3 * 26\,502,60}{3 * 63\,248,04 + 6 * 70\,603,49} = 8\,198,56 \text{ kg}$$

$$F2 = \frac{70\,603,49 * 6 * 26\,502,60}{3 * 63\,248,04 + 6 * 70\,603,49} = 18\,304,04 \text{ kg}$$

2.2.4.6.2.5. Cargas en muros

Para el cálculo de las cargas se debe determinar las cargas causadas por el sismo y las cargas axiales. Para la determinación de las cargas causadas por sismo se debe determinar el momento de torsión, el cual se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$Mt = Kdx(F1 + F2)$$

Donde:

Kdx = excentricidad de diseño

F1 = fuerza nivel 1 (kg)

F2 = fuerza nivel 2 (kg)

Se debe tomar en cuenta que las fuerzas se colocaran únicamente las que actúan en el nivel, esto quiere decir que para el segundo nivel la única fuerza que actuará será la F2.

$$Mtx = 0,52(7\ 343,55 + 14\ 582,88) = 11\ 302,1$$

Tabla LXXXVIII. **Momentos de torsión**

Primer nivel	
Mtx	Mty
15 821,7	16 895,2
Segundo nivel	
Mtx	Mty
7 123,12	11 947,71

Fuente: elaboración propia.

La carga lateral se determina a la capacidad que cada muro tiene de soportar cargas. Para cada muro la fórmula por utilizar es la siguiente:

$$Cl = 1,33k * \frac{F1 + F2}{\sum k}$$

Donde:

K = rigidez de muro

F1 = fuerza en primer nivel (kg)

F2 = fuerza en segundo nivel (kg)

Se debe considerar los mismo que en la determinación del momento de torsión solo se utilizaran las fuerzas que actúan sobre el muro.

$$Clc = 1,33 * 2,191 * \frac{8\,198,56 + 18\,304,04}{18,041} = 4\,280,26 \text{ kg}$$

La carga de torsión se determinará de la siguiente manera:

$$Ct = Mt * k * dc / \sum J$$

Donde:

Mt = momento de torsión (kg-m)

K = rigidez de muro

Dc = distancia del centroide al centro de rigidez (m)

J = sumatoria de momento de rigidez

$$Ctc = 15\,821,7 * 2,191 * \frac{(3,65 - 1,85)}{118,931} = -524,19 \text{ kg}$$

La carga total del muro se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$Ctotal = Clc + Ctc + Cn2$$

Donde:

Ctotal = carga total del muro (kg)

Clc = carga lateral (kg)

Ctc = carga de torsión (kg)

Cn2 = carga total nivel 2 (kg)

Se debe considerar que las cargas del nivel 2 solo se agregan si el muro tiene continuidad. También se debe considerar que la carga de torsión solo se utilizar si añade a las cargas totales, si esto no se cumple esta carga se debe omitir.

$$C_{total} = 4\,280,26 + 1\,527,67 = 5\,807,94 \text{ kg}$$

Momento actuante se determina de la siguiente forma:

$$M_{ac} = C_{total} * h$$

Donde:

Ctotal = carga total (kg)

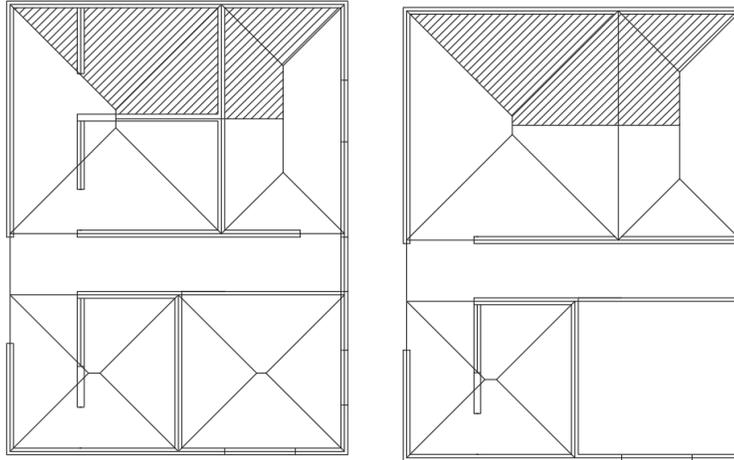
h = altura del nivel (m)

$$M_{acc} = 5\,807,94 * 3 = 17\,423,81 \text{ kg} - m$$

2.2.4.6.2.6. Carga axial

Para la determinación de la carga axial se deberá determinar los pesos que se le transmitirán al muro. Se debe analizar el muro más crítico por lo cual el muro por analizar el muro E.

Figura 59. **Áreas tributarias de muro crítico**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

El área tributaria del muro es 17,60 m², por lo cual para la determinación de la carga de cada nivel se deberá utilizar la fórmula siguiente:

$$P = Q * A$$

Donde:

Q = carga distribuida (kg/m)

A = área tributaria (m²)

Para analizar la capacidad del muro se deberá determinar la carga total que se dirige a la parte más baja del muro por lo cual se deberá tomar en cuenta todos los niveles. Las cargas totales quedarían de la siguiente manera:

Tabla LXXXIX. **Cargas de muro**

Tipo	Cargas (Kg/m)
Losa	1 264,32
Relleno	143,67
Contrapiso	210,43
Piso	59,86
Muros	1 146,89
vigas	130,61
Sobrecarga	167,61
Mt	3 123,39
v	1 197,28
Ar	215,51

Fuente: elaboración propia.

Tabla XC. **Combinaciones de cargas de muro**

Combinación de cargas	Cargas (kg/m)
CR1	4 372,76
CR2	6 083,81
CR3	5 602,50
CR4	6 194,70
CR5	5 622,10

Fuente: elaboración propia.

2.2.4.6.2.7. Esfuerzos

Para el análisis de esfuerzos se tomará como base el muro E. El muro tiene unas cargas totales de 45 531,04 kg y un momento de 58 539,46 kg-m. las dimensiones del muro es de 7,35 m Para la determinación de los esfuerzos dentro del muro se deberá determinar el módulo de sección y el área neta de muro. Para la determinación del módulo de sección se utiliza la siguiente fórmula:

$$S_n = \frac{b * d^2 * 0,6}{6}$$

Donde:

S_n = módulo de sección (cm^3)

b = base del muro (cm)

d = espesor del muro (cm)

$$A_n = b * d * 0,6$$

Donde:

A_n = área neta (cm^2)

b = base del muro (cm)

d = espesor del muro (cm)

$$S_n = \frac{735 * 15^2 * 0,6}{6} = 16\ 537,5\ cm^3$$

$$A_n = 735 * 15 * 0,6 = 6\ 615\ cm^2$$

Para determinar el esfuerzo se termina por medio de las siguientes fórmulas. Para determinar el esfuerzo axial se determina:

$$Fa = P/An$$

Donde:

Fa = esfuerzo axial (kg)

P = peso total (kg)

An = área neta (cm²)

Para determinar el esfuerzo flexionante se utiliza la siguiente ecuación:

$$Fb = M/Sn$$

Donde:

Fb = esfuerzo flexionante (kg/cm²)

M = momento actuante (kg-cm)

Sn = módulo de sección (cm³)

Se deben determinar los muros críticos, deberán ser muros a corte y muros a flexión. Para la carga axial se deberá utilizar el muro que soporte mayor carga. Por lo cual los esfuerzos máximos son los siguientes:

$$FaE = \frac{45\,531,04}{6\,615} = 6,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$FbE = \frac{5\,853\,946}{16\,537,5} = 353,98 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo cual se utilizará un block clase B de acuerdo con el esfuerzo axial.

2.2.4.7. Diseño de mampostería reforzada

Para el cálculo del acero horizontal se deberá utilizar el valor del muro crítico a corte, por lo cual para la determinación del acero se utilizará la siguiente fórmula:

$$A = \frac{VS}{dfs}$$

Donde

V = corte actuante (kg)

S = separación del acero (cm)

d = base del muro (cm)

fs = resistencia a fluencia del acero (kg/cm²)

$$A = \frac{45\,531,04 * 140}{735 * 4\,200} = 2,06 \text{ cm}^2$$

Con esta área de acero quedaría como 2 var No.4 @ 140 cm.

Para la determinación del acero vertical en este muro se utilizará que 1/3 de acero horizontal se deberá utilizar para el acero vertical quedando como; 0,68 cm² cada 140 cm. Por lo cual quedaría 2 No. 3 @ 2,5 m.

Se debe comprobar que en ambos lados se cumpla con la cuantía mínima la cual es 0,15 % del refuerzo horizontal. Por lo cual el acero mínimo para acero horizontal es 6,75 cm² y para acero vertical la cuantía mínima es 0,07 % por lo

cual la cantidad de acero es 7,7175 cm². De acuerdo con estos parámetros el muro no cumple por lo cual se deberá utilizar el acero mínimo.

También se debe tomar en cuenta que la norma NSE7 nos da las configuraciones mínimas para cada refuerzo, las cuales son las siguientes.

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

Tipo de solera	Refuerzo mínimo
Hidrófuga	4 No. 3; Estribos No. 2 a 200 mm
Intermedia	2 No. 3; Estribos No. 2 a 200 mm
Entrepiso	4 No. 3; Estribos No. 2 a 200 mm
Superior ^(a)	4 No. 3; Estribos No. 2 a 200 mm

^(a) Para edificaciones de un nivel cuya área de construcción no exceda de 70 m², la solera superior podrá reforzarse con 3 barras No. 3 y estribos No. 2 a 200 mm.

Fuente: AGIES. NSE-7.4. p. 19.

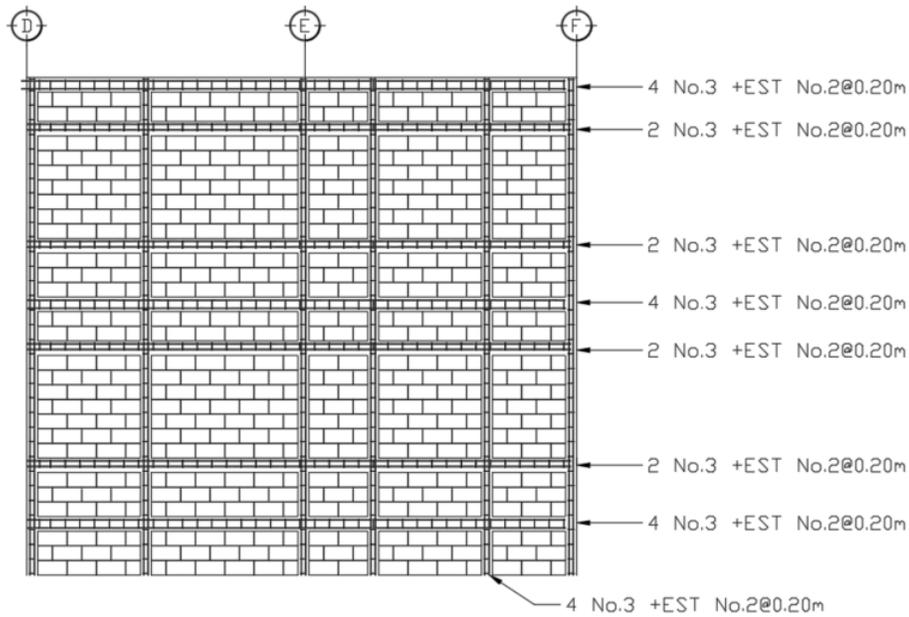
Tabla XCII. **Refuerzo vertical mínimo para edificaciones de dos niveles**

No. del nivel	Refuerzo vertical mínimo	
	Tipo A	Tipo B
2º. Nivel	4 No. 3	2 No. 3
1º. Nivel	4 No. 4	2 No. 3

Fuente: AGIES. NSE-7.4. p. 20.

Otro parámetro que se debe tomar en cuenta es la longitud máxima entre los refuerzos verticales el cual es $h/2$ o 2,4 m se deberá elegir el menor de los dos parámetros. Haciendo estos cambios el muro queda de la siguiente manera:

Figura 60. **Configuración muro 4**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Para determinar los refuerzos en un muro sometido a esfuerzos de flexión se deberán determinar una serie de parámetros:

$$n = E_s/E_m$$

Donde:

n = relación modular

E_s = módulo de elasticidad acero

E_m = módulo de elasticidad mampostería

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nFb}}$$

Donde:

K = factor

Fs = 0,5 Fy

Fb = esfuerzo resistente de la mampostería*

N = relación modular

$$J = 1 - \frac{k}{3}$$

Donde:

K=factor

J= factor

$$n = \frac{2\,030\,000}{26\,250} = 77,33$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{2\,100}{77,33 * 35}} = 0,56$$

$$J = 1 - \frac{0,56}{3} = 0,81$$

Para determinar la cuantía vertical requerida en el muro a flexión se utilizará la siguiente fórmula:

$$\rho = \frac{M}{(F_s * d * l^2 * J)}$$

Donde:

ρ = cuantía

M = momento actuante (kg-m)

$F_s = 0,5 F_y$ (kg/cm²)

d = espesor (cm)

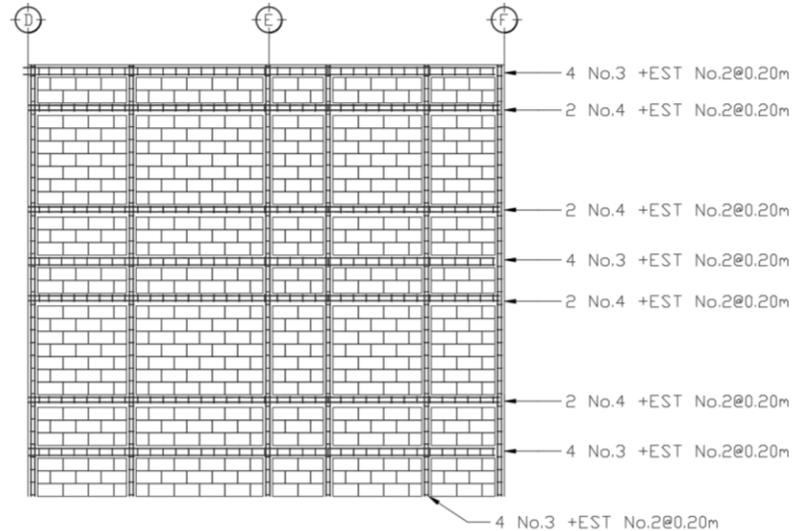
l = longitud (cm)

J = factor

$$\rho = \frac{5\,853\,946}{0,5 * 4\,200 * 15 * 735^2 * 0,81} = 0,00042$$

Por lo cual la cuantía por utilizar sería 0,00042, queda un área de acero necesaria de 4,63 cm², quedando la siguiente configuración:

Figura 61. **Configuración final muro 4**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.4.8. **Diseño de cimentaciones**

En el diseño de las cimentaciones se debe considerar que solo generar esfuerzos axiales. Por lo cual para el diseño se utilizará las siguientes combinaciones de carga:

Tabla XCIII. **Combinaciones cimentaciones**

Combinación	Carga
CCS1	M+V
CCS2	M+V+Ar
CCS3	M+0.7Sv+V+-07Sh
CCS4	M+-0.7Sh

Fuente: elaboración propia.

Por lo cual las cargas distribuidas para el muro E son las siguientes:

Tabla XCIV. **Cargas distribuidas muro E**

Tipo	Cargas (Kg/m)
Losa	1 264,32
Relleno	143,67
Contrapiso	210,43
Piso	59,86
Muros	1 146,89
Vigas	130,61
Sobrecarga	167,61
Mt	3 123,39
V	1 197,28
Ar	215,51

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCV. **Combinación de cargas muro E**

Combinación	Carga (kg)
CCS1	31 756,92
CCS2	33 340,92
CCS3	36 233,52
CCS4	26 974,37

Fuente: elaboración propia.

Por la carga distribuida se tomará de acuerdo con la combinación CCS3 quedando una carga de 4,929 T/m. Para el predimensionamiento del cimiento se utilizará la siguiente fórmula:

$$q_{adm} = \frac{400,038}{3} = 133,346 \text{ Ton/m}^2$$

$$B = C/q_{adm}$$

Donde:

B = base de la cimentación (m)

C = carga distribuida (t/m)

Qadm = capacidad soporte(T/m²)

$$B = \frac{4,929}{133,346} = 0,04 \text{ m}$$

Por lo cual se dejará una cimentación de 0,3 m. Para determinar el recubrimiento necesario se utilizará la siguiente ecuación:

$$d = \frac{C \left(\frac{B - A}{2} - rec \right)}{C + 0,53 \sqrt{f'c}}$$

Donde:

C = carga distribuida/base de la cimentación (kg/m)

B = base de la cimentación (m)

A = ancho de muro (m)

Rec = recubrimiento de acero (m)

$f'c$ = resistencia a compresión del concreto (kg/cm²)

$$d = \frac{16\,430 \left(\frac{0,3 - 0,15}{2} - 0,075 \right)}{16\,430 + 0,85 * 0,53\sqrt{210}} = 0$$

Por lo cual las dimensiones de altura mínimas de la cimentación serán 15 cm.

Se deberá determinar el momento actuante sobre el cimiento, para determinar este momento se utilizará la siguiente fórmula:

$$Mu = \frac{C * lc^2}{2}$$

Donde:

Mu = momento último (kg-m)

C = carga distribuida/base de la cimentación (kg/m)

Lc = (B-A)/2 (m)

$$Mu = \frac{16\,430 * 0,075^2}{2} = 0,046 T - m$$

Para la determinación el acero de refuerzo se utilizará siguiente formula:

$$As = (bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mub}{0,003825f'c}}) \frac{0,85f'c}{fy}$$

Donde:

b = ancho unitario (cm)

d = recubrimiento (cm)

Mu = momento ultimo (kg-m)

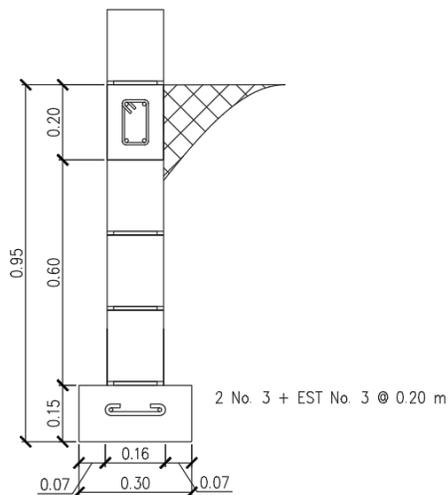
F'c = resistencia a compresión (kg/cm²)

Fy = límite de fluencia del acero (kg/cm²)

$$A_s = \left(100 * 7,5 - \sqrt{(7,5 * 100)^2 - \frac{25 * 100}{0,003825 * 210}} \right) \frac{0,85 * 210}{2800} = 0,16 \text{ cm}^2$$

Esto significa que se deberá utilizar el acero por temperatura para el refuerzo, el cual es el 0,2 % de la sección analizar quedando una configuración de 2 N.3 + Esl N.2 0,20 m.

Figura 62. **Configuración cimiento corrido**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

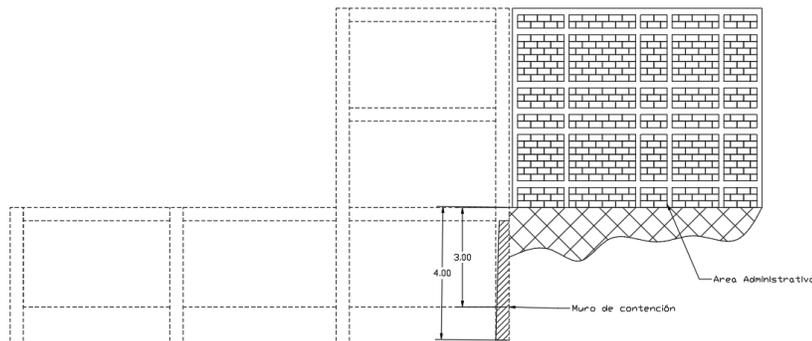
2.2.5. Análisis de muros de contención semisótano

A causa del desnivel que se encuentra entre área deportiva y el área administrativa se deberá colocar un muro de contención generará un semisótano dentro del proyecto.

2.2.5.1. Determinación de esfuerzos en el suelo

Se debe considerar que el muro de contención soporta la carga distribuida del área administrativa junto al peso del suelo.

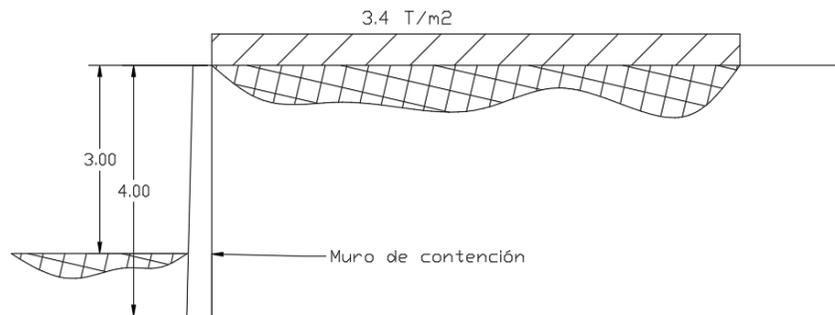
Figura 63. Diagrama de muro de contención



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Utilizando una combinación de carga CR2 quedan las siguientes cargas distribuidas:

Figura 64. **Carga distribuida muro de contención**

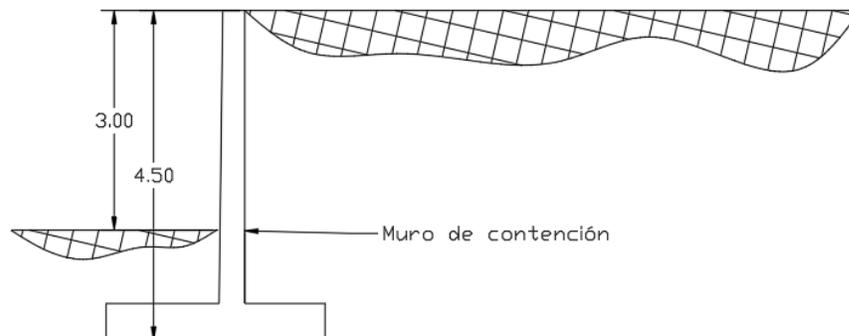


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.5.2. **Determinación de tipo de muro de contención**

Por las dimensiones del lugar se deberá utilizar un muro de contención tipo voladizo, el cual estará en conjunto con la cimentación del área deportiva. Dependiendo de los esfuerzos encontrados se deberá determinar las dimensiones finales y refuerzos.

Figura 65. **Tipo de muro de contención**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.5.3. Diseño de muro de contención

Se debe determinar el diseño del muro se deberá realizar un predimensionamiento, como primer parte se tomará un ancho mínimo de 30 cm en la cresta del muro. Luego se deberá determinar la base, esto se determinará con la siguiente fórmula:

$$B = 0,5H$$

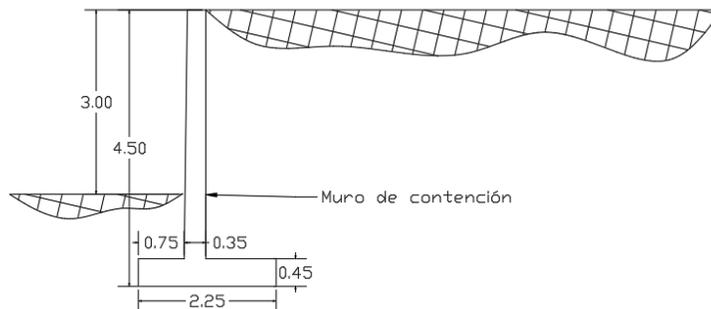
Donde:

H = altura hasta la cimentación (m)

$$B = 0,5 * 4,5 = 2,25m$$

Luego se deber determinar la puntera del muro se tomará un B/3 quedando una distancia de 0,75 m. Luego se deberá determinar el espesor de los cimientos, con las siguiente expresiones H/10 o H/12, quedando un promedio de 0,4125 cm aproximándolo al siguiente mayor quedaría 0,45 cm Además se deberá considerar que el espesor de la base del muro será lo mismo que d donde es el espesor del cimiento menos el recubrimiento. Por lo cual las dimensiones preliminares serán:

Figura 66. **Predimensionamiento de muro de contención**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Se deberá determinar los esfuerzos la cortina, pero antes de realizar ese análisis se deberá determinar el coeficiente activo de ranking, con la siguiente fórmula:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\theta}{2}\right)$$

Donde:

θ = ángulo de fricción interna

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{27,65}{2}\right) = 0,366$$

Para determinar la fuerza que actúa sobre el muro se utilizará la siguiente fórmula:

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a + Q K_a$$

Donde:

Ka = coeficiente activo

H = altura de suelo hasta cimiento (m)

Q = carga distribuida, e puntal (kg/m)

$$Pa = \frac{1\,420 * 4,5^2}{2} 0,366 + 23\,023,12 * 0,366 = 13\,688,62 \text{ kg}$$

Luego se deberá determinar el corte resistencia de la sección del muro. Se determinará de la siguiente manera:

$$Vc = 0,53\sqrt{f'c}bd * 0,85$$

Donde:

d = base del elemento (cm)

d = distancia desde el extremo a tensión hasta las fibras de compresión (cm)

f'c = resistencia a compresión del concreto (kg/cm²)

$$Vc = 0,53\sqrt{280} * 100 * 25 * 0,85 = 18\,845,77 \text{ kg}$$

2.2.5.3.1. Cálculo de estabilidad

Se deberá determinar las fuerzas actuantes sobre el muro y sus componentes verticales, se deberá utilizar la fuerza actuante ya calculada de Pa. Por lo cual para determinar las fuerzas verticales y horizontales se utilizará:

$$Pah = Pa \cos b$$

$$P_{ah} = P_a \text{Sen} b$$

Donde:

P_a = fuerza activa (kg)

b = ángulo de inclinación de la superficie del suelo respecto del horizonte

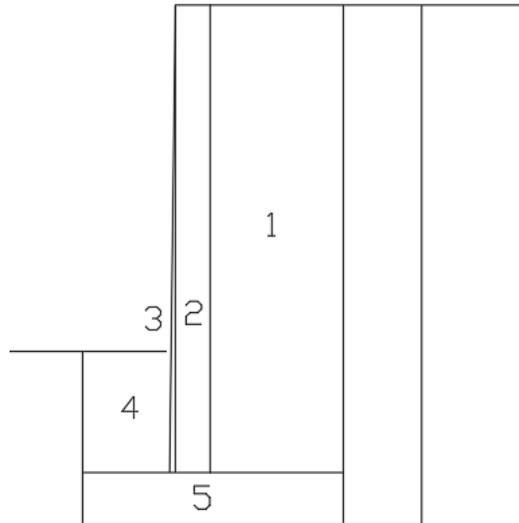
$$P_{ah} = 13\,688,62 * \text{Cos}(0) = 13\,688,62 \text{ kg}$$

$$P_{ah} = 13\,688,62 * \text{Sen}(0) = 0 \text{ kg}$$

Estas fuerzas estarán actuando a $H/3$, se debe tomar en cuenta que si se cuenta con un desnivel en el terreno entonces se deberá tomar en cuenta como $H'/3$ donde H' es la altura más el desnivel.

Además de estas fuerzas se deberá determinar las fuerzas causadas por el peso propio de y tierra del elemento quedando áreas de la siguiente manera:

Figura 67. **Áreas de pesos de muro de contención**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Cada una de las áreas va a estar dirigiendo su peso en su centroide. Para determinar el brazo se determina de izquierda a derecha. Queda la información de la siguiente manera:

Tabla XCVI. **Peso de muro de contención**

Porción	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento resistente (kg-m)
1	$1,15 \cdot 4,05 \cdot 1\ 420 = 6\ 613,65$	1,67	11\ 044,80
2	$0,30 \cdot 4,05 \cdot 2\ 400 = 2\ 916$	0,95	2\ 770,2
3	$0,05 \cdot 4,05 / 2 \cdot 2\ 400 = 243$	0,78	189,54
4	$0,75 \cdot 1,05 \cdot 1\ 420 = 1\ 118,25$	0,37	43,75
5	$2,25 \cdot 0,45 \cdot 2\ 400 = 2\ 430$	1,12	2\ 721,6
Total	13\ 320,90		16\ 769,89

Fuente: elaboración propia.

Se deberá determinar el coeficiente de fricción utilizando la siguiente fórmula:

$$S = 0,7 \tan \theta$$

Donde:

θ = ángulo de fricción interna

$$S = 0,7 \tan 27,65 = 0,366$$

Se deberán determinar la fuerza resistente a deslizamiento del muro en base al coeficiente de fricción y el peso total:

$$F_v = 0,366 * 13\,320,90 = 4\,875,44$$

Se deberá determinar el momento actuante a causa de la fuerza activa horizontal quedando:

$$13\,688,62 * 1,5 = 20\,532,93 \text{ kg} - \text{m}$$

Para determinar si el muro cumple se deberá determinar si el factor de seguridad es mayor a 1,5, si no se cumple se deberá determinar nuevas dimensiones. Para determinar el factor se utilizará:

$$F_s = \frac{Mr}{v}$$

$$F_s = \frac{F_v}{Pah}$$

Donde:

Mr = momento resistente (kg-m)

Mv = momento actuante (kg-m)

Fv = fuerza resistente a deslizamiento (kg)

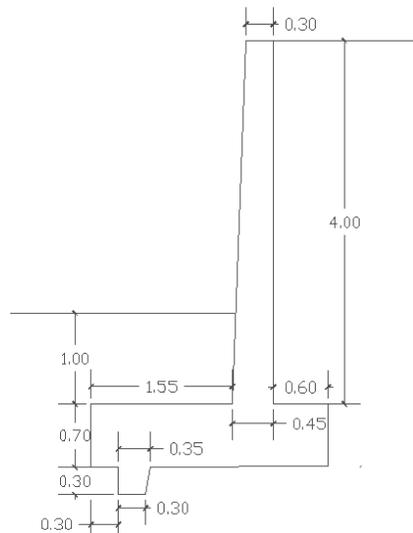
Pah = fuerza activa actuante (kg)

$$F_s = \frac{16\,769,89}{20\,532,93} = 0,81$$

$$F_s = \frac{4\,875,44}{13\,688,62} = 0,36$$

Ya que ninguno cumple se deberá redimensionar el muro, se realizó los mismos pasos quedando el elemento siguiente:

Figura 68. **Medidas muro de contención**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Se debe considerar para este diseño se debió utilizar el empuje pasivo del cimientto y el talón para tener la fuerza mínima para contrarrestar el empuje activo. Para determinar la fuerza pasiva se determina de la siguiente manera:

$$Ep = \frac{1}{2} * \gamma * (hf^2 - hf'^2) * \frac{1 + \text{sen}\theta}{1 - \text{sen}\theta}$$

Donde:

γ = peso de suelo (kg/m³)

hf = altura hasta la base del cimientto (m)

hf' = altura hasta la cresta del cimientto (m)

θ = ángulo de fricción internar

$$Ep = \frac{1}{2} * \gamma * ((hf + hc)^2 - hf^2) * \frac{1 + \text{sen}\theta}{1 - \text{sen}\theta}$$

Donde:

γ = peso de suelo (kg/m³)

hf = altura hasta la base del talón (m)

hc = altura del talón (m)

θ = ángulo de fricción interna

$$Ep = \frac{1}{2} * 1\,420 * (1,7^2 - 1^2) * \frac{1 + \text{sen}(27,65)}{1 - \text{sen}(27,65)} = 3\,665,80\text{kg}$$

$$Ep = \frac{1}{2} * 1\,420 * ((2,0 + 0,30)^2 - 2^2) * \frac{1 + \text{sen}\theta}{1 - \text{sen}\theta} = 2\,502,05\text{ kg}$$

Quedando los siguientes factores de seguridad:

$$Fs = \frac{71\,149,284}{20\,532,93} = 3,46$$

$$Fs = \frac{21\,890,80}{13\,688,62} = 1,6$$

2.2.5.3.2. Esfuerzos en muro

Luego se deberá determinar los esfuerzos dentro del cimiento por lo cual se deberá determinar la excentricidad entre las fuerzas que se aplican en el cimiento, se utilizara la siguiente ecuación:

$$\bar{x} = \frac{Mr - mv}{wt}$$

Donde:

Mr = momento resistente (kg-m)

Mv = momento actuante (kg-m)

Wt = peso total de cimiento (kg)

$$\bar{x} = \frac{71\,149,284 - 20\,532,93}{42\,958,87} = 1,18\,m$$

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x}$$

Donde:

B = base de cimiento (m)

$$e = \frac{2,6}{2} - 1,18 = 0,12 \text{ m}$$

Luego se deberá determinar los esfuerzos en el suelo para determinar estos esfuerzos máximos y mínimos. Para determinar los esfuerzos se utilizará las siguientes ecuaciones:

$$Q_{max} = \frac{w}{BL} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

Donde:

W = peso total (kg)

B = base del cimiento (m)

L = longitud del cimiento (m)

e = excentricidad (m)

$$Q_{min} = \frac{w}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

Donde:

W = peso total (kg)

B = base del cimiento (m)

L = longitud del cimiento (m)

e = excentricidad (m)

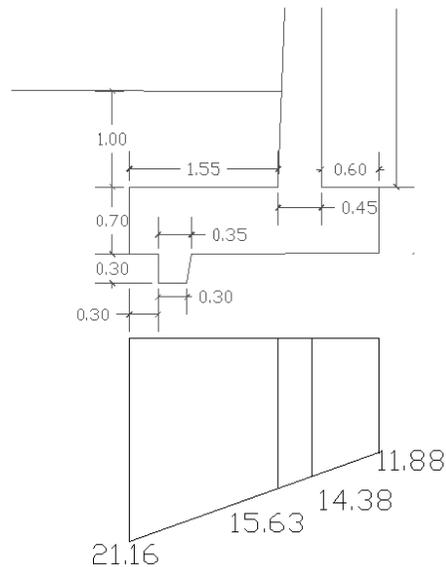
$$Q_{max} = \frac{42\,958,87}{2,6 * 1} \left(1 + \frac{6 * 0,12}{2,6}\right) = 21\,164,82 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{min} = \frac{42\,958,87}{2,6 * 1} \left(1 - \frac{6 * 0,12}{2,6}\right) = 11\,880,46 \text{ kg/m}^2$$

Luego se deberá comparar el esfuerzo máximo con la capacidad soporte del suelo, por lo cual $21,16 \text{ ton/m}^2 < 133,346 \text{ ton/m}^2$, esto significa que el suelo puede soportar los esfuerzos de la estructura.

Luego se deberá determinar los esfuerzos en las caras del muro, se realizará como una regla de tres quedando los siguientes esfuerzos:

Figura 69. **Esfuerzos en cimientos de muro de contención**

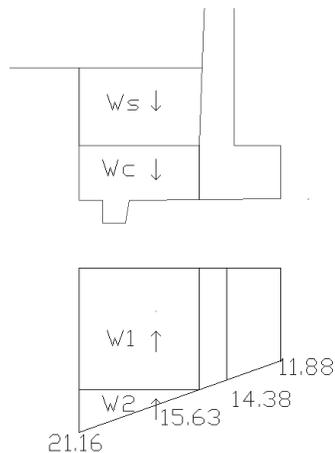


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.5.3.3. Diseño de pie

Luego se deberá determinar el peso del cimiento y suelo en el pie del cimiento quedando el siguiente peso:

Figura 70. Fuerzas puntuales



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$\begin{aligned} W_s + W_c &= 1 * 1\,420 * 1,55 * 1 + 2\,400 * 1,55 * 0,7 * 1 + 2\,400 * 0,3 * 0,3 * 1 \\ &= 5\,021 \text{ kg} \end{aligned}$$

Luego se deberá determinar el peso causados por los esfuerzos en el cimiento:

$$W_1 = 15,63 * 1,55 * 1 = 24,22 \text{ ton}$$

$$W_2 = (21,16 - 15,63) * \frac{1,55}{2} * 1 = 4,29 \text{ ton}$$

El cortante actuante se determinar con el peso y el peso de los esfuerzos quedando:

$$V_{act} + W_s + W_c = W_1 + W_2$$

$$V_{act} = 24,22 + 4,29 - 5,02 = 24,42 \text{ ton}$$

Se debe multiplicar por un factor de seguridad de 1,7 para que se determine el cortante último quedando:

$$V_{ult} = 24,42 * 1,7 = 39,94 \text{ ton}$$

Se deberá determinar el cortante resistente del concreto por lo cual se utilizará la siguiente ecuación:

$$V_c = 0,53\sqrt{f'_c}bd * 0,85$$

Donde:

b = base del elemento (cm)

d = distancia desde el extremo a tensión a las fibras de compresión (cm)

f'c = resistencia a compresión del concreto (kg/cm²)

$$V_c = 0,53\sqrt{280} * 100 * 63 * 0,85 = 47\,491,33\text{kg}$$

Comprobando que el pie soporta el esfuerzo actuante. Luego se deberá determinar el esfuerzo por flexión, se deberá determinar el momento causados por los esfuerzos dentro del pie quedando:

$$Mu_{ros} = 1,7((s + wc) * lsc - w1 * l1 - w2 * l2)$$

Donde:

Mu ros = momento último en rostro (T-m)

ws = peso de suelo (T)

wc = peso propio del cimiento (T)

lsc = brazo del suelo y cimiento (m)

w1 = peso por esfuerzo 1 (T)

l1 = brazo esfuerzo 1 (m)

w2 = peso por esfuerzo 2 (m)

l2=brazo esfuerzo 2 (m)

$$Mu_{ros} = 1,7 \left((5,02) * \frac{1,55}{2} - 24,22 * \frac{1,55}{2} - 4,29 * 1,55 * \frac{2}{3} \right) = -32,83 \text{ ton} * m$$

Se deberá determinar la cantidad de acero que deberá tener el pie, se debe determinar el acero mínimo con la expresión siguiente:

$$As_{min} = \frac{14,1 \text{ bd}}{fy}$$

Donde:

b = base del cimiento (cm)

d = distancia desde el extremo a tensión a las fibras de compresión (cm)

fy = esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²)

$$As_{min} = \frac{14,1 * 100 * 63}{4 \text{ 200}} = 21,15 \text{ cm}^2$$

Para la determinación el acero de refuerzo se utilizará siguiente fórmula:

$$As = \left(bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mub}{0,003825f'c}} \right) \frac{0,85f'c}{fy}$$

Donde:

b = ancho unitario (cm)

d = recubrimiento (cm)

Mu = momento ultimo (kg-m)

F'c = resistencia a compresión (kg/cm²)

Fy = límite de fluencia del acero (kg/cm²)

$$As = \left(100 * 63 - \sqrt{(100 * 63)^2 - \frac{32\,830 * 100}{0,003825 * 280}} \right) \frac{0,85 * 280}{4\,200} = 14,06 \text{ cm}^2$$

Se deberá determinar también el acero por temperatura que se deberá colocar perpendicular al acero requerido. Para determinar el acero por temperatura se utilizará la siguiente fórmula:

$$As \text{ temp} = 0,002 \text{ bd}$$

Donde:

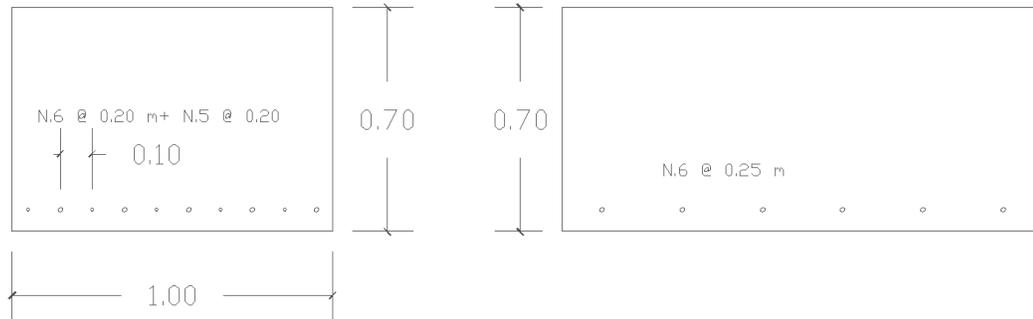
b = ancho unitario (cm)

d = recubrimiento (cm)

$$As \text{ temp} = 0,002 * 100 * 63 = 12,6 \text{ cm}^2$$

Quedando el armado siguiente en el pie de la cimentación:

Figura 71. **Armado de pie de muro de contención**

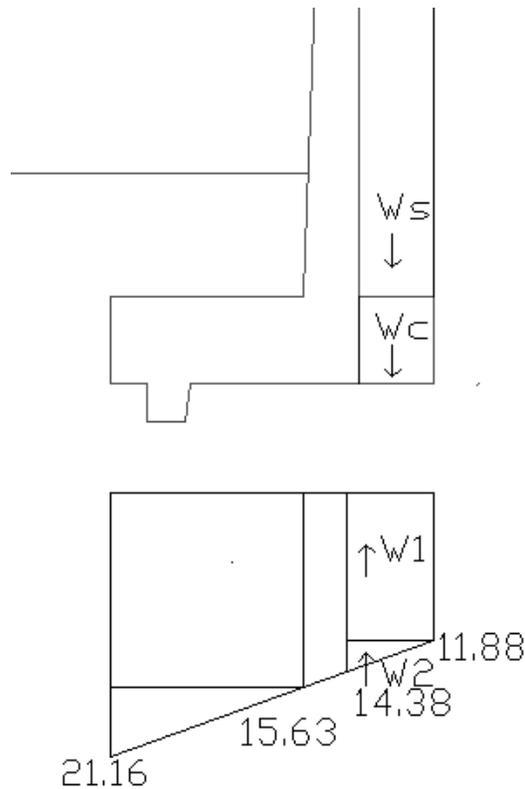


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.5.3.4. **Diseño de talón**

Luego se deberá determinar el peso del cimiento y suelo en el pie del cimiento quedando el siguiente peso:

Figura 72. Pesos actuantes en talón



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$\begin{aligned}
 W_s + W_c &= 4 * 1\,420 * 0,6 * 1 + 2\,400 * 0,60 * 0,7 * 1 + 13\,813,87 \\
 &= 18\,229,87 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Luego se deberá determinar el peso causados por los esfuerzos en el cimiento.

$$W_1 = 11,8 * 0,6 * 1 = 7,12 \text{ ton}$$

$$W_2 = (14,02 - 11,8) * \frac{0,6}{2} * 1 = 0,64 \text{ ton}$$

El cortante actuante se determinar con el peso y el peso de los esfuerzos quedando:

$$V_{act} + W_s + W_c = W_1 + W_2$$

$$V_{act} = 18,22 - 7,12 - 0,64 = 10,46 \text{ ton}$$

Se debe multiplicar por un factor de seguridad de 1,7 para que se determine el cortante último quedando:

$$V_{ult} = 10,46 * 1,7 = 17,78 \text{ ton}$$

Se deberá determinar el cortante resistente del concreto por lo cual se utilizará la siguiente ecuación:

$$V_c = 0,53\sqrt{f'_c}bd * 0,85$$

Donde:

b = base del elemento (cm)

d = distancia desde el extremo a tensión a las fibras de compresión (cm)

f'c = resistencia a compresión del concreto (kg/cm²)

$$V_c = 0,53\sqrt{280} * 100 * 63 * 0,85 = 47\,491,33 \text{ kg}$$

Comprobando que el talón soporta el esfuerzo actuante. Luego se deberá determinar el esfuerzo por flexión, se deberá determinar los momentos causados por los esfuerzos dentro del talón quedando:

$$Muros = 1,7((ws + wc) * lsc - w1 * l1 - w2 * l2)$$

Donde:

Muros = momento último en rostro (T-m)

ws = peso de suelo (T)

wc = peso propio del cimiento (T)

lsc = brazo del suelo y cimiento (m)

w1 = peso por esfuerzo 1 (T)

l1 = brazo esfuerzo 1 (m)

w2 = peso por esfuerzo 2 (T)

l2 = brazo esfuerzo 2 (m)

$$Muros = 1,7 \left((18,23) * \frac{0,6}{2} - 7,14 * \frac{0,6}{2} - 0,64 * 0,6 * \frac{2}{3} \right) = -6,09 \text{ ton} * m$$

Se deberá determinar la cantidad de acero que deberá tener el talón, se debe determinar el acero mínimo con la expresión siguiente:

$$Asmin = \frac{14,1 \text{ bd}}{fy}$$

Donde:

b = base del cimiento (cm)

d = distancia desde el extremo a tensión a las fibras de compresión (cm)

fy = esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²)

$$Asmin = \frac{14,1 * 100 * 63}{4200} = 21,15 \text{ cm}^2$$

Para la determinación el acero de refuerzo se utilizará siguiente fórmula:

$$A_s = \left(bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mub}{0,003825f'c}} \right) \frac{0,85f'c}{f_y}$$

Donde:

b = ancho unitario (cm)

d = recubrimiento (cm)

Mu = momento último (kg-m)

F'c = resistencia a compresión (kg/cm²)

Fy = límite de fluencia del acero (kg/cm²)

$$A_s = \left(100 * 63 - \sqrt{(100 * 63)^2 - \frac{6\,099 * 100}{0,003825 * 280}} \right) \frac{0,85 * 280}{4\,200} = 2,57 \text{ cm}^2$$

Se deberá determinar también el acero por temperatura que se deberá colocar perpendicular al acero requerido. Para determinar el acero por temperatura se utilizará la siguiente fórmula:

$$A_s \text{ temp} = 0,002 \text{ bd}$$

Donde:

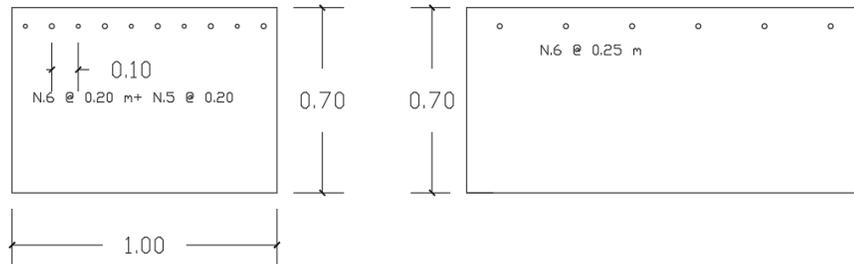
b = ancho unitario (cm)

d = recubrimiento (cm)

$$A_s \text{ temp} = 0,002 * 100 * 63 = 12,6$$

Quedando el armado siguiente en el talón de la cimentación:

Figura 73. **Armado de talón de muro de contención**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.5.3.5. Diseño de pantalla

La única fuerza actuante es la presión activa del suelo que se determinó en capítulos anteriores. Donde p_a es:

$$p_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a + Q K_a$$

Donde:

K_a = coeficiente activo

H = altura de suelo hasta cimiento (m)

Q = carga distribuida, e puntal (kg/m)

$$p_a = \frac{1\,420 * 4,5^2}{2} 0,366 + 23\,023,12 * 0,366 = 13\,688,62 \text{ kg}$$

Se debe multiplicar por un factor de seguridad de 1,7 para que se determine el empuje último:

$$Pah = 13,69 * 1,7 = 23,27 \text{ ton}$$

Se deberá determinar el cortante resistente del concreto por lo cual se utilizará la siguiente ecuación:

$$Vc = 0,53\sqrt{f'c}bd * 0,85$$

Donde:

b = base del elemento (cm)

d = distancia desde el extremo a tensión a las fibras de compresión (cm)

f'c = resistencia a compresión del concreto (kg/cm²)

$$Vc = 0,53\sqrt{280} * 100 * 40 * 0,85 = 26\ 113,46 \text{ kg}$$

Comprobando que la pantalla soporta el esfuerzo actuante. Luego se deberá determinar el esfuerzo por flexión, se deberá determinar el momento causados por los esfuerzos dentro la pantalla quedando:

$$Mu \text{ ros} = 1,7((Pah) * lpah$$

Donde:

Muros = momento último en rostro (T-m)

Pah = fuerza activa (T)

Lpah = distancia hasta fuerza activa (m)

$$M_{u\ ros} = 1,7(13,68 * 4 * 1/3) = 31,03\ ton * m$$

Se deberá determinar la cantidad de acero que deberá tener el talón, se debe determinar el acero mínimo con la expresión siguiente:

$$A_{smin} = \frac{14,1\ bd}{f_y}$$

Donde:

b = base del cimiento (cm)

d = distancia desde el extremo a tensión a las fibras de compresión (cm)

f_y = esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²)

$$A_{smin} = \frac{14,1 * 100 * 40}{4\ 200} = 13,42\ cm^2$$

Para la determinación el acero de refuerzo se utilizará siguiente fórmula:

$$A_s = (bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_{ub}}{0,003825f'_c}}) \frac{0,85f'_c}{f_y}$$

Donde:

b = ancho unitario (cm)

d = recubrimiento (cm)

M_u = momento último (kg-m)

F'_c = resistencia a compresión (kg/cm²)

F_y = límite de fluencia del acero (kg/cm²)

$$As = \left(100 * 40 - \sqrt{(100 * 40)^2 - \frac{31\,027 * 100}{0,003825 * 280}} \right) \frac{0,85 * 280}{4\,200} = 21,94 \text{ cm}^2$$

Se deberá determinar también el acero por temperatura que se deberá colocar perpendicular al acero requerido. Para determinar el acero por temperatura se utilizará la siguiente fórmula:

$$As_{temp} = 0,002 \text{ bd}$$

Donde:

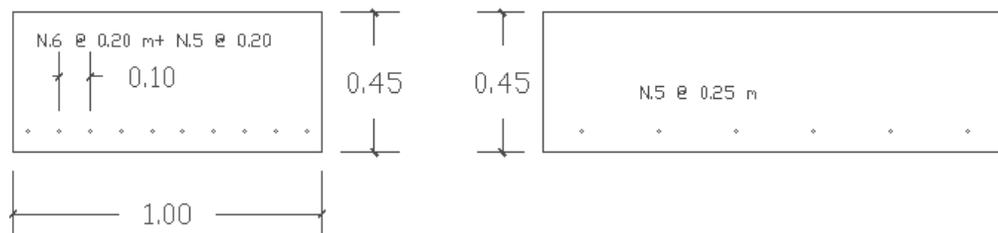
b = ancho unitario

d = recubrimiento

$$As_{temp} = 0,002 * 100 * 40 = 8$$

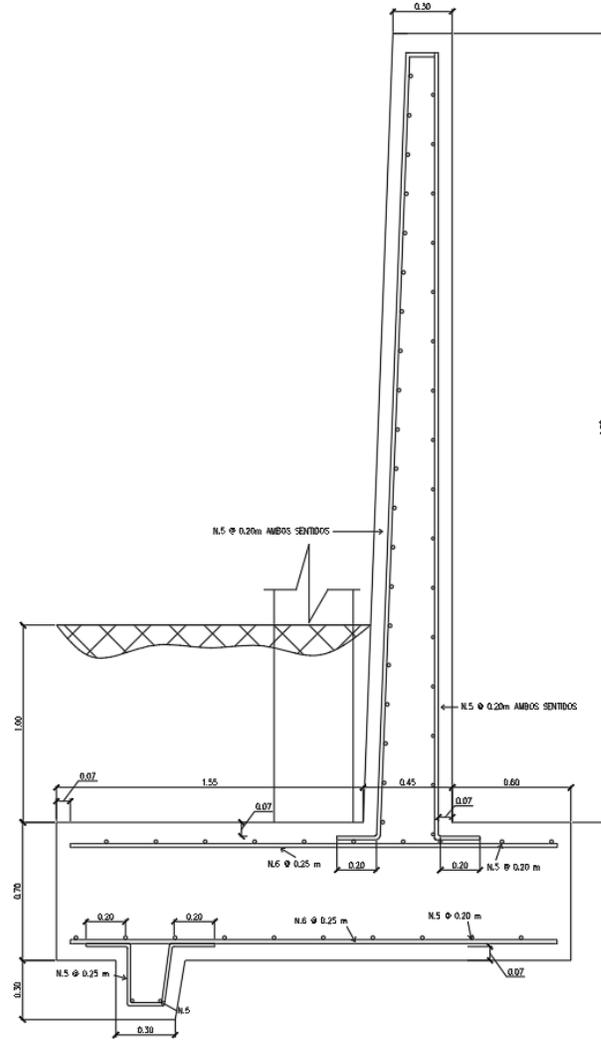
Quedando el armado siguiente de la pantalla de la cimentación

Figura 74. **Armando de pantalla muro de cimentación**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 75. **Diseño final de muro de contención**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.6. **Evaluación de impacto ambiental**

Como parte del proyecto se realizó una evaluación de impacto ambiental para determinar los efectos que podría tener el proyecto, se puede encontrar los resultados en los anexos.

2.2.7. Planos constructivos

Los planos constructivos constan de: planta arquitectónica, cortes, fachadas, planta acotada, puertas y ventanas, detalles de puertas, detalles de ventanas, planta de acabados, planta de vigas, detalles de vigas, planta de columnas, planta de cimentaciones, cortes de muro, detalles de elementos, planta de fuerza, planta de iluminación, planta de drenajes, planta de agua potable, plana de techos.

2.2.8. Presupuesto

Se presenta el presupuesto necesario para la construcción del proyecto tomando en cuenta todas las características físicas de las estructuras para su correcto funcionamiento.

Tabla XCVII. Presupuesto de la casa del deportista

No.	RENGLON	GRUPO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1.1	Limpieza, trazo y estaqueado	preliminares	648	m2	Q 3.01	Q 1,948.64
1.2	EXCAVACION	preliminares	216	M3	Q 28.06	Q 6,060.10
1.3	RELLENO	preliminares	33	M3	Q 26.30	Q 867.98
2.1	cc-1	cimentaciones	76	ML	Q 232.74	Q 17,688.33
2.2	zapata z-1	cimentaciones	18	unidad	Q 1,209.13	Q 21,764.26
2.3	muro m1	cimentaciones	25	m	Q 7,466.36	Q 186,658.92
3.1	v1	estructuras	9	unidad	Q 1,875.90	Q 16,883.06
3.2	v2	estructuras	18	unidad	Q 1,746.67	Q 31,439.99
3.3	v3	estructuras	5	unidad	Q 1,707.89	Q 8,539.45
3.4	v4	estructuras	13	unidad	Q 1,713.69	Q 22,277.98
3.5	v5	estructuras	10	unidad	Q 1,709.72	Q 17,097.24
3.6	v6	estructuras	11	unidad	Q 1,328.62	Q 14,614.86
3.7	v7	estructuras	8	unidad	Q 1,360.64	Q 10,885.10
3.8	c1 primer nivel	estructuras	24	unidad	Q 2,317.06	Q 55,609.33
3.9	c1 segundo nivel	estructuras	12	unidad	Q 1,798.11	Q 21,577.28
3.1	c3	estructuras	12	unidad	Q 1,896.11	Q 22,753.36
3.11	c2	estructuras	32	unidad	Q 806.00	Q 25,791.93
3.12	solera hidrífuga, entrepiso final	estructuras	131	unidad	Q 218.19	Q 28,583.17
3.13	solera intermedia	estructuras	165	unidad	Q 150.72	Q 24,869.13
3.14	mampostería	estructuras	175	unidad	Q 138.10	Q 24,167.73
3.15	pineado	estructuras	195	unidad	Q 190.99	Q 37,243.50
3.16	escalera deportivo	estructuras	1	unidad	Q 8,431.00	Q 8,431.00
3.17	escalera administracio	estructuras	1	unidad	Q 12,117.38	Q 12,117.38
3.18	muro tabique	estructuras	70	ml	Q 686.06	Q 48,024.35
3.19	losa borde	estructuras	8	unidad	Q 8,069.08	Q 64,552.65
3.2	losa esquina	estructuras	10	unidad	Q 7,948.04	Q 79,480.37
3.21	losa centro	estructuras	3	unidad	Q 8,190.13	Q 24,570.38
3.22	losa borde 2do	estructuras	4	unidad	Q 7,826.99	Q 31,307.97
3.23	losa admi sur	estructuras	3	unidad	Q 5,199.80	Q 15,599.40
3.24	losa admi NW	estructuras	2	unidad	Q 8,486.36	Q 16,972.71
3.25	losa admi Ne	estructuras	2	unidad	Q 5,773.91	Q 11,547.83
3.26	losa admi centro	estructuras	2	unidad	Q 4,335.79	Q 8,671.58
4.1	Fuerza	eléctricas	1	global	Q 18,340.60	Q 18,340.60
4.2	iluminacion	eléctricas	1	global	Q 21,849.61	Q 21,849.61
5.1	drenajes	sanitaria	1	global	Q 29,431.50	Q 29,431.50
5.2	agua potable	sanitaria	1	global	Q 10,760.93	Q 10,760.93
6.1	pintura	acabados	600	global	Q 12.70	Q 7,619.85
6.2	pisos	acabados	1	global	Q 102,257.40	Q 102,257.40
7.1	puertas	puertas y ventanas	1	global	Q 28,460.25	Q 28,460.25
7.2	ventanas	puertas y ventanas	1	global	Q 72,245.25	Q 72,245.25
Total						Q1,209,562.35

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. La construcción de un centro turísticos permitirá ampliar el mercado objetivo del parque ecológico Senderos de Alux, permitiendo así darle más opciones al visitante para pernoctar dentro.
2. El tratamiento de las aguas residuales es una de las características más importantes de tener en cuenta ya que al no tenerlo puede contaminar los mantos freáticos que se encuentran dentro del cerro Alux, contaminado el agua de los municipios colindantes.
3. El tipo de ocupación es uno los factores más importantes para el diseño de estructuras ya que estos varían dependiendo de la actividad que se planea realizar en cada estructura, si esto no se toma en cuenta se puede llegar a subdimensionar las estructuras haciendo que estas se vuelvan un peligro para la población.
4. La tasa de infiltración del suelo es una de las características más importantes para el diseño de una zanja de infiltración ya que permite determinar si un suelo es apto para soportar el caudal que se planea infiltrar, esta tasa determinara directamente las dimensiones de la zanja.
5. La decisión de utilizar marcos rígidos para el área deportiva de la Casa del Deportista se basa en que al ser un área donde el deporte es el área principal de enfoque se debe permitir tener la máxima flexibilidad para su realización. Con un sistema de marcos rígidos permite tener áreas útiles

más grandes que permitan realizar más actividades de las que se tengas planeadas dando así un mayor uso a la edificación.

6. El proyecto Casa del Deportista beneficiará a toda la población cercana, ya que proveerá un área segura y adecuada para la realización de actividades deportivas así se podrá mejorar la calidad de vida de la población.
7. Las características principales de un sistema de mampostería reforzada es que las fuerzas se distribuyen entre los muros de la estructura, el beneficio es la mayor mano de obra calificada para el levantado de muros, disminuyendo así su costo de construcción.
8. El panel W tiene el beneficio que no se restringe a unas dimensiones preestablecidas, este se puede adaptar a muchos casos de uso solo con la variación de sus características geométricas como el ampliar su área de compresión que le permitiría aumentar su capacidad de soporte de cargas.
9. La utilización de ramales para la distribución del agua potable permite que se puede ahorrar material comparándolo con un sistema de circuito cerrado. Los beneficios que se obtendrían de un circuito cerrado como mantener presión en el sistema si fuera necesario cerrar un tramo específico no superan el mayor gasto en material, por lo cual se decisión el uso de ramales.
10. La utilización de pozos de absorción permitirá tener un mayor control sobre la escorrentía de agua pluvial, además de aportar agua al manto freático de cerro Alux.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de San Lucas Sacatepéquez, Sacatepéquez:

1. Se debe realizar la limpieza de pozos de absorción de basura y sedimentos que podrían ser conducidos dentro del sistema de drenaje, para mantener su capacidad y que cumplan con los requisitos necesarios.
2. Por ninguna circunstancia se debe dejar tuberías de PVC a la intemperie, se debe mantener debidamente enterrada para evitar que esta se deteriore.
3. En todos los elementos de concreto que se deben fundir se debe comprobar que los mismos cuenten con los recubrimientos necesarios para así evitar su deterioro.
4. Se debe mantener un constante monitoreo del tanque de agua del centro turístico, para que en este no se tengan sustancias tóxicos o patógenos que podrían afectar la salud de los visitantes.
5. Con regularidad se debe comprobar el estado del tanque séptico y comprobar los niveles de lodos dentro del mismo, si fuera necesario se debe retirar los lodos y disponerlos de forma segura y ecológica para evitar la contaminación de otras áreas.
6. En ambos proyectos se debe contar con supervisión técnica que permita el cumplimiento de todos los requerimientos especificados en los planos

tales como armado, espesores, resistencias, diámetros y pendientes para el correcto funcionamiento.

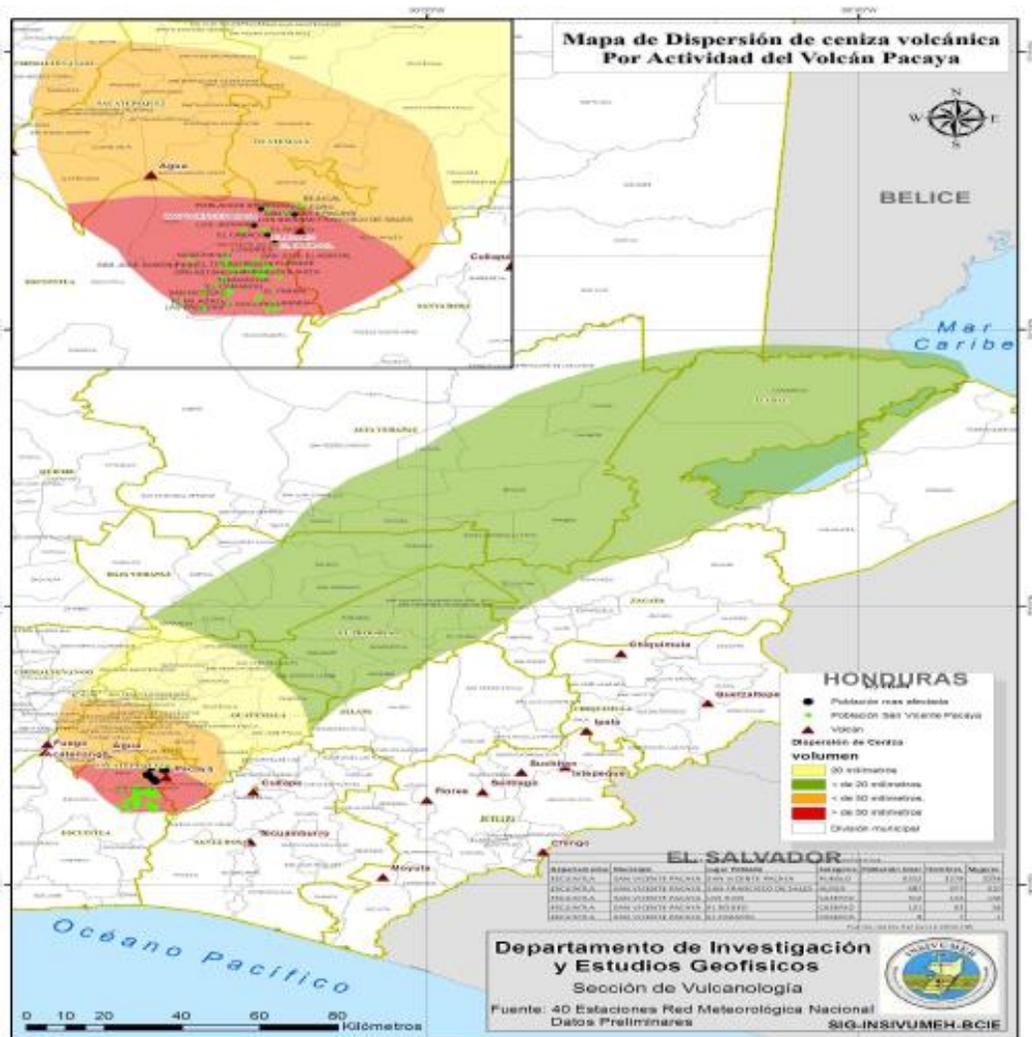
BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. *Requisitos de reglamento para concreto estructural*. Guatemala: ACI 318s-14, 2014. 592 p.
2. ARTEAGA FERNÁNDEZ, Robert Fabian. *Diseño e implementación de una zanja de infiltración unifamiliar para el tratamiento de aguas residuales domesticas en la comunidad de chicaña*. Ecuador: Universidad Nacional de Loja, 2014. 210 p.
3. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *AGIES NSE 1-18 generalidades, administración de las normas y supervisión técnica*. Guatemala: AGIES, 2001. 28 p.
4. _____. *AGIES NSE 2-18 demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección*. Guatemala: AGIES, 2001. 72 p.
5. _____. *AGIES NSE 7.4 Mampostería reforzada (NR9: 2000)*. Guatemala: AGIES, 2000. 28 p.
6. CHAY PEREZ, William Orlando. *Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para el cantón calvario y diseño de la escuela oficial rural mixta de la aldea copa, San Miguel Acatan, Huehuetenango*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2011. 236 p.

7. CORZO AVILA, Mario Rodolfo. *Notas mampostéricas de una sabandija*. Guatemala: 2014. 128 p.
8. Departamento de ingeniería Civil. *Estructuras de madera*. Bolivia: Universidad Mayor de San Simón, 2012. 234 p.
9. Instituto Nacional de sismología, vulcanología, meteorología e hidrología. *Reporte de erupción volcán pacaya (1402-11)*. Guatemala: Ministerio de comunicaciones, infraestructura y vivienda, 2011. 11 p.
10. MALTEZ M., Julio *Proyecto: Diseño del sistema estructural M-1 de Eme-due*. Nicaragua: 2009. 150 p.
11. MOYA A., Alberto. *Diseño en madera NCH 1198 of 2006*. Chile: Universidad de Valparaíso, 2009. 253 p.
12. NILSON, H. Arthur. *Diseño de estructuras de concreto*. Colombia: McGraw-Hill Interamericana. S.A., 2001. 738 p.
13. Secretaría de Agricultura, Ganadería, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación. *Pozos de Absorción*. México: 2017. 17 p.
14. Sistema intermunicipal de los servicios de agua potable y alcantarillado. *Criterios y lineamientos técnicos para factibilidades*. México: 2014. 25 p.

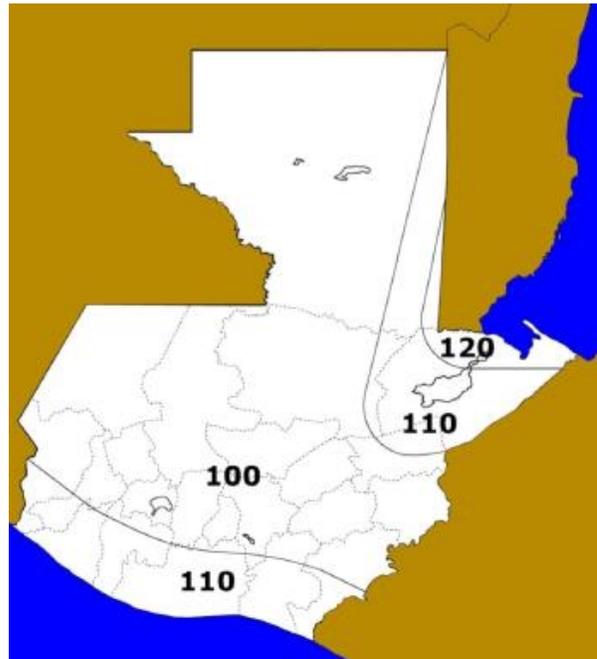
ANEXOS

Anexo 1. Mapa de dispersión de ceniza erupción del 27 y 28 de mayo 2010



Fuente: INSIVUMEH.

Anexo 2. **Mapa de zonas de velocidad básica del viento para la república de Guatemala**



Fuente: AGIES. *NSE-2*. p. 31.

Anexo 3. **Coefficientes para los momentos positivos producidos en las losas por las cargas muertas**

$$M_{A \text{ pos DL}} = C_{A \text{ DL}} \times w \times A^2$$

$$M_{B \text{ pos DL}} = C_{B \text{ DL}} \times w \times B^2$$

Siendo w la carga muerta uniforme.

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
l_b									
1.00	$C_{a,dl}$ 0.036	$C_{a,dl}$ 0.018	$C_{a,dl}$ 0.018	$C_{a,dl}$ 0.027	$C_{a,dl}$ 0.027	$C_{a,dl}$ 0.033	$C_{a,dl}$ 0.027	$C_{a,dl}$ 0.020	$C_{a,dl}$ 0.023
	$C_{b,dl}$ 0.036	$C_{b,dl}$ 0.018	$C_{b,dl}$ 0.027	$C_{b,dl}$ 0.027	$C_{b,dl}$ 0.018	$C_{b,dl}$ 0.027	$C_{b,dl}$ 0.033	$C_{b,dl}$ 0.023	$C_{b,dl}$ 0.020
0.95	$C_{a,dl}$ 0.040	$C_{a,dl}$ 0.020	$C_{a,dl}$ 0.021	$C_{a,dl}$ 0.030	$C_{a,dl}$ 0.028	$C_{a,dl}$ 0.036	$C_{a,dl}$ 0.031	$C_{a,dl}$ 0.022	$C_{a,dl}$ 0.024
	$C_{b,dl}$ 0.033	$C_{b,dl}$ 0.016	$C_{b,dl}$ 0.025	$C_{b,dl}$ 0.024	$C_{b,dl}$ 0.015	$C_{b,dl}$ 0.024	$C_{b,dl}$ 0.031	$C_{b,dl}$ 0.021	$C_{b,dl}$ 0.017
0.90	$C_{a,dl}$ 0.045	$C_{a,dl}$ 0.022	$C_{a,dl}$ 0.025	$C_{a,dl}$ 0.033	$C_{a,dl}$ 0.029	$C_{a,dl}$ 0.039	$C_{a,dl}$ 0.035	$C_{a,dl}$ 0.025	$C_{a,dl}$ 0.026
	$C_{b,dl}$ 0.029	$C_{b,dl}$ 0.014	$C_{b,dl}$ 0.024	$C_{b,dl}$ 0.022	$C_{b,dl}$ 0.013	$C_{b,dl}$ 0.021	$C_{b,dl}$ 0.028	$C_{b,dl}$ 0.019	$C_{b,dl}$ 0.015
0.85	$C_{a,dl}$ 0.050	$C_{a,dl}$ 0.024	$C_{a,dl}$ 0.029	$C_{a,dl}$ 0.036	$C_{a,dl}$ 0.031	$C_{a,dl}$ 0.042	$C_{a,dl}$ 0.040	$C_{a,dl}$ 0.029	$C_{a,dl}$ 0.028
	$C_{b,dl}$ 0.026	$C_{b,dl}$ 0.012	$C_{b,dl}$ 0.022	$C_{b,dl}$ 0.019	$C_{b,dl}$ 0.011	$C_{b,dl}$ 0.017	$C_{b,dl}$ 0.025	$C_{b,dl}$ 0.017	$C_{b,dl}$ 0.013
0.80	$C_{a,dl}$ 0.056	$C_{a,dl}$ 0.026	$C_{a,dl}$ 0.034	$C_{a,dl}$ 0.039	$C_{a,dl}$ 0.032	$C_{a,dl}$ 0.045	$C_{a,dl}$ 0.045	$C_{a,dl}$ 0.032	$C_{a,dl}$ 0.029
	$C_{b,dl}$ 0.023	$C_{b,dl}$ 0.011	$C_{b,dl}$ 0.020	$C_{b,dl}$ 0.016	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.015	$C_{b,dl}$ 0.022	$C_{b,dl}$ 0.015	$C_{b,dl}$ 0.010
0.75	$C_{a,dl}$ 0.061	$C_{a,dl}$ 0.028	$C_{a,dl}$ 0.040	$C_{a,dl}$ 0.043	$C_{a,dl}$ 0.033	$C_{a,dl}$ 0.048	$C_{a,dl}$ 0.051	$C_{a,dl}$ 0.036	$C_{a,dl}$ 0.031
	$C_{b,dl}$ 0.019	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.018	$C_{b,dl}$ 0.013	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.012	$C_{b,dl}$ 0.020	$C_{b,dl}$ 0.013	$C_{b,dl}$ 0.007
0.70	$C_{a,dl}$ 0.068	$C_{a,dl}$ 0.030	$C_{a,dl}$ 0.046	$C_{a,dl}$ 0.046	$C_{a,dl}$ 0.035	$C_{a,dl}$ 0.051	$C_{a,dl}$ 0.058	$C_{a,dl}$ 0.040	$C_{a,dl}$ 0.033
	$C_{b,dl}$ 0.016	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.016	$C_{b,dl}$ 0.011	$C_{b,dl}$ 0.005	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.017	$C_{b,dl}$ 0.011	$C_{b,dl}$ 0.006
0.65	$C_{a,dl}$ 0.074	$C_{a,dl}$ 0.032	$C_{a,dl}$ 0.054	$C_{a,dl}$ 0.050	$C_{a,dl}$ 0.036	$C_{a,dl}$ 0.054	$C_{a,dl}$ 0.065	$C_{a,dl}$ 0.044	$C_{a,dl}$ 0.034
	$C_{b,dl}$ 0.013	$C_{b,dl}$ 0.006	$C_{b,dl}$ 0.014	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.004	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.014	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.005
0.60	$C_{a,dl}$ 0.081	$C_{a,dl}$ 0.034	$C_{a,dl}$ 0.062	$C_{a,dl}$ 0.053	$C_{a,dl}$ 0.037	$C_{a,dl}$ 0.056	$C_{a,dl}$ 0.073	$C_{a,dl}$ 0.048	$C_{a,dl}$ 0.036
	$C_{b,dl}$ 0.010	$C_{b,dl}$ 0.004	$C_{b,dl}$ 0.011	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.003	$C_{b,dl}$ 0.006	$C_{b,dl}$ 0.012	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.004
0.55	$C_{a,dl}$ 0.088	$C_{a,dl}$ 0.035	$C_{a,dl}$ 0.071	$C_{a,dl}$ 0.056	$C_{a,dl}$ 0.038	$C_{a,dl}$ 0.058	$C_{a,dl}$ 0.081	$C_{a,dl}$ 0.052	$C_{a,dl}$ 0.037
	$C_{b,dl}$ 0.008	$C_{b,dl}$ 0.003	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.005	$C_{b,dl}$ 0.002	$C_{b,dl}$ 0.004	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.005	$C_{b,dl}$ 0.003
0.50	$C_{a,dl}$ 0.095	$C_{a,dl}$ 0.037	$C_{a,dl}$ 0.080	$C_{a,dl}$ 0.059	$C_{a,dl}$ 0.039	$C_{a,dl}$ 0.061	$C_{a,dl}$ 0.089	$C_{a,dl}$ 0.056	$C_{a,dl}$ 0.038
	$C_{b,dl}$ 0.006	$C_{b,dl}$ 0.002	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.004	$C_{b,dl}$ 0.001	$C_{b,dl}$ 0.003	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.004	$C_{b,dl}$ 0.002

* Un borde **acurado** indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo de la resistencia torsional despreciable.

Fuente: NILSON, Arthur H. *Diseño de Estructuras de Concreto*. p. 378.

Anexo 4. **Coeficientes para los momentos positivos producidos en las losas por las cargas vivas**

$$M_{A \text{ pos LL}} = C_{ALL} \times w \times A^2$$

$$M_{B \text{ pos LL}} = C_{BLL} \times w \times B^2$$

Siendo w la carga viva uniforme.

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	 $C_{a,z}$ 0.036 $C_{b,z}$ 0.036	 0.027 0.027	 0.027 0.032	 0.032 0.032	 0.032 0.027	 0.035 0.032	 0.032 0.035	 0.028 0.030	 0.030 0.028
0.95	 $C_{a,z}$ 0.040 $C_{b,z}$ 0.033	 0.030 0.025	 0.031 0.029	 0.035 0.029	 0.034 0.024	 0.038 0.029	 0.036 0.032	 0.031 0.027	 0.032 0.025
0.90	 $C_{a,z}$ 0.045 $C_{b,z}$ 0.029	 0.034 0.022	 0.035 0.027	 0.039 0.026	 0.037 0.021	 0.042 0.025	 0.040 0.029	 0.035 0.024	 0.036 0.022
0.85	 $C_{a,z}$ 0.050 $C_{b,z}$ 0.026	 0.037 0.019	 0.040 0.024	 0.043 0.023	 0.041 0.019	 0.046 0.022	 0.045 0.026	 0.040 0.022	 0.039 0.020
0.80	 $C_{a,z}$ 0.056 $C_{b,z}$ 0.023	 0.041 0.017	 0.045 0.022	 0.048 0.020	 0.044 0.016	 0.051 0.019	 0.051 0.023	 0.044 0.019	 0.042 0.017
0.75	 $C_{a,z}$ 0.061 $C_{b,z}$ 0.019	 0.045 0.014	 0.051 0.019	 0.052 0.016	 0.047 0.013	 0.055 0.016	 0.056 0.020	 0.049 0.016	 0.046 0.013
0.70	 $C_{a,z}$ 0.068 $C_{b,z}$ 0.016	 0.049 0.012	 0.057 0.016	 0.057 0.014	 0.051 0.011	 0.060 0.013	 0.063 0.017	 0.054 0.014	 0.050 0.011
0.65	 $C_{a,z}$ 0.074 $C_{b,z}$ 0.013	 0.053 0.010	 0.064 0.014	 0.062 0.011	 0.055 0.009	 0.064 0.010	 0.070 0.014	 0.059 0.011	 0.054 0.009
0.60	 $C_{a,z}$ 0.081 $C_{b,z}$ 0.010	 0.058 0.007	 0.071 0.011	 0.067 0.009	 0.059 0.007	 0.068 0.008	 0.077 0.011	 0.065 0.009	 0.059 0.007
0.55	 $C_{a,z}$ 0.088 $C_{b,z}$ 0.008	 0.062 0.006	 0.080 0.009	 0.072 0.007	 0.063 0.005	 0.073 0.006	 0.085 0.009	 0.070 0.007	 0.063 0.006
0.50	 $C_{a,z}$ 0.095 $C_{b,z}$ 0.006	 0.066 0.004	 0.088 0.007	 0.077 0.005	 0.067 0.004	 0.078 0.005	 0.092 0.007	 0.076 0.005	 0.067 0.004

* Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra apoyada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 378.

Anexo 5. Coeficientes para los momentos negativos en las losas

$$M_{A\ neg} = C_{A\ neg} \times w \times A^2$$

$$M_{B\ neg} = C_{B\ neg} \times w \times B^2$$

Siendo w la carga muerta total uniforme mas la carga viva.

Relación $m = \frac{L}{b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00									
		0.045 0.045	0.076	0.050 0.050	0.075	0.071	0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95		0.050 0.041	0.072	0.055 0.045	0.079	0.075	0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90		0.055 0.037	0.070	0.060 0.040	0.080	0.079	0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85		0.060 0.031	0.065	0.066 0.034	0.082	0.083	0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80		0.065 0.027	0.061	0.071 0.029	0.083	0.086	0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75		0.069 0.022	0.056	0.076 0.024	0.085	0.088	0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70		0.074 0.017	0.050	0.081 0.019	0.086	0.091	0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65		0.077 0.014	0.043	0.085 0.015	0.087	0.093	0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60		0.081 0.010	0.035	0.089 0.011	0.088	0.095	0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55		0.084 0.007	0.028	0.092 0.008	0.089	0.096	0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50		0.086 0.006	0.022	0.094 0.006	0.090	0.097	0.014	0.089 0.010	0.088 0.003

* Un borde achurado indica que la losa continua a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 378.

Anexo 6. **Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño**

Índice de Sismicidad ^[b]	Clase de obra ^[a]			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_o = 4$	E	D	D	C
$I_o = 3$	D	C	C	B
$I_o = 2$	C	B	B	A
Probabilidad de exceder el sismo de diseño ^[c]	5% en 50 años ^[d]	5% en 50 años ^[d]	10% en 50 años	Sismo mínimo ^[e]

[a] Ver clasificación de obra en NSE 1 Capítulo 3.

[b] Ver índice de sismicidad en Sección 4.2.1.

[c] Ver Sección 4.4 para selección de espectro sísmico de diseño según probabilidad de excederlo.

[d] A las obras "Esenciales" e "Importantes" les corresponde un sismo con la misma probabilidad de excedencia – se diferencian en detalles del Nivel de Protección y en las deformaciones laterales permitidas.

[e] Ver Sección 4.4.2 (d).

Fuente: AGIES. NSE-2. p. 4-2.

Anexo 7. **Coefficiente de sitio F_a**

Clase de sitio	Índice de sismicidad			
	2	3	4.1	4.2
AB	1.0	1.0	1.0	1.0
C ^[1]	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.0	1.0	1.0	1.0
E	1.0	1.0	1.0	1.0
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4			

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor F_a se tomará del suelo C.

Fuente: AGIES. NSE-2. p. 4-7.

Anexo 8. Coeficiente de sitio F_v

Clase de sitio	Índice de sismicidad			
	2	3	4.1	4.2
AB	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0
D [1]	1.0	1.0	1.0	1.0
E	1.0	1.0	1.0	1.0
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4			

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor F_v se tomará del suelo D.

Fuente: AGIES. NSE-2. p. 4-7.

Anexo 9. Coeficientes y factores para diseño de sistemas sismo resistentes (a)

SISTEMA ESTRUCTURAL Sección 1.6 [a]	Norma	R	Ω_R	Cd	Límite de altura en metros SL - sin límite NP - no permitido				notas
					Nivel de protección				
					B	C	D	E	
E1 SISTEMA DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO	1.6.2								
Marcos dúctiles DA									
De concreto reforzado	NSE 7.1	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL	[b]
De acero estructural	NSE 7.5	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL	--
Compuestos acero-concreto	NSE 7.1 / 7.5	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL	[g]
Ductilidad intermedia DI									
De concreto reforzado	NSE 7.1	5	3	4.5	33	20	12	NP	[b]
De acero estructural	NSE 7.5	4.5	3	4	55	33	20	NP	--
Compuestos acero-concreto	NSE 7.1 / 7.5	4.5	3	4.5	33	20	12	NP	[g]
Sistemas aislados	NSE 7.7	5	3	4.5	75	75	75	75	[n]
Ductilidad Baja DB									
De concreto reforzado	NSE 7.1	3	3	2.5	20	NP	NP	NP	[b]
De acero estructural	NSE 7.5	3.5	3	3	33	12	NP	NP	--
Compuestos acero-concreto	NSE 7.1 / 7.5	3	3	2.5	33	NP	NP	NP	[g]
E2 SISTEMA DE MUROS	1.6.3								
De concreto reforzado DA	NSE 7.1	6	2.5	5	SL	SL	SL	SL	[b]
De concreto reforzado DB	NSE 7.9	4	2.5	4	[d]	[d]	[d]	[d]	[c]
De mampostería reforzada DA	NSE 7.4	4	2.5	3.5	[f]	[f]	[f]	[f]	[e]
De mampostería reforzada DB	NSE 4.1	3	2.5	2	[h]	[h]	[h]	[h]	[h]

Fuente: AGIES. NSE-3. p. 1-17.

Anexo 10. **Coefficientes y factores para diseño de sistemas sismo resistentes (b)**

SISTEMA ESTRUCTURAL Sección 1.6 [a]	Norma	R	Ω_R	C _d	Límite de altura en metros SL - sin límite NP - no permitido Nivel de protección				notas
					B	C	D	E	
E3 SISTEMA GENERAL	1.6.4								
Marcos y muros estructurales									
De concreto reforzado DA	NSE 7.1	6	2.5	5	SL	SL	SL	SL	[b]
De concreto reforzado DL	NSE 7.9	4	2.5	3	[d]	[d]	[d]	[d]	[c]
De concreto reforzado DB	N/A			3	NP	NP	NP	NP	--
De mampostería reforzada DA	NSE 7.4	4	3	3.5	[f]	[f]	[f]	[f]	[e]
Paneles de concreto prefabricado	NSE 7.3	4	3	3.5	[j]	[j]	[j]	[j]	[j]
Marcos de acero que incluyen tramos arriostrados de acero									
Con riostras excéntricas DA	NSE 7.5	8	2	4	SL	75	55	33	[b]
Con riostras concéntricas DA	NSE 7.5	6	2	5	SL	55	33	20	
Con riostras concéntricas DB	AISC 360	3.2	2	3.2	20	12	12	NP	
E4 SISTEMA DUAL	1.6.5								
Marcos de concreto reforzado DA									
Con muros estructurales									
De concreto reforzado DA	NSE 7.1	7	2.5	5.5	SL	SL	SL	SL	
De mampostería reforzada DA	NSE 7.4	4.5	3	4	[f]	[f]	[f]	[f]	[e]
Marcos de acero DA									
Con riostras excéntricas DA	NSE 7.5	8	2.5	4	SL	SL	SL	SL	
Con riostras concéntricas DA	NSE 7.5	7	2.5	5.5	SL	75	55	33	
E5 PAREDES VOLADIZAS Y COLUMNAS VOLADIZAS	1.6.6								
De concreto reforzado									
Confinado	NSE 7.1	2.5	1.25	2.5	12	12	12	12	[k]
De estructura de acero									
Con detalles sísmicos	NSE 7.5	2.5	1.25	2.5	12	12	12	12	[k]
De estructura de madera	DSE 06+07	1.5	1.5	1.5	8	8	8	NP	[m]
Naves y salones de mampostería	DSE 06+07	2	1.25	2	6	6	6	NP	[m]

Fuente: AGIES. NSE-3. p. 1-18.

Anexo 11. Coeficiente de exposición

Altura sobre el nivel promedio del terreno (m) ^{[1] [2]}	Exposición D	Exposición C	Exposición B
4.5	1.39	1.06	0.62
6.0	1.45	1.13	0.67
7.5	1.50	1.19	0.72
9.0	1.54	1.23	0.76
12.0	1.62	1.31	0.84
18.0	1.73	1.43	0.95
24.0	1.81	1.53	1.04
30.0	1.88	1.61	1.13
36.0	1.93	1.67	1.20
48.0	2.02	1.79	1.31
60.0	2.10	1.87	1.42
90.0	2.23	2.05	1.63
120.0	2.34	2.19	1.80

[1] Alturas menores a 4.50m deben utilizar el factor C_e para 4.50m

[2] Alturas mayores a 4.50m pueden ser interpoladas

Fuente: AGIES. NSE-2. p. 5-5.

Anexo 12. Cargas vivas AGIES NSE-2 (a)

Tipo de ocupación o uso	Wv (kg/m ²)	Pv (kg)
Almacenes		
Minoristas	500	800
Mayoristas	600	1200
Bodegas		
Cargas livianas	600	800
Cargas pesadas	1200	1200
Fábricas		
Industrias livianas	500	800
Industrias pesadas	1000	1200
Cubiertas pesadas (Inciso 3.3 (g))		
Azoteas de concreto con acceso	200	
Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas	100	
Azoteas con inclinación mayor de 20°	75 ^[b]	
Azoteas usadas para jardín o para reuniones	500	
Cubiertas livianas (Inciso 3.3 (h))		
Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, etc. (aplica a la estructura que soporta la cubierta final)	50 ^{[b][c]}	135

[a] Carga depende del tipo de cancha

[b] Sobre proyección horizontal

[c] Carga no reducible

[R] Puede aplicar reducción de carga viva según Sección 3.5.

Fuente: AGIES. NSE-2. p 3-8.

Anexo 13. Cargas vivas AGIES NSE-2 (b)

Tipo de ocupación o uso	Wv (kg/m ²)	Pv (kg)
Vivienda		
Balcones	300 [R]	
Habitaciones y pasillos	200 [R]	
Escaleras	300	
Oficina		
Pasillos y escaleras	300	
Oficinas	250 [R]	800
Áreas de cafetería	500	
Hospitales		
Pasillos y rampas	500	450
Clinicas y encamamiento	250 [R]	
Servicios médicos y laboratorio	350 [R]	800
Farmacia	500	
Escaleras	500	
Cafetería y cocina	500	

Fuente: AGIES. NSE-2. p. 3-6.

Anexo 14. Coeficiente de presión

DESCRIPCIÓN	COEFICIENTE C _q
PRESIÓN SOBRE SUPERFICIES VERTICALES	
<i>Superficie a barlovento</i>	<i>0.8 empuje</i>
<i>Superficie a sotavento</i>	<i>0.5 succión</i>
TECHO PLANO ^[1]	
	<i>0.7 succión</i>
TECHO INCLINADO ^[1]	
Viento perpendicular a la cumbrera	
<i>Sector a sotavento</i>	<i>0.7 succión</i>
<i>Sector a barlovento:</i>	
• <i>Pendiente ≤ 1:6</i>	<i>0.7 succión</i>
• <i>1:6 < Pendiente ≤ 3:4</i>	<i>0.9 succión - 0.3 empuje</i>
• <i>3:4 < Pendiente ≤ 1:1</i>	<i>0.4 empuje</i>
• <i>Pendiente > 1:1</i>	<i>0.7 empuje</i>
<i>Viento paralelo a la cumbrera</i>	<i>0.7 succión</i>

1
Sistema resistente principal

Fuente: AGIES. NSE-2. p. 5-7.

Anexo 15. Presión de remanso del viento

Velocidad básica V_s (Km/h)	100	110	120
Presión q_s (Kg/m ²)	48.0	58.0	69.1

Fuente: AGIES. NSE-2. p. 4-7.

Anexo 16. Factor R

Tensión admisible o módulo elástico	Variación de la resistencia para $\Delta H - 1\%$	
	ΔR	
	Especies en general	Pino radiata
Flexión	0,020 5	0,025 0
Compresión paralela	0,020 5	0,048 0
Tracción paralela	0,020 5	0,025 0
Compresión normal	0,026 7	0,033 0
Cizalle	0,016 0	0,015 0
Módulo de elasticidad en flexión	0,014 8	0,017 0
Índice de aplastamiento en compresión normal $E_{ca,t}$	-	0,029 0

Fuente: NCH. NCh 1 198. p. 13.

Anexo 17. Espaciamientos mínimos para pernos

Elementos cargados paralelamente al grano	A lo largo del grano	Espaciamiento entre pernos	4d
		Distancia al extremo en tracción	5d
		Distancia al extremo en compresión	4d
	Perpendicularmente a la dirección del grano	Espaciamiento entre líneas de pernos	2d*
		Distancia a los bordes	2d
Elementos cargados perpendicularmente al grano	A lo largo del grano	Espaciamiento entre líneas de pernos, s:	
		para $L/d \leq 2$	s= 2.5d
		para $L/d \geq 6$	s= 5d
	para $2 \leq L/d \leq 6$	$2.5d \leq s \leq 5d$	
	Perpendicularmente a la dirección del grano	Espaciamiento entre pernos	4d
		Distancia al borde cargado	4d
		Distancia al borde no cargado	2d

d = diámetro del perno

(*) Si el espaciamiento entre líneas es mayor de 12.5 cm. es recomendable usar elementos laterales separados para cada fila.

Fuente: Universidad Mayor de San Simón. *Estructuras de madera*. p. 106.

**Anexo 18. Cargas admisibles para uniones apernadas-doble
cizallamiento (pernos de resistencia mínima de
33 000 PSI)**

L cm.	d cm.	d pulg.	L/d	GRUPO		GRUPO		GRUPO	
				A		B		C	
				P kg	Q kg	P kg	Q kg	P kg	Q kg
2.0	0.63	1/4	3.2	195	88	131	58	75	34
	0.95	3/8	2.1	297	101	196	67	113	39
	1.27	1/2	1.6	396	117	261	78	151	45
	1.59	5/8	1.3	495	132	326	88	188	51
3.0	0.63	1/4	4.8	229	124	179	88	113	51
	0.95	3/8	3.2	438	152	294	101	169	59
	1.27	1/2	2.4	594	176	392	117	226	68
	1.59	5/8	1.9	743	198	489	132	282	77
4.0	0.63	1/4	6.3	256	144	200	114	128	68
	0.95	3/8	4.2	491	201	386	134	226	78
	1.27	1/2	3.1	779	234	522	156	301	91
	1.59	5/8	2.5	990	264	653	175	375	102
	1.9	3/4	2.1	1188	299	783	199	452	116
5.0	0.95	3/8	5.3	536	226	420	168	268	98
	1.27	1/2	3.9	851	293	653	195	376	114
	1.59	5/8	3.1	1217	330	816	219	470	128
	1.9	3/4	2.6	1485	374	979	248	564	145
6.5	0.95	3/8	6.8	591	260	463	206	297	127
	1.27	1/2	5.1	943	345	739	253	471	148
	1.59	5/8	4.1	1350	428	1061	285	611	166
	1.9	3/4	3.4	1809	486	1273	323	734	188
8.0	0.95	3/8	8.4	645	289	501	235	318	156
	1.27	1/2	6.3	1024	385	799	303	511	182
	1.59	5/8	5.0	1465	481	1148	351	731	205
	1.9	3/4	4.2	1963	595	1544	397	903	232
9.0	0.95	3/8	9.5	676	308	523	253	329	169
	1.27	1/2	7.1	1072	409	835	326	535	205
	1.59	5/8	5.7	1535	512	1200	395	766	230
	1.9	3/4	4.7	2057	633	1614	447	1016	261
10.0	0.95	3/8	10.5	704	325	544	270	339	181
	1.27	1/2	7.9	1118	433	869	348	555	227
	1.59	5/8	6.3	1600	541	1248	426	799	256
	1.9	3/4	5.3	2144	669	1679	497	1070	290

Fuente: Grupo Andino. *Manual de diseño para maderas del Grupo Andino*. p. 12-14.

Anexo 19. Factor K_d de acuerdo con el nivel de sismo

Nivel de sismo	Factor K _d
Sismo ordinario — 10% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo — 5% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.80
Sismo extremo — 2% probabilidad de ser excedido en 50 años	1.00
Sismo mínimo — condición de excepción	0.55

Fuente: AGIES. *NSE-2*. p 4-8.