



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

**DISEÑO DE LA ESCUELA PRIMARIA OFICIAL URBANA MIXTA RAFAEL ROSALES Y UN
SISTEMA SEPARADO DE DRENAJE PARA LA ALDEA LA RINCONADA, JOCOTENANGO,
SACATEPÉQUEZ**

Fernando Estuardo Gil López
Asesorado por el Ing. Óscar Argueta Hernández

Guatemala, febrero de 2021

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA ESCUELA PRIMARIA OFICIAL URBANA MIXTA RAFAEL ROSALES Y UN
SISTEMA SEPARADO DE DRENAJE PARA LA ALDEA LA RINCONADA, JOCOTENANGO,
SACATEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

FERNANDO ESTUARDO GIL LÓPEZ
ASESORADO POR EL ING. ÓSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, FEBRERO 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. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Oscar Argueta Hernández
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
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 LA ESCUELA PRIMARIA OFICIAL URBANA MIXTA RAFAEL ROSALES Y UN SISTEMA SEPARADO DE DRENAJE PARA LA ALDEA LA RINCONADA, JOCOTENANGO, SACATEPÉQUEZ

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil con fecha 06 de marzo del 2018.

Fernando Estuardo Gil López

ACTO QUE DEDICO A:

Dios Nuestro Señor

Porque sin su bondad no sería posible estar aquí.

Mis padres

Julio Estuardo Gil Búrbano y María Elena López Pellecer (q. e. p. d). Con su amor, enseñanza, apoyo y dedicación, han logrado hacer de mí lo que ahora soy.

Mi hermano

Julio Rodrigo Gil López.

Mis abuelos

Jorge Mario López (q. e. p. d). Odila Pellecer Núñez, María del Milagro Búrbano Rodríguez. Por sus consejos y esfuerzos para que no desmayara ante los problemas de la vida.

Mis tíos

Con cariño y aprecio para cada uno de ellos.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por los conocimientos adquiridos durante los años de formación.
Facultad de Ingeniería	Por el tiempo que me acogió en sus aulas.
Municipalidad de Jocotenango, Sacatepéquez	Por el apoyo proporcionado y la oportunidad de aplicar los conocimientos adquiridos en la Facultad de Ingeniería.
Ing. Óscar Argueta Hernández	Por su valiosa asesoría en el presente trabajo de graduación.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	IX
LISTA DE SÍMBOLOS	XV
GLOSARIO	XIX
RESUMEN	XXIII
OBJETIVOS	XXV
INTRODUCCIÓN	XXVII
1. MONOGRAFÍA DEL CASCO URBANO DE JOCOTENANGO, Y LA ALDEA LA RINCONADA JOCOTENANGO SACATEPÉQUEZ	29
1.1. Características físicas	30
1.1.1. Ubicación geográfica	30
1.1.2. Demografía	31
1.1.3. Servicios públicos	32
1.1.4. Infraestructura vial	35
1.1.5. Transporte y comunicaciones	36
1.1.6. Clima	36
1.1.7. Topografía	37
1.1.8. Economía	38
1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Jocotenango y la aldea La Rinconada, Sacatepéquez	38
1.2.1. Descripción de las necesidades	39
1.2.2. Evaluación y priorización de las necesidades	41

2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	43
2.1.	Diseño de un edificio para la Escuela Primaria Oficial Urbana Mixta Rafael Rosales de un nivel en mampostería en Jocotenango, Sacatepéquez	43
2.1.1.	Investigación preliminar	43
2.1.1.1.	Infraestructura para el centro educativo	43
2.1.2.	Ubicación del terreno.....	45
2.1.3.	Estudio topográfico.....	45
2.1.4.	Estudio de suelos	45
2.1.5.	Manual de criterios normativos para el diseño de edificios de centros educativos oficiales	48
2.1.5.1.	Criterios de conjunto	48
2.1.5.2.	Criterios de iluminación.....	50
2.1.5.2.1.	Generalidades de la iluminación en el edificio	50
2.1.5.2.2.	Tipos de iluminación	51
2.1.5.3.	Otros criterios	52
2.1.5.4.	Instalaciones.....	54
2.1.5.5.	Espacios educativos	54
2.1.5.5.1.	Aula teórica.....	55
2.1.6.	Diseño de edificio escolar.....	56
2.1.6.1.	Diseño arquitectónico	56
2.1.6.1.1.	Distribución de ambientes	57
2.1.6.1.2.	Altura del edificio	57
2.1.6.1.3.	Selección del sistema modular a usar.....	57

2.1.6.2.	Descripción del sistema a utilizar	58
2.1.6.2.1.	Descripción del sistema estructural de mampostería por utilizar.....	58
2.1.6.2.2.	Ventajas estructurales de la mampostería reforzada	59
2.1.6.2.3.	Elementos del sistema de mampostería reforzada	59
2.1.6.2.4.	La lechada	60
2.1.6.2.5.	Mampostería	62
2.1.6.2.6.	Mortero.....	64
2.1.6.2.7.	Amarres	66
2.1.6.2.8.	Acero de refuerzo.....	66
2.1.6.3.	Propiedades de los materiales	67
2.1.6.3.1.	Resistencia a compresión del mortero.....	68
2.1.6.3.2.	Resistencia a compresión del <i>grout</i>	69
2.1.6.3.3.	Resistencia a compresión de la mampostería	69
2.1.6.3.4.	Módulo de elasticidad de la mampostería.....	70
2.1.6.3.5.	Módulo de cortante de la mampostería	71

2.1.6.4.	Especificaciones según la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica	71
2.1.6.5.	Tipos de cargas que afectan la estructura.....	80
2.1.6.5.1.	Cargas gravitacionales.....	81
2.1.6.5.2.	Carga viva	81
2.1.6.5.3.	Carga muerta.....	82
2.1.6.6.	Método de análisis estructural del edificio	82
2.1.6.6.1.	Generalidades del diseño de elementos en mampostería.....	83
2.1.6.6.2.	Análisis simplista	84
2.1.6.6.3.	Procedimiento de análisis.....	85
2.1.6.7.	Integración de cargas	86
2.1.6.8.	Cálculo de cargas laterales.....	90
2.1.6.8.1.	Esfuerzos por viento	90
2.1.6.8.2.	Presión de diseño del viento.....	91
2.1.6.8.3.	Presión de diseño de viento.....	94
2.1.6.9.	Esfuerzo por sismo	95
2.1.6.9.1.	Distribución de la fuerza de sismo por piso.....	105
2.1.6.10.	Cálculo de momentos de volteo.....	107

2.1.6.11.	Solución por método simplista.....	109
2.1.6.11.1.	Localización del centro de masa de la estructura	113
2.1.6.11.2.	Localización del centro de rigidez.....	116
2.1.6.11.3.	Resultados parciales para el análisis simplista primer nivel...	120
2.1.6.12.	Distribución de cargas y momentos en los muros.....	124
2.1.6.12.1.	Resultado del análisis de mampostería	126
2.1.6.13.	Esfuerzos admisibles	127
2.1.6.13.1.	Cálculo del máximo esfuerzo axial permitido	129
2.1.6.13.2.	Cálculo del esfuerzo flexionante máximo permitido para mampostería	129
2.1.6.13.3.	Cálculo del esfuerzo de corte	130
2.1.6.13.4.	Cálculo del esfuerzo de tensión	131
2.1.6.14.	Diseño de los muros críticos	131
2.1.6.15.	Diseño de losas.....	146
2.1.6.15.1.	Balance de momentos.....	153

2.1.6.15.2.	Diseño de acero de refuerzo	158
2.1.6.15.3.	Chequeo por corte	160
2.1.6.15.4.	Diseño de losa	161
2.1.6.16.	Diseño de vigas	161
2.1.6.16.1.	Diseño de vigas en las aulas	163
2.1.6.16.2.	Confinamiento.....	169
2.1.6.17.	Diseño de cimentación.....	170
2.1.6.17.1.	Determinación del valor soporte	170
2.1.6.17.2.	Tipo de cimiento a utilizar	171
2.1.6.17.3.	Diseño de zapatas	172
2.1.6.17.4.	Cálculo del espesor	173
2.1.6.17.5.	Área de acero requerido	174
2.1.6.17.6.	Diseño de cimiento corrido.....	175
2.1.6.17.7.	Cálculo del espesor del cimiento	179
2.1.6.17.8.	Área de acero requerido	181
2.1.6.18.	Instalaciones.....	183
2.1.6.19.	Instalaciones hidráulicas.....	183
2.1.6.19.1.	Método de <i>Hunter</i>	183
2.1.6.20.	Instalaciones sanitarias.....	187
2.1.6.21.	Instalaciones eléctricas.....	195
2.1.6.21.1.	Iluminación	195

	2.1.6.21.2.	Fuerza.....	197
	2.1.7.	Elaboración de planos.....	198
	2.1.8.	Elaboración de presupuesto.....	199
	2.1.9.	Análisis de impacto ambiental.....	203
3.	DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA LA RINCONADA, SACATEPÉQUEZ.....		207
3.1.	Localización de la descarga.....		207
3.2.	Parámetros de diseño del sistema.....		207
	3.2.1.	Población futura.....	211
	3.2.2.	Factor de retorno.....	212
	3.2.3.	Determinación del caudal sanitario.....	213
		3.2.3.1. Caudal doméstico.....	213
		3.2.3.2. Caudal comercial e industrial.....	215
		3.2.3.3. Caudal de infiltración.....	216
		3.2.3.4. Caudal de conexiones ilícitas.....	216
		3.2.3.5. Cálculo del caudal sanitario.....	217
	3.2.4.	Determinación del caudal de diseño.....	218
		3.2.4.1. Factor del caudal medio.....	218
		3.2.4.2. Factor de Harmond.....	219
		3.2.4.3. Cálculo del caudal de diseño.....	220
	3.2.5.	Conexiones domiciliarias.....	220
	3.2.6.	Procedimiento de diseño hidráulico.....	224
		3.2.6.1. Diseño de la red de alcantarillado.....	224
3.3.	Presupuesto.....		240
3.4.	Análisis socioeconómico.....		240
	3.4.1.	Valor presente neto.....	241
	3.4.2.	Tasa interna de retorno.....	242
	3.4.3.	Análisis de impacto ambiental.....	243

4.	DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL PARA LA ALDEA LA RINCONADA SACATEPÉQUEZ	247
4.1.	Localización de la descarga	247
4.2.	Análisis hidrológico de la cuenca	247
4.3.	Método racional.....	248
4.3.1.	Período de retorno.....	248
4.3.2.	Tiempo de concentración	251
4.3.3.	Coefficiente de escorrentía.....	251
4.3.4.	Intensidad de la precipitación	252
4.3.5.	Cálculo del caudal de diseño.....	253
4.4.	Obras complementarias	254
4.5.	Desarrollo para el cálculo de alcantarillado	256
4.6.	Presupuesto.....	272
4.7.	Análisis socioeconómico	272
4.7.1.	Valor presente neto	273
4.7.2.	Tasa interna de retorno	274
4.8.	Elaboración de planos.....	274
4.9.	Análisis de impacto ambiental	274
	CONCLUSIONES	279
	RECOMENDACIONES	281
	BIBLIOGRAFÍA	283
	APÉNDICE.....	287

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Curvas de trazo continuo	47
2.	Detalle de muro, columna y soleras de amarre	66
3.	Mapa de zonificación sísmica de la República de Guatemala	72
4.	Mapa de zonas de velocidad básica del viento para la República de Guatemala (km/h)	92
5.	Muros estructurales primer nivel	111
6.	Planta centro de masa y centro de rigidez	122
7.	Área tributaria del muro "g"	132
8.	Detalles de mocheta principal	138
9.	Detalle de mocheta tipo C-2	140
10.	Detalle de mocheta tipo C-3	141
11.	Detalle de solera hidrófuga	142
12.	Detalle de solera superior	143
13.	Detalle de solera intermedia	145
14.	Distribución de mochetas primer nivel	146
15.	Losas de techo	150
16.	Balanceo de momentos por rigidez	154
17.	Sección de viga propuesta	161
18.	Área tributaria a vigas	163
19.	Armado de viga no pretensada en aula (compresión)	165
20.	Armado de viga no pretensada en aula (tensión)	166
21.	Armado de viga en pasillo (compresión)	168
22.	Armado de viga en pasillo (tensión)	169

23.	Detalle de un cimiento corrido típico	171
24.	Cimiento corrido del edificio	176
25.	Longitud de punzonamiento de cimiento corrido	181
26.	Detalle conexiones domiciliarias	222
27.	Detalle dos conexiones domiciliarias	223
28.	Lluvia máxima diaria, período de retorno 30 años	250
29.	Esquema de canal abierto de sección triangular formado en cuneta .	261
30.	Esquema de canal abierto de sección triangular formado en cuneta .	263
31.	Esquema de sección triangular formato en cuneta	266
32.	Esquema de diseño de rejilla en cuneta	267
33.	Detalle típico de caja de tragante.....	268

TABLAS

I.	Hogares con servicio de agua potable en Jocotenango.....	32
II.	Hogares con servicio de drenajes en Jocotenango.....	33
III.	Servicio de recolección de basura en Jocotenango	34
IV.	Datos estación meteorológica Suiza Contenta.....	37
V.	Ambientes.....	44
VI.	Granulometrías recomendadas de agregado fino para morteros, concretos y <i>grout</i>	61
VII.	Medidas principales normales de los bloques huecos de concreto según COGUANOR NGO 41 054	64
VIII.	Clasificación barras de acero.....	67
IX.	Requisitos para la especificación por proporciones	69
X.	Resistencia a compresión de la mampostería de bloques de concreto	70
XI.	Listado de amenaza sísmica por municipios.....	73

XII.	Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidades del sismo de diseño	75
XIII.	Requisitos para redundancia adecuada de cada piso que deba resistir más de 35 % de V_B de diseño	78
XIV.	Variación de la presión según la altura.....	94
XV.	Clasificación de las zonas atendiendo el grado de destrucción.....	96
XVI.	Coeficiente de sitio F_a	100
XVII.	Coeficiente de sitio F_v	100
XVIII.	Coeficientes y factores para diseño de sistemas sismorresistentes. ..	103
XIX.	Distribución del corte basal por piso	107
XX.	Momentos de volteo por piso	108
XXI.	Distribución de muros estructurales primer nivel en el sentido x, y.....	112
XXII.	Centro de masa sentido “X” primer nivel	114
XXIII.	Centro de masa sentido “Y” primer nivel	115
XXIV.	Cálculo del centro de rigidez del edificio primer nivel, sentido “X”	118
XXV.	Cálculo del centro de rigidez del edificio primer nivel, sentido “Y”	119
XXVI.	Resultados parciales para el análisis simplista.....	120
XXVII.	Centro de masa de los muros	121
XXVIII.	Resultados centro de rigidez de muros	121
XXIX.	Centro de masa combinado	122
XXX.	Resultados análisis de mampostería para el primer nivel sentido “X”.126	
XXXI.	Resultados análisis de mampostería para el primer nivel sentido “Y”.127	
XXXII.	Área de acero y separación que requieren los momentos que no soporta el área de acero mínima.....	160
XXXIII.	Clasificación de tipos de zapata	173
XXXIV.	Dimensiones de zapatas para mochetas de carga y columnas aisladas	174
XXXV.	Refuerzos de zapatas para mochetas de carga y columnas asiladas.175	

XXXVI.	Unidades de gasto para el cálculo de las tuberías de distribución de agua en los edificios	185
XXXVII.	Gastos probables para el método de <i>Hunter</i>	186
XXXVIII.	Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones simples y sifones de descarga.....	189
XXXIX.	Diámetro de las derivaciones en colector	190
XL.	Coeficiente de rugosidad “n” para las fórmulas de Manning en tuberías	194
XLI.	Requerimientos de iluminación en edificios escolares	196
XLII.	Circuitos de iluminación para el primer nivel	197
XLIII.	Circuitos de fuerza primer nivel.....	198
XLIV.	Circuitos de iluminación y fuerza	198
XLV.	Cálculo de prestaciones.....	199
XLVI.	Cálculo de factor ayudante en mano de obra.....	200
XLVII.	Cálculo de renglón de trabajo para solera hidrófuga.....	201
XLVIII.	Presupuesto Escuela Oficial Urbana Mixta Rafael Rosales	202
XLIX.	Matriz de impacto ambiental	204
L.	Coeficiente de rugosidad de Manning en tuberías y canales abiertos	209
LI.	Tabla de dotaciones de agua potable	214
LII.	Ancho libre de zanjas para tubería de PVC	236
LIII.	Tablas de diseño de alcantarillado tramo 1	237
LIV.	Presupuesto para el sistema de alcantarillado sanitario, aldea San José La Rinconada, Jocotenango.....	240
LV.	Costo de la red de drenaje pluvial.....	242
LVI.	Presentación de instrumento ambiental B2, para diseño de drenaje sanitario.....	244
LVII.	Aplicación del período de retorno	249
LVIII.	Valores indicativos del coeficiente de escorrentía.....	252

LIX.	Uso de tragante según su tipo de entrada.....	256
LX.	Integración de coeficiente de escorrentía.....	257
LXI.	Cálculo hidráulico de drenaje pluvial	269
LXII.	Presupuesto para el sistema de alcantarillado pluvial, aldea San José La Rinconada, Jocotenango	272
LXIII.	Valor presente neto	273
LXIV.	Presentación de instrumento ambiental B2, para diseño de drenaje pluvial	276

LISTA DE SÍMBOLOS

h	Altura del muro
b	Ancho de muro
A	Área de la tubería (en caso a/A) expresada en m ² .
A_v	Área de refuerzo a corte
A_s	Área de refuerzo a tensión
W	Carga total
Q_{DIS}	Caudal de diseño
q	Caudal de diseño expresado en m ³ /s
Q_{MEDIO}	Caudal medio
PVC	Cloruro de polivinilo
C	Coeficiente de escorrentía superficial
n	Coeficiente de rugosidad
C	Coeficiente numérico para fuerzas de sismo sobre el edificio
Z	coeficiente numérico, depende de la zona sísmica del país.
D	Diámetro de la tubería en pulgadas
dx	Distancia en la dirección X-X', del centro de rigidez al muro de corte.
Dy	Distancia en la dirección Y-Y', del centro de rigidez al muro de corte.
f_a	Esfuerzo de compresión axial

f_m	Esfuerzo de compresión permisible en mampostería, en la fibra exterior [lb/plg ²]
f_b	Esfuerzo de flexión unitario
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero [lb/pulg ²]
f'_m	Esfuerzo de ruptura a la compresión en la mampostería
f_s	Esfuerzo de tensión en el acero [lb/plg ²]
f_v	Esfuerzo permisible de corte
F_a	Esfuerzo unitario axial permisible, en función de h/t [lb / pulg ²].
I	Intensidad de lluvia
L/s	Litros sobre segundo
m²	Metros al cuadrado
m³/s	Metros cúbicos por segundo
m/s	Metros por segundo
mm/h	Milímetros por hora
Em	Módulo de elasticidad de la mampostería en compresión [lb/plg ²]
Es	Módulo de elasticidad del acero
No. Hab	Número de habitantes
S	Pendiente
d	Peralte efectivo de miembros en flexión de la cara en compresión al centroide del refuerzo en tensión
Po	Población de último censo
PV	Pozo de visita
a/A	Relación de área de flujo / área a sección llena
q/Q	Relación de caudal / caudal a sección llena

d/D	Relación de profundidad de flujo / profundidad a sección llena
v/V	Relación de velocidad de fluidos / velocidad a sección llena
v	Velocidad de flujo en la tubería expresada en m/s

GLOSARIO

Altimetría	Parte de la topografía que enseña a hacer mediciones de alturas.
Alcantarillado	Conjunto de tuberías que sirven para recolectar aguas de lluvia y transportarlas a una instalación de tratamiento o cuerpo receptor, sin que afecten a poblaciones.
Caudal	Es el volumen de líquido que circula a través de una tubería, en una unidad de tiempo determinado.
Caudal de diseño	Suma de los caudales que se utilizarán para diseñar un tramo de alcantarillado.
Cimentación	Subestructura destinada a soportar el peso de la construcción que gravitará sobre ella, la cual transmitirá sobre el terreno las cargas correspondientes de una forma estable y segura.
Colector	Conjunto de tuberías, pozos de visita y obras accesorias que se utilizarán para la descarga de las aguas servidas o aguas de lluvia.
Colector principal	Sucesión de tramos que, partiendo de la descarga, sigue la dirección de los gastos mayores.

Conexión domiciliar	Tubería que conduce las aguas desde la tubería de la vivienda hasta el colector principal.
Cota invert	Cota o altura de la parte inferior interna de la tubería ya instalada.
Densidad de vivienda	Relación existente entre el número de viviendas por unidad área.
Descarga	Lugar donde se descargan las aguas de lluvia que proviene de un colector.
Ductilidad	Capacidad de deformarse sin fractura en el rango inelástico, que presentan algunos materiales.
Esfuerzo	Magnitud de una fuerza por unidad de área.
Estructura	Ordenamiento de un conjunto de elementos encargado de resistir los efectos de las fuerzas externas de un cuerpo físico. También se le llama así a un sistema de elementos que se combinan de una forma ordenada para cumplir una función determinada, por ejemplo, cubrir una longitud, contener un empuje de tierras, cubrir un techo, conducir un caudal determinado.
Fatiga	Estado que presenta un material después de estar sometido a esfuerzos de forma repetida, por encima de su límite de tenacidad.

Fluencia	Fenómeno que se presenta en un material cuando sufre grandes deformaciones al ser sometido a un esfuerzo constante antes de producirse la falla, como es el caso del acero de refuerzo.
Fórmula de Manning	Fórmula para determinar la velocidad de un flujo en un canal abierto; esta fórmula se relaciona con la rugosidad del material con que está construido el canal, la pendiente y el radio hidráulico de la sección.
Límite de tenacidad	Es la capacidad del material para resistir una carga de energía hasta que sobrevenga su ruptura.
Mampostería	Obra de albañilería formada por unidades o bloques de concreto o arcilla, unidas con mortero. La mampostería reforzada se da cuando se agrega concreto armado.
Planimetría	Parte de la topografía que enseña a hacer mediciones horizontales de una superficie.
Pozo de visita	Estructura subterránea que sirve para cambiar de dirección, pendiente, diámetro, y para iniciar un tramo de tubería.

RESUMEN

El actual edificio de la Escuela Primaria Oficial Urbana Mixta Rafael Rosales se ubica en la plazuela central de la cabecera del municipio de Jocotenango, Sacatepéquez. Este edificio ya no cuenta con las instalaciones adecuadas para albergar a los más de 1 200 usuarios de los diferentes niveles académicos. Provoca incomodidad entre los usuarios y afecta el discernimiento de los jóvenes pertenecientes a este establecimiento educativo. El diseño del edificio de un nivel de mampostería reforzada facilitará la posterior ejecución y beneficiará aproximadamente a 220 usuarios de manera directa.

El ingreso a la aldea La Rinconada se encuentra aproximadamente a 1 kilómetro de distancia de la plazuela central del municipio de Jocotenango. Esta aldea desfoga tanto sus aguas servidas como aguas pluviales en el ramal del río El Nance, para posteriormente unirse de forma natural al cauce del río Guacalate. Por esta razón surge la necesidad del diseño de una red de drenaje tanto pluvial como sanitario, que se conecte con el tramo de la red de drenaje separado, existente de la colonia Los Llanos.

OBJETIVOS

General

Diseñar un edificio de un nivel de mampostería reforzada para la Escuela Primaria Oficial Urbana Mixta Rafael Rosales, y un sistema de drenaje de aguas negras y pluviales para la aldea La Rinconada del municipio de Jocotenango, Sacatepéquez.

Específicos

1. Realizar una investigación monográfica y un diagnóstico de necesidades de servicios básicos e infraestructura del casco urbano de Jocotenango, así como de la aldea La Rinconada del municipio de Jocotenango, Sacatepéquez.
2. Proporcionar a las autoridades municipales los documentos necesarios (memorias de cálculo, planos, costos, presupuestos y especificaciones técnicas) de ambos proyectos, para gestionar el financiamiento de cada uno.
3. Diseñar el sistema de drenaje separado para reducir el impacto ambiental en los afluentes de este departamento y resguardar la salubridad de los pobladores.

4. Diseñar un edificio de un nivel aplicando los criterios de ACI, AGIES, CONRED y otros.

INTRODUCCIÓN

En el siguiente proyecto se tiene como principal finalidad la planificación del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), tomando en cuenta las necesidades de mejoramiento en la infraestructura del municipio de Jocotenango, Sacatepéquez. Entre estas, las destinadas a usos educativos, mejorando las condiciones en las que los usuarios reciben su formación profesional, en ambientes adecuados y cómodos. De igual manera el mejoramiento en la forma en la cual se desechan las aguas negras y las aguas pluviales.

Uno de los proyectos de infraestructura que se llevará a cabo consiste en el diseño de un edificio de un nivel, utilizando el sistema constructivo de mampostería reforzada, para albergar a La Escuela Primaria Oficial Urbana mixta Rafael Rosales, jornada vespertina. Se ubicará dentro del casco urbano de Jocotenango, a 400 metros de la plazuela central del municipio. Este diseño es necesario debido a que las instalaciones actuales carecen de espacios suficientes para albergar a todos los usuarios y provoca incomodidad en los mismos. Se detiene y atrasa el progreso de esta comunidad y del país.

Trabajando en conjunto a la municipalidad de Jocotenango, se estableció un segundo proyecto para mejorar la infraestructura de este municipio. Se pretende realizar el diseño de un sistema de drenaje sanitario y un sistema de drenaje pluvial para la aldea La Rinconada. Debido a que actualmente esta aldea no cuenta con una red de drenaje adecuado, los drenajes domiciliarios desfogon directamente en el río El Nance, lo cual es perjudicial para la salud de los habitantes de esta aldea.

1. MONOGRAFÍA DEL CASCO URBANO DE JOCOTENANGO, Y LA ALDEA LA RINCONADA JOCOTENANGO SACATEPÉQUEZ

La noche del 10 de septiembre de 1541, luego de 3 días de intensas lluvias, ocurrieron cuatro fuertes sismos que afectaron al Valle de Almolonga. Provocaron un deslave tan impetuoso que derribó muchos edificios y que acabó con la vida de al menos 2 400 personas entre españoles, negros e indígenas.

En junta general del vecindario de Almolonga, se proveyó la gobernación vacante por la muerte de La Sin Ventura, Doña Beatriz de la Cueva. Fueron electos el licenciado Francisco Marroquín, Obispo de Guatemala, y el licenciado Francisco de la Cueva. En seguida se procedió a elegir sitio para trasladar la ciudad que por informes que dio Juan B. Antonelli, favorable del Valle de Panchoy, se acordó fundar la capital del Reino en este lugar. Los pobladores cachiqueles de Tzacualpa fueron reubicados por los nuevos gobernadores en el sitio originalmente llamado Real de Minas, de don Pedro de Alvarado, y fundaron el pueblo de Jocotenango. Los pobladores de Santiago Utateca se agregaron después.

A raíz del terremoto del 4 de febrero de 1976 Jocotenango cobra mayor prestancia, al trasladarse al lugar numerosas familias que se establecieron en colonias, por ejemplo: La colonia Los Llanos, Las Victorias y también familias de campesinos que originalmente trabajaban en la finca Filadelfia llegan a un acuerdo con los propietarios de la misma dando lugar así a la aldea de San José La Rinconada.

1.1. Características físicas

La cabecera municipal de Jocotenango tiene clima templado. Jocotenango está en el departamento de Sacatepéquez y está rodeado por municipios del mismo. Colinda al norte con Sumpango, al sur, noreste y este con Antigua Guatemala y al oeste con Pastores.

1.1.1. Ubicación geográfica

Jocotenango se encuentra situado en la Región V, conocida como Región Central de Guatemala. Ubicado en el departamento de Sacatepéquez con coordenadas geográficas en latitud 14° 34' 28" y longitud 90° 44' 28", a una distancia de 3 kilómetros de la cabecera departamental, 45,5 kilómetros de la ciudad capital y a una altura de 1 530 metros sobre el nivel del mar. Su extensión territorial es de 9 kilómetros cuadrados. Jocotenango colinda:

- Al norte, con San Pedro Sacatepéquez (Guatemala) y Santo Domingo Xenacoj.
- Al sur, con Antigua Guatemala y Santa Catarina Barahona.
- Al este, con Antigua Guatemala, Santiago Sacatepéquez y San Bartolomé Milpas Altas.
- Al oeste, con Pastores y Santa Catarina Barahona.

El municipio está integrado por 7 zonas, entre las cuales se encuentran 4 lotificaciones, 7 colonias, 1 residencial y dos condominios. El resto del municipio lo conforman dos aldeas y un caserío.

Está dividido por un pueblo, que es la cabecera municipal, con las colonias:

- Zona 1: El Roble, Las Victorias, Los Llanos, Los Ángeles, Las Perpetuas Rosas, San Isidro I y II.
- Zona 2: Jardines de la Asunción y Jardines de Alta Loma.
- Zona 3: La Asunción y San Alberto.
- Zona 4: Monterrey, San José, Lotificación Lolita, Condominio La Cúpula y la colonia El Carmen.

En su territorio se encuentra el Cerro El Narizón, así como el río Guacalate; 7 riachuelos: El Hato, El Carnero, El Cerezal, El Hormigo, El Marcelino, El Palo de Jocote y El Rejón, y la quebrada La Ventanilla.

Cuenta dos aldeas: La Rinconada, La Ventanilla y Las Pitas, y un caserío, Vista Hermosa.

1.1.2. Demografía

La población actual de Jocotenango es de 28 937 habitantes, según censo realizado por el Instituto Nacional de Estadística (INE) en el año 2010. La densidad poblacional es de 2 983 habitantes por kilómetro cuadrado, con un índice de crecimiento del 3,1 %.

El 94 % de la población es ladina y el resto es indígena. En lo que respecta a la población urbana, se ubica un 90 % y en áreas rurales se encuentra únicamente el 10 %.

1.1.3. Servicios públicos

En lo que se refiere a salud, se cuenta con dos puestos, los cuales están diseñados para atender a 5 000 personas cada uno (un 40 % de la población). Están ubicados en Jocotenango y aldea La Rinconada. Adicionalmente existe un centro de convergencia que asiste a 3 000 personas, que representa un 11 % de la población, ubicado en la aldea Vista Hermosa. El servicio de agua se da en forma domiciliar, llenacántaros, pozos, entre otros. La distribución del agua no es equitativa, debido a que Jocotenango tiene escasas fuentes.

Tabla I. **Hogares con servicio de agua potable en Jocotenango**

Comunidad	Hogares con Agua Potable
Jocotenango	662
Colonia Los Angeles	272
El Papelillo o Vista Hermosa	144
Filadelfia	13
La Follie	0
La Rinconada	63
La Azotea	6
Mano de León	9
Colonia Monte Rey	69
Colonia Los Llanos	1021
Colonia Las Victorias	383
Lotificación Las Perpetuas Rosas	10
Lotificación San Isidro	27
Total	2679 = 89%

Fuente: Departamento de Aguas, municipalidad de Jocotenango, Sacatepéquez. 2 018.

El servicio de drenajes es prestado a la mayoría de la población urbana. El alcantarillado está construido de hormigón con revestimiento de ladrillo y las aguas servidas no tienen tratamiento antes de su descarga en el río Guacalate.

Tabla II. **Hogares con servicio de drenajes en Jocotenango**

Comunidad	Hogares con servicio de drenaje
Jocotenango	609
Colonia Los Angeles	266
El Papelillo o Vista Hermosa	0
Filadelfia	0
La Follie	0
La Rinconada	0
La Azotea	6
Mano de León	2
Colonia Monte Rey	66
Colonia Los Llanos	1016
Colonia Las Victorias	372
Lotificación Las Perpetuas Rosas	4
Lotificación San Isidro	12
Total	2353 = 79%

Fuente: Departamento de Aguas, municipalidad de Jocotenango, Sacatepéquez. 2 018.

La recolección de basura, en las diferentes comunidades de Jocotenango, se realiza por medio de personas individuales en cada hogar de la población.

Tabla III. **Servicio de recolección de basura en Jocotenango**

Comunidad	Servicio de recolección de basura
Jocotenango	Sí
Colonia Los Angeles	Sí
El Papelillo o Vista Hermosa	No
Filadelfia	Sí
La Follie	No
La Rinconada	No
La Azotea	Sí
Mano de León	No
Colonia Monte Rey	Sí
Colonia Los Llanos	Sí
Colonia Las Victorias	Sí
Lotificación Las Perpetuas Rosas	Sí
Lotificación San Isidro	Sí

Fuente: Departamento de Aguas, municipalidad de Jocotenango, Sacatepéquez. 2 018.

Jocotenango cuenta con cinco centros educativos, por lo cual no es necesario trasladarse a la cabecera departamental para obtener educación formal.

- Escuela de Párvulos de la Colonia Los Llanos
- Escuela Centenaria Urbana Mixta Rafael Rosales
- Escuela Dr. Víctor Manuel Asturias Castañeda
- Escuela Rural Mixta de la Aldea San José La Rinconada

- Escuela Rural Mixta de la Aldea Vista Hermosa

Actualmente se cuenta con una estación de Bomberos Municipales que está dotada de equipo especial (hidráulico), la única a nivel departamental que cuenta con equipo moderno de alerta médica y contra incendios forestales.

El municipio cuenta con los servicios básicos y otros, como alumbrado eléctrico, telecomunicaciones, correo, servicio de cable y polideportivo.

1.1.4. Infraestructura vial

El municipio de Jocotenango posee una red vial en buenas condiciones, lo que le permite a la población trasladarse a diferentes lugares de una manera más sencilla. Así mismo, hay carreteras de terracería transitables en el área rural.

El acceso directo hacia el municipio de Jocotenango puede realizarse por varias vías:

- Carretera que conduce del Municipio de Antigua Guatemala hacia Jocotenango (asfaltada).
- Carretera que conduce de la aldea de San Felipe, del municipio de Antigua Guatemala, hacia Jocotenango (asfaltada).
- Carretera que conduce de Chimaltenango pasando por Parramos y Pastores hacia Jocotenango (asfaltada).
- El acceso hacia la aldea La Rinconada es de adoquín.

1.1.5. Transporte y comunicaciones

Jocotenango cuenta con una amplia y moderna terminal de buses ubicada en la colonia Los Llanos, los cuales se dirigen de la colonia, pasan por Jocotenango y finalmente llegan a su destino, Antigua Guatemala.

Estos buses también son accesibles a la población de la aldea La Rinconada, ya que cada media hora se dirigen hacia esta para cumplir la ruta antes mencionada. De igual manera, es accesible el servicio de buses urbanos que se dirigen a distintas localidades, tales como Chimaltenango, Ciudad de Guatemala y Escuintla.

1.1.6. Clima

El clima en el municipio de Jocotenango es cálido con tendencia a ser templado. Según el Instituto de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH) de Guatemala, la estación meteorológica más cercana al municipio de Jocotenango es Suiza Contenta (clave 161 101), ubicada en la finca Suiza Contenta del municipio de San Lucas Sacatepéquez. Esta indica que no se registran lluvias tan intensas en la región. Los registros de la temperatura media anual son:

Tabla IV. **Datos estación meteorológica Suiza Contenta**

Estación meteorológica Suiza Contenta		
Descripción	Cantidad	Unidad
Temperatura media anual	19,30	°C
Temperatura máxima promedio anual	22,40	°C
Temperatura mínima promedio anual	8,70	°C
Temperatura máxima absoluta anual	29	°C
Temperatura mínima absoluta anual	1	°C
Humedad relativa anual	79	%
Humedad relativa máxima anual	97	%
Nubosidad anual	6	octas
Velocidad del viento	1,30	km/h
Precipitación anual	1 371,90	mm
Radiación	1,04	w/m ²
Mojadura	0,00	unidades
Dirección del viento	8,76	°az

Fuente: estación meteorológica Suiza Contenta, INSIVUMEH; 2 018.

1.1.7. Topografía

El área del municipio de Jocotenango es de 9 kilómetros cuadrados y pertenece al denominado complejo montañoso central. La serie de suelos corresponde a la categoría de suelos de las calles sin diferenciación.

Jocotenango es irrigado por el río Guacalate, también por los riachuelos El Hato, El Carnero, El Cerezal, El Hormigo, El Marcelino, El Palo de Jocote y El Rejón; cuenta con la quebrada La Ventanilla y con el Cerro Narizón.

1.1.8. Economía

El municipio tiene como eje principal el cultivo de café, aunque en menor porcentaje también se produce maíz, frijol, cítricos, papa y frutas; como cultivos secundarios, verduras y plantas ornamentales.

De igual manera, se encuentra la producción artesanal de tejidos típicos de algodón, cestería, alfarería, jarcia, instrumentos musicales, frutas de madera, cerámica, cuero, hierro forjado, entre otros.

La mayoría de los habitantes del municipio, se dedican esencialmente al trabajo asalariado en empresas, industrias o instituciones, de las cuales depende principalmente su economía.

Las actividades de comercialización de productos agrícolas, pecuarios y de pequeña industria, se realizan en el mercado municipal de Jocotenango, Antigua Guatemala y la Ciudad Capital.

1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Jocotenango y la aldea La Rinconada, Sacatepéquez

Actualmente, la mayor parte de los habitantes del municipio de Jocotenango cuentan con los servicios básicos necesarios para vivir dignamente, como agua potable, luz, servicio telefónico, cable satelital, sistema de drenajes combinado, educación pública, centros asistenciales, centros de salud, calles pavimentadas, internet, entre otros. La mayoría de los servicios que poseen los habitantes son financiados por ellos mismos a través de sus empleos y pagados a las respectivas empresas a cargo de cada servicio.

Durante la investigación diagnóstica, se observó que a pesar de que la población del lugar se encuentra en circunstancias aceptables y posee los servicios básicos generales en buenas condiciones, en algunos aspectos u ocasiones algunos llegan a fallar o poseen ciertas deficiencias que podrían mejorar paulatinamente.

En cuanto a la aldea La Rinconada, los servicios básicos son exactamente los mismos con los que cuenta el municipio de Jocotenango; es decir, agua potable, luz, servicio telefónico, cable satelital, educación pública, centros asistenciales, centros de salud, calles adoquinadas, internet, entre otros.

Sin embargo, la aldea no posee un sistema de drenajes establecido para suplir las necesidades de los pobladores. Así mismo, solamente cuentan con un establecimiento de educación pública y muchas viviendas se categorizan en extrema pobreza.

1.2.1. Descripción de las necesidades

A pesar de que el municipio de Jocotenango cuenta con un sistema de alcantarillado o drenajes construido de hormigón con revestimiento de ladrillo para servicio de los pobladores, este no se encuentra separado ni definido convenientemente. Por lo tanto, el sistema de alcantarillado es de carácter compuesto o combinado. Es decir, por medio de estas tuberías se realiza la recolección de aguas residuales y pluviales de los habitantes, lo cual, en ocasiones, provoca que las tuberías colapsen y, por ende, se inunden las calles del municipio, afectando significativamente a la población y sus viviendas. El agua recolectada no posee ningún tipo de tratamiento previo a su descarga en el río Gualacate.

Por otro lado, actualmente el municipio de Jocotenango está trabajando en un plan de ordenamiento territorial acorde a su situación y ubicación, el cual ha mejorado significativamente en los últimos años.

En cuanto al agua potable y centros asistenciales, el municipio posee cierto grado de desigualdad, ya que no hay suficiente, por lo que no se logra abastecer equitativamente a los pobladores. Así mismo, hacen falta centros educativos de carácter público, ya que se cuentan con algunos, pero no son suficientes para cubrir las necesidades actuales de la población.

La infraestructura de las viviendas en el lugar es bastante equitativa y se encuentra en condiciones favorables para los habitantes. Sin embargo, aún en la actualidad algunos pobladores poseen casas de adobe.

Acerca de la aldea La Rinconada, la principal diferencia, de carácter significativo, es que no posee un sistema de drenaje establecido, por lo que el agua recolectada va directamente a desembocar a un riachuelo cercano llamado El Rejón e influye negativamente en el medio ambiente.

En cuanto a educación, la aldea solamente cuenta con una escuela pública, la cual no sule las necesidades educativas de los pobladores. Sin embargo, están a una distancia relativamente cerca del municipio de Jocotenango y, aun así, existe un alto nivel de analfabetismo en el área. Esto es debido a la sobrepoblación estudiantil que existe en los diferentes establecimientos educativos.

En la aldea La Rinconada se observan aún muchas viviendas en condiciones deficientes y de extrema pobreza. Es decir, construidas a base de

láminas o cartón, lo cual no cumple con los requerimientos básicos para una vida ideal.

1.2.2. Evaluación y priorización de las necesidades

En cuanto a la evaluación de las necesidades en el municipio de Jocotenango y la aldea La Rinconada se concluye que ambos son afectados por problemas de carácter social, económico, gubernamental y cultural, lo cual complica la rapidez de solución a los problemas. Sin embargo, se sugiere priorizar y categorizar con base en a las necesidades primordiales de los pobladores, disponibilidad de materia prima y mano de obra actual.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de un edificio para la Escuela Primaria Oficial Urbana Mixta Rafael Rosales de un nivel en mampostería en Jocotenango, Sacatepéquez

El actual edificio de la Escuela Primaria Oficial Urbana Mixta Rafael Rosales, ubicado en el municipio de Jocotenango, no cumple con los requerimientos necesarios para suplir las necesidades de los usuarios. A continuación, se detalla paso por paso el proceso de diseño para un nuevo edificio que contribuirá con la educación de Jocotenango.

2.1.1. Investigación preliminar

Las instalaciones actuales de la escuela no cuentan con los requerimientos necesarios que deben cumplir para brindar un servicio óptimo a los usuarios.

2.1.1.1. Infraestructura para el centro educativo

Este centro educativo tiene como objetivo proveer la infraestructura adecuada para la educación primaria dentro del casco urbano del municipio de Jocotenango. En cumplimiento con este objetivo y para cubrir la demanda de población estudiantil, se propone realizar el diseño de un edificio de un nivel de mampostería confinada a través de las mochetas, la solera de humedad, soleras intermedias, solera superior y una losa tradicional.

El diseño estructural del establecimiento educativo se basa en las Normas de Seguridad Estructural para Guatemala del año 2 018. Las normas que referencian los criterios tomados son NSE – 2, Demandas estructurales y condiciones de sitio; NSE – 2.1, Estudios Geotécnicos; NSE – 3, Diseño estructural de edificaciones; NSE – 7.4, Diseño de mampostería reforzada.

La selección de las combinaciones de carga para diseño estructural depende del método de diseño que norma al sistema estructural de interés. Para el diseño estructural de la losa se utilizó el método de diseño por resistencia, conocido también como método de diseño por factores de carga y resistencia (*Load and Resistance Factor Design, LRFD* por sus siglas en inglés).

El edificio cuenta con 8 aulas para recibir las clases teóricas, una dirección con una sala de espera y áreas verdes para la recreación de los niños. Para el diseño de este edificio se proponen los siguientes ambientes:

Tabla V. **Ambientes**

Edificio escolar
Ocho aulas de enseñanza
Dirección
Servicios sanitarios
Patios
Jardines

Fuente: elaboración propia.

2.1.2. Ubicación del terreno

El terreno se ubica dentro del casco urbano, aproximadamente a 400 m de la plazuela central. Se encuentra geoposicionado en las coordenadas 14° 34' y una altitud de 1 530 msnm.

2.1.3. Estudio topográfico

Un estudio topográfico se podría definir como un conjunto de acciones realizadas sobre un terreno con herramientas adecuadas para obtener una representación gráfica o plano. Este proceso se realiza previo a un estudio de preinversión de una infraestructura básica, el cual está conformado por dos actividades en campo, el trazo planimétrico y el trazo altimétrico. Para ambos se utiliza este equipo:

- Cinta métrica
- Teodolito o estación total
- Estadal
- Machete, trompos y pintura acrílica
- Plomada

Para la construcción de este centro educativo se dispone de un terreno de forma triangular visto en planta, con un área aproximada de 890 m².

2.1.4. Estudio de suelos

El estudio de suelo permite dar a conocer las características físicas y mecánicas del suelo, es decir la humedad, la profundidad, el tipo de cimentación

más adecuado para la obra a construir y los asentamientos de la estructura con relación al peso que soportará.

El ensayo triaxial es uno de los principales estudios que debe realizarse antes de diseñar y construir cualquier estructura, ya que nos proporciona datos importantes sobre las características mecánicas y físicas del suelo en donde se pretende construir y, en base a eso, determinar cuál sea la mejor opción de diseño. El tipo de análisis para conocer el valor soporte del suelo fue el ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr, no consolidado y no drenado en las muestras inalteradas extraídas de los pozos.

- Descripción del suelo: arena limo arcillosa color café
- Ángulo de fricción interna: ϕ 28°
- Cohesión $C_u = 5,90 \text{ ton} / \text{m}^2$
- Densidad seca = 1,66 ton / m³
- Densidad húmeda = 1,77 ton / m³
- Desplante = 1,25 m (profundidad a la que se tomó la muestra)
- Cohesión = 0,18 kg/cm²

Aplicando las fórmulas del Dr. Karl Terzaghi para cimentaciones cuadradas y cimientos corridos, se tiene las siguientes expresiones para determinar el valor soporte del suelo:

Para zapatas cuadradas y corte en general:

$$q_d = 1,3 * c * N_c + \gamma * Z * N_q + 0,4\gamma * B * N'_w$$

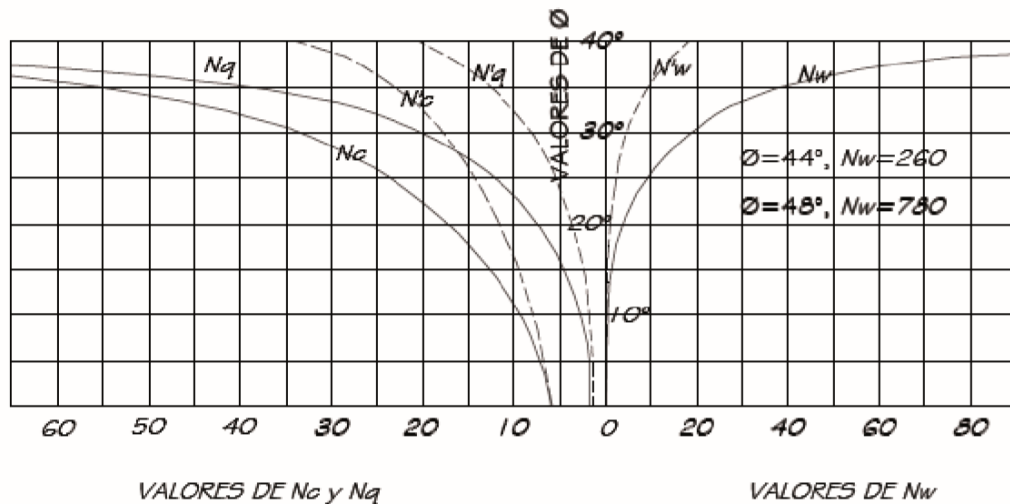
Para zapatas cuadradas y corte local o punzante:

$$q_d = 1,3 * c' * N'_c + \gamma * Z * N'_q + 0,4\gamma * B * N'_w$$

N_c , N_q y N_w son coeficientes sin dimensión, que dependen únicamente del ángulo de fricción interna del suelo. Se llaman factores de capacidad de carga debidos a la cohesión, sobrecarga y peso del suelo, respectivamente.

Los valores de N_c , N_q y N_w para falla por corte general se obtienen empleando las curvas de trazo continuo y los valores de N'_c , N'_q y N'_w empleando las curvas punteadas de la figura 1.

Figura 1. **Curvas de trazo continuo**



Fuente: TERZAGUI, Karl. *Mecánica de suelos*. p. 37.

De la gráfica y para un cimiento de 0,40m de ancho se tiene:

$N'_c = 16$, $N'_q = 7$, $N'_w = 5$, entonces:

$$q_d = 1,3 * 5,90 * 16 + 1,77 * 1,25 * 7 + 0,4 * 1,77 * 0,40 * 5$$

$$q_d = 139,62 \text{ ton / m}^2$$

Terzagui recomienda para q_d , un factor de seguridad no menor de tres. Si se diera una mala supervisión se tomará un factor de seguridad de cuatro ($F_s = 4$). El valor soporte del suelo queda determinado por medio de la expresión matemática formulada por Terzaghi.

$$V_s = \frac{q_d}{F_s} = \frac{139,62}{4} = 34,90 \text{ Ton /m}^2$$

Este es el valor que se adopta para efectos de diseño de los cimientos de este establecimiento educativo y utilizado en la determinación del valor soporte del inciso 2.1.6.17.1.

2.1.5. Manual de criterios normativos para el diseño de edificios de centros educativos oficiales

El diseño presentado del edificio escolar está basado en las normas contenidas en el reglamento de construcción de edificios escolares del Ministerio de Educación; las normas aplicadas en el presente trabajo se describen a continuación.

2.1.5.1. Criterios de conjunto

Es el análisis general del diseño arquitectónico del proyecto, en relación al contexto. Esto para unificar criterios y desempeños. Afecta desde las instalaciones hasta la sectorización de cada ambiente para el aprovechamiento de todos sus ambientes.

- Sectorización de edificios dentro del terreno: la distribución de áreas de manera que no se obstaculicen entre sí y vincularla al mismo tiempo con la matriz de relaciones de ambiente.

La sectorización dentro del conjunto para el presente proyecto se realizó de acuerdo al uso de cada área: área privada, aulas educativas y administración, área de servicio conformada por los servicios sanitarios y mantenimiento, área pública y sala de espera. Luego de zonificar el área

privada se distribuyeron 3 módulos diferentes, nivel primario y preprimario, así como administrativo. Para el área de servicio se ubicaron los servicios sanitarios y mantenimiento lo más alejado posible para garantizar el servicio a cada módulo. El área pública se encuentra lo más cercano al ingreso, para dar seguridad a las otras áreas.

- Emplazamiento: en condiciones limitadas dentro del área urbana, el índice de ocupación será el que señale el reglamento municipal correspondiente. El cuál indica que se puede utilizar como máximo el 70 % del área total. Para el presente proyecto se utilizó el 68 % del área en construcción y el 32 % del área total en área verde, cumpliendo así con el índice de permeabilidad dentro del terreno.
- Orientación del edificio: la orientación ideal es de norte a sur, de preferencia con las ventanas hacia el norte; sin embargo, la orientación será definida en campo.

Debido a que el terreno destinado para la construcción del establecimiento se ubica con predios en colindancia, se decide en campo ubicar las ventanas con orientación norte, lo cual permite ventilación cruzada que garantiza confort climático. Se ubicaron los servicios sanitarios de tal forma en que la luz solar pudiera hacer efecto y evitar malos olores.

- Tamaño del edificio: la superficie mínima a construir por nivel educativo para el nivel primario es de 5 m², con un máximo de 24 aulas para albergar a un total de 960 estudiantes. El espacio mínimo por alumno es de 0,90 m², un mínimo de 12 alumnos por aula y 30 máximo. En el diseño de este establecimiento se determinó un promedio de 25 alumnos por aula de nivel primario y 20 alumnos máximo en el nivel preprimario.

2.1.5.2. Criterios de iluminación

Es un hecho que la calidad de la luz es un diferenciador clave en la iluminación. Esto nos fuerza a revisar la manera en la que iluminaremos naturalmente y artificialmente nuestros ambientes.

2.1.5.2.1. Generalidades de la iluminación en el edificio

Para un establecimiento educativo con óptimas características, la iluminación debe ser abundante y uniformemente distribuida. Se deberá evitar en lo posible la proyección de sombras y contrastes muy marcados, considerando lo siguiente:

- Iluminación sobre las áreas de trabajo: varía de acuerdo con la naturaleza de la actividad por desarrollar y edad de los educandos.
- Proporción del local: se establece en función de la relación de las dimensiones del espacio.
- Contraste: es la diferencia de brillantez que se establece con respecto al objeto de interés y sus alrededores.
- Brillantez: depende directamente de la intensidad de la fuente de iluminación, colores y coeficientes de reflexión de los acabados.

2.1.5.2.2. Tipos de iluminación

La iluminación es la acción o efecto de iluminar. En la técnica se refiere al conjunto de dispositivos que se instalan para producir ciertos efectos luminosos, tanto prácticos como decorativos. Por su procedencia, la iluminación se divide en natural y artificial. La iluminación natural, por la ubicación de las ventanas, se divide en unilateral, bilateral y cenital, y se describe a continuación:

- Iluminación natural unilateral: cuando solo existen ventanas en uno de los muros del aula, estas deben tener un área de 25 % a 30 % del área total de piso. Se recomienda que el muro opuesto a la ventana no debe estar separado más de 2,5 veces lo que mide la altura del muro donde se localiza la ventana a partir del sillar más bajo.
- Iluminación natural bilateral: cuando existen ventanas en las paredes laterales del aula, deben tener un área entre 25 % a 30 % del área de piso del ambiente.
- Iluminación cenital: se utiliza en casos especiales. Para los que no puedan propiciarse las condiciones de iluminación unilateral o bilateral, será permisible la iluminación del ambiente a través de la cubierta, procurando que la incidencia solar no sea directa dentro del ambiente, mediante filtros o características propias de material traslucido.
- Iluminación artificial: de carácter obligatorio y debe apoyarse con la iluminación natural. El nivel inicial de iluminancia o el cálculo teórico de las luminarias debe superar en un 25 % los valores (en luxes) con el fin de tomar en cuenta la depreciación de la iluminación por envejecimiento de lámparas y superficies reflectoras, así como la acumulación de polvo.

El tipo de iluminación en este edificio escolar es natural unilateral en el módulo 1 y 3 y natural bilateral en el módulo 2 y dirección.

2.1.5.3. Otros criterios

Para garantizar un buen desempeño en cada ambiente del edificio escolar, es necesario tomar en cuenta otros criterios, por ejemplo:

- Confort visual: cuando se requieran ambientes en los que sea necesario mantener en forma continua las condiciones de visibilidad, desde cualquier punto hasta un foco constituido por una persona u objeto, se debe garantizar que no existan obstrucciones horizontales o verticales entre cada punto y el foco de atención.

En el diseño de cada aula no existen tanto elementos constructivos verticales como horizontales que dificulten y obstruyan la visibilidad cumpliendo con este requerimiento.

- Confort y ventilación: en el interior de un espacio escolar la circulación del aire debe ser constante, cruzada y sin corriente directa hacia los usuarios (en todos los climas). La orientación de las ventanas o aberturas debe permitir el ingreso de los vientos predominantes, y facilitar la renovación del aire en el interior de los espacios.

Debido a la ubicación del terreno y a la orientación del edificio, así como a la orientación norte-sur y noreste de las ventanas, se garantiza una ventilación cruzada, la cual contribuye al confort climático.

- Confort acústico: el ruido excesivo y reverberación interfieren con la claridad o entendimiento de voz, lo cual reduce las posibilidades de comprensión. En la mayoría de las aulas el grado de claridad o entendimiento de voz es del 75 % o menos. El tiempo de reverberación, es utilizado para determinar qué tan rápido el sonido decae en un espacio. Grandes espacios como los gimnasios tienen tiempo de reverberación más largos, mientras que los espacios como estudios de grabación, menos. Se recomienda prevenir los ruidos provenientes del exterior para que no exista la interferencia sonora utilizando las siguientes barreras físicas:
 - Ubicar el establecimiento en una zona tranquila y utilizar barreras físicas como árboles o montículos de tierra.
 - Con la separación de los ambientes tranquilos de los ruidosos, tomando en cuenta la dirección del viento para que este aleje el ruido.

El predio municipal en el que se diseña el edificio escolar se encuentra en una zona tranquila. El predio colindante al sur cuenta con abundante vegetación, la cual será aprovechada como barrera auditiva, visual y térmica.

2.1.5.4. Instalaciones

Las instalaciones en los edificios educativos deben ser hidráulicas, sanitarias, eléctricas y especiales. Es recomendable realizar un análisis del estado físico de las acometidas de servicios. En el diseño y colocación deberán garantizarse las siguientes condiciones:

- Seguridad de operación
- Servicio constante
- Facilidad y economía en su mantenimiento
- Protección contra agentes nocivos para el ambiente

Por su cercanía a la zona central del municipio este predio cumple con los requerimientos de las instalaciones. Los gastos por mantenimiento correrán a cargo de la municipalidad de Jocotenango.

2.1.5.5. Espacios educativos

Los espacios educativos son un conjunto de aspectos que conforman el ambiente de aprendizaje de los alumnos. Es un hábitat que ofrece oportunidades de desarrollo, que le permite al estudiante explotar su creatividad. El espacio educativo es donde se puede establecer un encuentro educativo sistemático. En el reglamento proporcionado por el Mineduc, se describen como espacios educativos característicos el aula teórica, el aula unitaria y el aula de proyecciones. A continuación, se describe el aula teórica, ya que se utiliza en todo el proyecto.

2.1.5.5.1. Aula teórica

Es el espacio en donde se desarrolla el proceso de enseñanza-aprendizaje formal, independientemente del nivel académico o de los conocimientos impartidos en cada uno de ellos. Generalmente es un salón de dimensiones variables que debe contar con espacio suficiente para albergar a los sujetos intervinientes en el mencionado proceso: el docente y los alumnos. Este espacio consta normalmente de un área para el trabajo del educador y un área más amplia donde trabajan los alumnos de la manera más cómoda posible, a fin de obtener los mejores resultados. El nivel de escolaridad en este centro educativo será el mismo en cada jornada. Las recomendaciones para el diseño de aula teórica se generalizan.

- La capacidad óptima es de 20 alumnos por salón, pero se permite un máximo de 30.
- El área óptima por alumno es de 0,90 m².
- Para la superficie total del aula debe considerarse el caso crítico, capacidad máxima de 30 alumnos.
- La forma del aula será cuadrada o rectangular, se recomienda que el lado mayor no exceda 1,5 veces el lado menor.
- La fuente principal de iluminación natural debe provenir del lado izquierdo del alumno sentado frente al pizarrón, si así lo permitiere la orientación del edificio.

- La distancia máxima desde la última fila al pizarrón será de 8 m, y el ángulo horizontal de visión de un alumno sentado será de 30°.
- Tendrá instalaciones de energía eléctrica, con luminarias adecuadas que proporcionen iluminación artificial abundante y constante, además, tendrá dos tomacorrientes, uno al frente y otro en la parte posterior, colocados a 0,40 m sobre el nivel del piso.

2.1.6. Diseño de edificio escolar

Esta sección define una propuesta de diseño para los espacios de aprendizaje infantil. Se tomó como base de análisis la escuela ya existente y sus alrededores y demás elementos necesarios para proporcionar un desarrollo adecuado de los procesos de aprendizaje.

2.1.6.1. Diseño arquitectónico

Se define como diseño arquitectónico a la disciplina que tiene por objeto generar propuestas e ideas para la creación y realización de espacios físicos, enmarcados dentro de la arquitectura. En la actualidad, el diseño arquitectónico debe satisfacer las necesidades de espacios habitables para el ser humano, tanto en lo estético como en lo tecnológico, con el fin de tener un lugar cómodo y funcional para su uso. Para lograrlo es necesario tomar en cuenta los diferentes criterios arquitectónicos, principalmente para este caso, del Reglamento de Construcción de Edificios Escolares.

El espacio disponible para el edificio rige el diseño de este, las necesidades que se tengan se adecuan a este espacio. Los recursos materiales y las normas de diseño existentes son también limitantes de este. En el caso de este edificio

escolar de 33,30 metros de longitud en el eje X y 23,20 metros de longitud en Y. Cuenta con 5 módulos entre los cuales se distribuyen las aulas de enseñanza-aprendizaje, dirección, sala de espera y servicios sanitarios. La distribución arquitectónica se aprecia con detalle en los planos adjuntos en el apéndice.

2.1.6.1.1. Distribución de ambientes

De acuerdo con las necesidades existentes y del espacio disponible, se determina la forma de los ambientes y su distribución, siempre apegadas a las normas de construcción de edificios escolares. Se tendrá 8 aulas teóricas, 6 para el nivel primario y 2 para el nivel pre primario con servicios sanitarios, así como uno destinado a los profesores, la dirección y la sala de estar.

2.1.6.1.2. Altura del edificio

En cumplimiento de las necesidades que este edificio mitigará, la población estudiantil y las necesidades existentes, se elige un edificio de un nivel. La altura será de 2,80 m en los muros de pasillos en todos los ambientes como en los espacios de circulación.

2.1.6.1.3. Selección del sistema modular a usar

Factores como el desempeño, la economía, estética, materiales disponibles en el lugar y la técnica para realizar la obra, influyen en la elección del sistema estructural adecuado para un edificio. Esta elección comprenderá el tipo estructural, forma y dimensiones, los materiales y el proceso de ejecución. Se ha elegido el sistema estructural tipo cajón de mampostería confinada de block de concreto reforzado con soleras y mochetas como refuerzos.

2.1.6.2. Descripción del sistema a utilizar

El sistema estructural elegido para la construcción del edificio educativo es el de tipo cajón E2 de mampostería confinada. Los muros confinados son un tipo de mampostería donde el refuerzo no es colocado interiormente, es decir, dentro de las celdas de las unidades, sino que se refuerza el muro perimetralmente mediante soleras y mochetas con acero reforzado, las cuales son fundidas posteriormente de la construcción del muro.

2.1.6.2.1. Descripción del sistema estructural de mampostería por utilizar

En el diseño de este edificio educativo se contemplan dos tipos de muros: los que soportan cargas gravitacionales y los que soportan únicamente su propio peso. Los muros que soportan cargas gravitacionales deberán cumplir con un espesor nominal de 140 milímetros y una resistencia de 70 kilogramos por centímetro cuadrados. La relación entre la distancia sin apoyos ya sea horizontal o vertical, y el espesor del muro, deberá ser tal que atienda adecuadamente el pandeo tanto vertical como horizontal. El espesor de los muros sin función estructural y que solo soportan su propio peso podrán tener un espesor mínimo de 100 milímetros y la relación de la distancia sin apoyos al espesor, máximo igual a 30.

2.1.6.2.2. Ventajas estructurales de la mampostería reforzada

El uso de la mampostería reforzada permite:

- Bajo costo de construcción, disminución de desperdicios de material de muros y acabados en virtud de la modulación del sistema, alta generación de empleo.
- Mayor rigidez al desplazamiento lateral ocasionado por las fuerzas sísmicas.
- Resuelve adecuadamente el problema de los elementos no estructurales.
- Poca o ninguna tendencia a la fisuración.
- Construcción más económica en baja altura.
- Permite utilizar entrepisos totales o parcialmente prefabricados dando mayor velocidad al proceso constructivo.
- Resistencia al fuego incrementada.

2.1.6.2.3. Elementos del sistema de mampostería reforzada

Para el levantado de los muros de mampostería reforzada generalmente se utilizan unidades prefabricadas como ladrillos de barro cocido o bloques de

concreto. El sistema de mampostería esta reforzado por los siguientes elementos.

2.1.6.2.4. La lechada

También llamada *grout*, es una mezcla de material cementante con o sin agregados o aditivos, a la cual se le adiciona una cantidad suficiente de agua para lograr una consistencia fluida o de bombeo sin segregación de los materiales constituyentes.

El *grout* se utiliza para llenar espacios o cavidades y garantizar la continuidad de los elementos de la construcción, algunas veces actúa con capacidad estructural. La clasificación más utilizada se basa en el tamaño del agregado que se pueda utilizar y las condiciones de los proyectos (normales o congestionados de acero de refuerzo).

Según el tamaño nominal máximo de los agregados, el *grout* se clasificará como *grout* fino o *grout* grueso. En la norma ASTM C 476, se encuentran todas las especificaciones.

- Grout fino (lechada fina): se usa cuando se tiene un espacio de 0,64 cm (1/4") o más entre el acero de refuerzo y la unidad de mampostería, utiliza únicamente agregado fino. Para el diseño de este edificio escolar no se utilizó este tipo de grout, debido a que el recubrimiento es mayor que el espaciamiento mínimo.

Tabla VI. **Granulometrías recomendadas de agregado fino para morteros, concretos y grout**

Especificación de granulometría agregado fino (% que pasa)			
Tamiz No.	Morteros	Concretos	Grout
3/8"	100	100	100
4	100	100	100
8	95-100	95 - 100	80 - 100
16	70-100	70 - 100	50 - 85
30	40-75	40 - 75	25 - 60
50	10-30	20 - 40	10-30
100	2-15	10-30	2 - 10
200	0-0	0 - 10	

Fuente: SALAMANCA CORREA, Rodrigo. *La tecnología de los morteros*. p. 48.

- Grout grueso (lechada gruesa): se usa cuando se tiene un espacio de 1,3 cm (1/2") o más entre el acero de refuerzo y la unidad de mampostería, utiliza agregado fino y adicionalmente agregado grueso hasta un tamaño máximo nominal de 0,99 cm (3/8").

La proporción por volumen para esta mezcla deberá ser de 1 parte de cemento, 2,25 a 3 partes de arena, y de 1 a 2 partes de grava fina con una cantidad de agua suficiente que garantice un revenimiento de 2 a 2,5 centímetro. Este tipo de *grout* será utilizado en la construcción de este establecimiento educativo.

2.1.6.2.5. Mampostería

Como mampostería se entiende a la unión de bloques o ladrillos de arcilla o de concreto con un mortero para conformar sistemas monolíticos tipo muro, que pueden resistir acciones producidas por las cargas de gravedad o las acciones de sismo o viento. En bloques de concreto usados en mampostería estructural modernamente, se aprovechan los ladrillos de arcilla y los bloques de concreto de gran resistencia, unidos mediante morteros de cemento.

El muro así ensamblado se considera un elemento monolítico, siempre y cuando las uniones de las juntas puedan garantizar la transmisión de esfuerzos entre las piezas individuales, sin fallas o deformaciones considerables. El componente básico para la construcción de mampostería es la unidad o pieza que por su origen puede ser natural o artificial.

- Ladrillos de barro cocido: es la unidad hecha básicamente de barro o arcilla, con o sin adición de otros materiales, moldeada o extruida de forma rectangular, con o sin agujeros, cavidades, perforaciones y endurecida por medio de fuego hasta fusión incipiente.

Este tipo de unidades deberá cumplir con la Norma COGUANOR NGO 41022 en lo referente a calidad, dimensiones, absorción y clasificación por resistencia.

Según la relación área neta/área gruesa medida sobre planos perpendiculares a la superficie de carga, las unidades se clasifican en ladrillo macizo o tayuyo y ladrillo perforado o tubular. La relación área neta / área gruesa para las unidades de ladrillo macizo deberá ser igual o mayor

que 0,75 y para las unidades de ladrillo perforado esta relación será menor que 0,75.

- Bloques de concreto: también llamados bloques de hormigón o unidad de mampostería de concreto son uno de diversos productos prefabricados. Comúnmente son elaborados con una o más cavidades huecas de manera que el área neta del elemento sea de un 50 % a un 75 % del área bruta del elemento. Cuando es usado en una pared forma cavidades internas con área total en el plano horizontal de más del 25 % pero no más del 50 % del área de la sección transversal horizontal de la pared. En sus costados pueden ser lisos o con diseño.

Los morteros usados para mampostería deberán ser una mezcla plástica de materiales cementantes y arena bien graduada. Dicha mezcla se utilizará para unir las unidades prefabricadas en la conformación de un elemento estructural. La dosificación de la mezcla deberá proveer las condiciones que permitan su trabajabilidad, capacidad para retención de agua y durabilidad. Deberá contribuir a la resistencia a compresión del elemento estructural por medio de la pega entre las unidades prefabricadas para levantado.

En el diseño de este establecimiento escolar se propone utilizar unidades de mampostería de concreto con capacidad de soporte de 70 kg/cm^2 y dimensiones 0,14 m de espesor, 0,19 m de alto y 0,39 m de largo.

Tabla VII. **Medidas principales normales de los bloques huecos de concreto según COGUANOR NGO 41 054**

USO	Medidas principales nominales o modulares (centímetros)			Medidas principales reales (centímetros)		
	Ancho	Alto	Largo	Ancho	Alto	Largo
Bloque de muro	20	20	40	19	19	39
	15	20	40	14	19	39
Medio bloque de muro	20	20	20	19	19	19
	15	20	20	14	19	19
Bloque de tabique	10	20	40	9	19	39
Medio bloque de tabique	10	20	20	9	19	19

Fuente: COGUANOR 41054. *Medidas principales normales*. Tabla 4.

2.1.6.2.6. Mortero

Mezcla constituida por material cementante, agregado fino, agua, con o sin aditivos, empleada para obras de albañilería como material de pega, revestimiento de paredes, entre otros. Todos los morteros están obligados a cumplir con la Norma ASTM C279 y las especificaciones de propiedades y dosificaciones en la tabla 2103.7. La cal hidratada se suele añadir al mortero para aumentar la trabajabilidad, capacidad de retención de agua y elasticidad. Sin embargo, la adición de cal hidratada también disminuye la resistencia a la comprensión.

En el tamizado de la arena, el porcentaje de 5 % a 10 % de finos (que pasan el tamiz 200) contribuye en el mortero a la plasticidad y trabajabilidad. En construcción de mampostería, están disponibles tres tipos de materiales de cemento para hacer morteros y cuatro tipos de morteros.

Tras la elaboración del mortero no se permite refraguar el mismo para mampostería, en donde el mortero no usado debe ser desechado dentro de las 2 ½ horas después del mezclado inicial. El desempeño de la mampostería es influenciado por varias propiedades que tienen los morteros, tales como: trabajabilidad, retención de agua, adherencia, durabilidad y resistencia a la compresión. Estas propiedades suelen variar dependiendo del tipo de mortero que se seleccione. A continuación, se presenta una descripción de los tipos de morteros que se utilizan en la construcción:

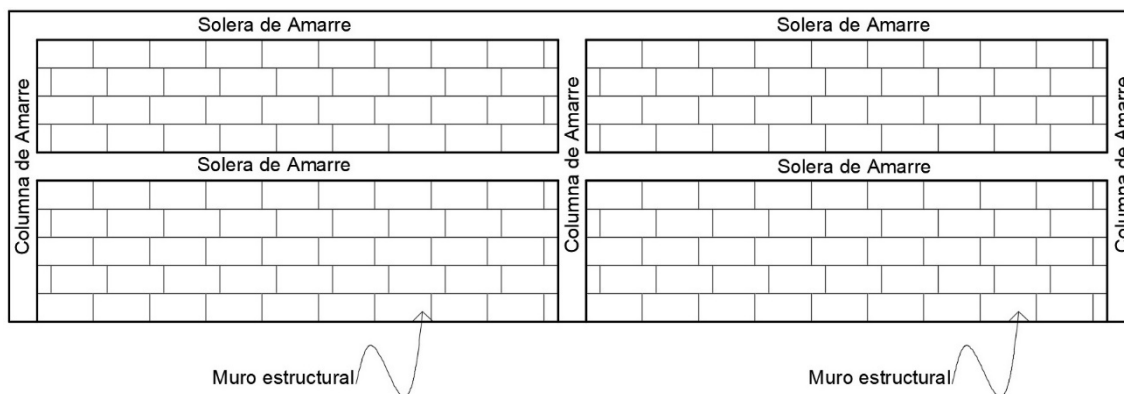
- Tipo 1 (M): mampostería sujeta a altas cargas de compresión, acciones severas de congelamiento, altas cargas laterales por sismo, huracanes, así también como muros de contención.
- Tipo 2 (S): estructuras que requieren soportar altos esfuerzos de flexión y que están sujetos a cargas de compresión y fuerzas laterales.
- Tipo 3 (N): para uso general en la constitución de mampostería, para la construcción de sótanos residenciales, muros interiores y divisiones, fachadas y divisiones no estructurales de mampostería.
- Tipo 4 (O): para muros y particiones que no soportan cargas. O para muros que soportaran cargas de compresión no mayores a 100 psi y que no están sujetas a la acción del clima.

Para este establecimiento educativo el tipo de mortero de pega que se utilizará será el tipo S.

2.1.6.2.7. Amarres

Los amarres son requeridos en paredes múltiples. Cuando las uniones del mortero toman resistencia, estos amarres aseguran las unidades y resisten la presión lateral de la lechada, previenen el pandeo o la separación de las unidades.

Figura 2. **Detalle de muro, columna y soleras de amarre**



Fuente: elaboración propia.

El confinamiento de los muros diseñados para este edificio escolar inicia con la solera de humedad. Le siguen las soleras intermedias para finalizar con la solera superior. El amarre vertical viene dado por tres tipos de mochetas clasificadas según sus dimensiones y uso. Cada uno de estos elementos, tanto verticales como horizontales, se diseñan debidamente reforzados con acero legítimo.

2.1.6.2.8. Acero de refuerzo

El acero se define como una combinación de hierro y pequeñas cantidades de carbono, generalmente menos de 1 %. También contiene pequeños

porcentajes de algunos otros elementos. Como bien dice su nombre, es un material que está destinado para refuerzo del concreto. Consiste en barras o varillas, alambre o mallas soldadas, todos los cuales se fabrican de acuerdo con las especificaciones de la ASTM. Su función es resistir esfuerzos de tensión y a veces de compresión. En la actualidad el acero es un material para la construcción de diversas obras civiles.

El refuerzo vertical, soleras o varillas colocadas en el interior del muro consistirán en varillas corrugadas que cumplan con las especificaciones correspondientes. Las barras lisas o varillas de alta resistencia únicamente se admitirán en estribos y en eslabones.

Tabla VIII. **Clasificación barras de acero**

Clasificación según sistema de medidas	
Internacional, SI	Inglés
Grado 280	Grado 40
Grado 414	Grado 60
Grado 517	Grado 75

Fuente: COGUANOR NGO 36 011.

En el presente diseño se propone utilizar diferentes tipos de barras de acero, de diferente grado según el uso propuesto, sin dejar de lado requerimientos técnicos e indispensables como la calidad del acero que se utilizará.

2.1.6.3. Propiedades de los materiales

Las propiedades de los materiales definen su comportamiento bajo los esfuerzos que le producen las cargas en las que son sometidos los elementos. A

continuación, se presentan las resistencias a la compresión de los morteros, *grout* y de los elementos de mampostería.

2.1.6.3.1. Resistencia a compresión del mortero

Una vez aplicado en obra, el mortero debe actuar como unión resistente. Se requiere una alta resistencia a la compresión cuando el mortero debe soportar cargas altas y sucesivas. Esta es un indicio de la resistencia a tensiones de corte y a tensiones de tracción.

Hay dos leyes fundamentales que se aplican a la resistencia de un mortero compuesto del mismo cemento con diferentes proporciones y tamaños de agregado. La primera dice: con un mismo agregado, el mortero más resistente e impermeable es aquel que tiene mayor porcentaje de cemento en un volumen dado de mortero, y la segunda: con el mismo porcentaje de cemento el volumen de mortero, el más resistente y, generalmente, más impermeable, es aquel que tenga mayor densidad, es decir, aquel que en una unidad de volumen contenga el mayor porcentaje de materiales sólidos.

Tabla IX. **Requisitos para la especificación por proporciones**

Mortero	Tipo	Proporciones por volumen (Materiales comandantes)							Proporción de agregado (medio en condiciones húmedo suelto)	
		Cemento Hidráulico	Cemento para mortero de pega			Cemento de Mampostería				Cal hidratada o de cal pasta
			M	S	N	M	S	N		
Cemento-cal	M	1	Más ¼	
	S	1	Más de ¼ a ½	
	N	1	Más de ½ a 1¼	
	O	1	Más de 1¼ a 2½	
Cemento para mortero de pega	M	1	1	No menos que 2¼ y no más que 3 veces la suma de los volúmenes separados de materiales cementantes
	M	...	1	
	S	½	1	
	S	1	
	N	1	
Cemento de mampostería	M	1	1	...	
	M	1	
	S	½	1	...	
	S	1	
	N	1	...	
O	1	...	

Fuente: COGUANOR NTG 41050; 2012. p.10.

2.1.6.3.2. Resistencia a compresión del *grout*

La resistencia a compresión característica del *grout* estará en función de la dosificación de su mezcla. Sus valores máximo y mínimo, a los 28 días, deberán ser de 1,5 veces la resistencia a compresión de la mampostería, respectivamente.

2.1.6.3.3. Resistencia a compresión de la mampostería

Resistencia que opone la mampostería ante acciones externas como cargas laterales y gravitacionales. Su valor va a depender siempre del tipo de construcción. Se recomienda que este tenga $f'm = 70 \text{ kg} / \text{cm}^2$ o mayor. Se podrá

determinar mediante ensayos de muestras en laboratorio. Si no se realizan pruebas experimentales podrán emplearse los valores de $f'm$ que, para distintos tipos de piezas y morteros, se presentan en la tabla X.

Tabla X. **Resistencia a compresión de la mampostería de bloques de concreto**

f'p (en kg/cm ²)	f'm (en kg/cm ²)		
	Mortero tipo I	Mortero tipo II	Mortero tipo III
25	15	10	10
50	35	25	20
75	65	50	40
125	90	80	70

Fuente: AGIES. NSE 7.4 – 2018.

2.1.6.3.4. Módulo de elasticidad de la mampostería

El módulo de elasticidad, “ E_m ” en kg/cm², para la mampostería (tanto para unidades de mampostería de barro cocido o bloques de concreto) se estima como una función de su resistencia a compresión, “ $f'm$ ” de acuerdo con la ecuación.

$$E_m = 900 f'm$$

Para el diseño de este establecimiento escolar el módulo de elasticidad de la mampostería de concreto se toma como $E_m = 63\ 000$ kg/cm².

2.1.6.3.5. Módulo de cortante de la mampostería

El módulo de cortante, “ E_v ” en kg/cm^2 , para la mampostería (tanto para unidades de mampostería de barro cocido o bloques de concreto) se podrá estimar como una función de su módulo de elasticidad, “ E_m ” de acuerdo con la ecuación.

$$G_v = 0,4 E_m$$

Para el diseño de este establecimiento escolar el módulo de corte de la mampostería de concreto se toma como $G_v = 25\ 200\ \text{kg/cm}^2$.

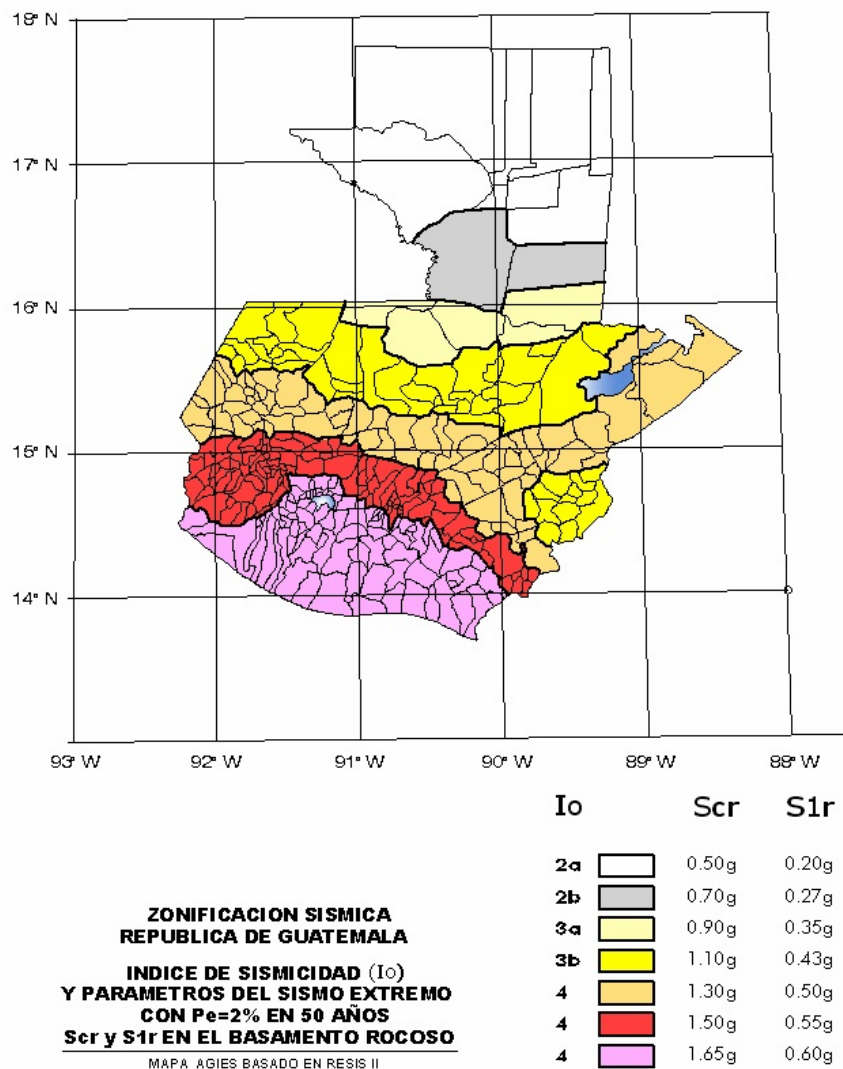
2.1.6.4. Especificaciones según la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica

Las normas de Seguridad Estructural, estipulan los criterios necesarios como bases para establecer la condición del terreno y los niveles mínimos de protección sísmica que se deberán emplear en el diseño estructural de esta edificación.

- Índice de sismicidad del sitio (I_0): es una medida relativa de la severidad esperada del sismo en una localidad. Incide sobre el nivel de protección sísmica que se hace necesario para diseñar la obra o edificación e incide en la selección del espectro sísmico de diseño. Para efecto de esta norma, el territorio de la República de Guatemala se divide en macrozonas de amenaza sísmica caracterizadas por su índice de sismicidad, que varía desde $I_0 = 2$ a $I_0=4$. Adicionalmente, esta norma requiere la aplicación de un índice de sismicidad $I_0=5$ a nivel de microzona para tomar en cuenta

condiciones sísmicas severas geográficamente localizadas (como fallas geológicas activas o laderas empinadas). Las zonas que deben tener índice de sismicidad $I_0 = 5$ están definidas en la norma NSE 2.1.

Figura 3. **Mapa de zonificación sísmica de la República de Guatemala**



Fuente: AGIES. NSE 2 – 2018. p.13.

Tabla XI. Listado de amenaza sísmica por municipios

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{cr}	S _{1r}
80	Huitán	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
81	Huité	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
82	Ipala	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
83	Ixcán	Quiché	3a	0.90 g	0.35 g
84	Ixchiguan	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
85	Iztapa	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
86	Jacaltenango	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
87	Jalapa	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
88	Jalpatagua	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
89	Jerez	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
90	Jocotán	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
91	Jocotenango	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
92	Joyabaj	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
93	Jutiapa	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
94	La Democracia	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
95	La Democracia	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
96	La Esperanza	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
97	La Gomera	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
98	La Libertad	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
99	La Libertad	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
100	La Reforma	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
101	La Unión	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
102	Lanquín	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
103	Livingston Oriente	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
	Livingston Poniente	Izabal	3b	1.10 g	0.43 g
104	Los Amates	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
105	Magdalena Milpas Altas	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
106	Malacatán	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
107	Malacatancito	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
108	Masagua	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
109	Mataquescuintla	Jalapa	4	1.50 g	0.55 g
110	Mazatenango	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
111	Melchor de Mencos	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
112	Mixco	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
113	Momostenango	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
114	Monjas	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
115	Morales	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
116	Morazán	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
117	Moyuta	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
118	Nahualá	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g

Fuente: AGIES. NSE 2 – 2018; Anexo A.

El municipio de Jocotenango tiene un índice de sismicidad $I_o = 4$. Los parámetros S_{cr} y S_{1r} son, respectivamente, la ordenada espectral con período de 1 segundo del sismo extremo. La ordenada espectral de período corto $S_{cr} = 1,65$, La ordenada espectral con período de 1 segundo $S_{1r} = 0,60$.

- Aceleración máxima efectiva del terreno (A_o): este es un parámetro para el cálculo del sismo básico de diseño. Es equivalente a la “Aceleración pico del suelo” (PGA) ampliamente utilizada como base del espectro de diseño antes de que se empezara a utilizar atenuación de coordenadas espectrales. Este parámetro fija el inicio del espectro de diseño en $T = 0$.

Para los casos en que sea necesario estimar la aceleración máxima del suelo del sismo de diseño, se utiliza:

$$AMSd = 0,40 * Scd$$

Este parámetro es equivalente a la aceleración pico del suelo (PGA) ampliamente utilizada como base del espectro de diseño antes de que se empezara a utilizar atenuación de coordenadas espectrales. Este parámetro fija el inicio del espectro de diseño $T = 0$.

- Nivel de protección requerido: el nivel de protección hace énfasis en la necesidad de proyectar edificaciones con un control explícito de su deformabilidad lateral, especialmente para sismos.

Este no es más que una medida del grado de protección suministrado al público y a los usuarios de las obras contra riesgos derivados de las

solicitaciones de carga y amenazas naturales. Este valor es determinado por el índice de sismicidad y clasificación de la obra, ver tabla XII.

Tabla XII. **Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidades del sismo de diseño**

Índice de Sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
lo = 5	E	E	D	C
lo = 4	E	D	D	C
lo = 3	D	C	C	B
lo = 2	C	B	B	A
Probabilidad de exceder un sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	No aplica
a) ver clasificación de obra en Capítulo 3, norma NSE 1 b) ver índice de sismicidad en Sección 4.2.1 c) ver Sección 4.3.4, para selección de espectro sísmico de diseño según probabilidad de excederlo d) para ciertas obras que hayan sido calificadas como "críticas" el ente estatal correspondiente puede considerar probabilidad de excedencia de 2% en 50 años ($K_d = 1.00$ en sección 4.3.4) e) "esencial" e "importante" tienen la misma probabilidad de excedencia – se diferencian en el Nivel de Protección y en las deformaciones laterales permitidas				

Fuente: AGIES. NSE 2.10 – 2018. p.10.

A, B, C, D y E son los niveles de protección de la obra para el establecimiento educativo, según la tabla XII. Para un índice de sismicidad, lo = 4 y una obra importante el índice es D. La probabilidad de exceder un sismo de diseño es del 5 % en 50 años.

- Sistemas estructurales básicos: la estructura de una edificación se clasificará conforme a lo especificado a continuación. Cada estructura o cada parte significativa de la misma se clasificarán, en cada dirección de análisis independientemente, en una de cinco posibles familias E1 a E5. En el caso de no ser posible clasificarla, o en caso de duda, véase el inciso 1.5.11. del capítulo 1 de la NSE - 3.10, 2018.
- Sistema de cajón (E2): es un sistema formado por losas que actúan como diafragmas en el plano horizontal, sostenidas por muros estructurales. Los muros soportarán todas las solicitaciones horizontales y la parte de las solicitaciones verticales que les corresponda por área tributaria (que normalmente excederá el 50 % del peso de la estructura). La carga vertical no soportada por los muros podrá ser sostenida por columnas de concreto o acero que no se requiere que tengan la función de resistir solicitaciones horizontales, pero deberán aceptar las acciones inducidas por las derivas laterales de la estructura. Las losas pueden tener vigas incorporadas o ser planas; las vigas no necesitan tener una función sismo resistente. Los muros estructurales actualmente considerados en esta norma pueden ser de concreto reforzado o mampostería reforzada. Los muros estructurales pueden ser ordinarios o especiales atendiendo a sus capacidades sismorresistentes. Los atributos sismorresistentes se definen para cada sistema constructivo en la norma NSE 7 correspondiente. Muros de otros materiales incluyendo paneles livianos de madera o planchas de acero, paneles prefabricados de concreto, no están actualmente considerados en las normas NSE, pero podrían utilizarse aplicando los requerimientos del documento de referencia ASCE 7-10 y consignándolo así en el informe estructural.

Este será el sistema por utilizar en el proyecto. Los distintos tipos de sistemas estructurales se detallan en la tabla número XVIII.

- Redundancia estructural:
 - Redundancia potencialmente insuficiente: a estructuras con nivel de protección sísmica D y E se les aplicará un factor $\rho = 1,3$ en previsión de falta de redundancia. Estructuras con un nivel de protección sísmica menor pueden diseñarse con $\rho = 1,0$.
 - Comprobación de redundancia: si se comprueba que hay suficiente redundancia se permitirá que el factor ρ sea 1,0 para el nivel de protección sísmica D y E, lo que aplicará si se da al menos uno de estos dos casos:
 - Cada piso de la estructura que deba resistir más del 35 % el cortante basal de diseño en la dirección de interés cumple con todos los requisitos de la tabla XIII.
 - Estructuras sin irregularidades tipo H que tengan al menos 2 tramos de marco en cada costado del perímetro, en los pisos que estén sujetos a más del 35 % del corte basal de diseño; si lo que hay en la periferia son muros, el número equivalente de tramos por muro será la longitud del muro dividida por la altura de entrepiso redondeada a cero decimales.

Tabla XIII. **Requisitos para redundancia adecuada de cada piso que deba resistir más de 35 % de V_B de diseño**

Elemento sismorresistente	Requisito
Marco arriostrado	Pérdida de las riostras de un tramo no sobrecarga en más de 33% el total de los elementos restantes ni se genera problema H1-B
Marco a momento	Pérdida de momentos flectores en ambos extremos de 1 sola viga no sobrecarga en más de 33% el total de los elementos restantes del piso ni se genera problema H1-B
Muro o panel $h/L > 1.0$ Nota 1	Pérdida de un muro o panel no debilita más de 33% el piso ni se genera problema H1-B (anular la rigidez lateral)
Muro o panel $h/L \leq 1.0$ Nota 1	Pérdida del 50% de la rigidez de análisis del muro o panel no sobrecarga en más de 33% el total de los elementos restantes del piso ni se genera problema H1-B. (Nota 2)
Columna voladiza	Pérdida de momento en base de una columna no sobrecarga en más de 33% el total de los elementos restantes del piso ni se genera problema H1-B
Otro	No hay requisito
1) En muros sin aberturas "h" es la altura piso a piso y "L" es la longitud horizontal. En muros con aberturas investigar los paneles junto a la abertura donde "h" es la altura de la abertura y "L" la distancia de la abertura al borde del muro. 2) En el análisis básico el muro tendrá una rigidez lateral disminuida por fracturación; deberá suponerse el 50% de esa rigidez disminuida.	

Fuente: AGIES. NSE 3.10 – 2018. p.18.

- Casos a los que no aplica el factor ρ : el factor no aplicará en los casos listados a continuación, donde ρ se tomará como 1,0.
 - Estructuras con nivel de protección sísmica B o C.
 - Cálculos de derivas y efectos P-delta.
 - Cálculos de componentes no-estructurales;
 - Todos los componentes estructurales donde deba aplicarse el factor Ω (Ω y ρ no son acumulativos, aunque Ω tiene

precedencia). Esto no exime al resto de componentes estructurales de la posible aplicación de $\rho > 1$.

El valor de la redundancia estructural ρ será tomada como 1,0 para el diseño de este establecimiento educativo.

- Diafragmas rígidos: es un elemento estructural que actúa como una viga horizontal de gran peralte conectando a las cargas, de las caras de los muros y cargando los elementos. También se define como todo aquel elemento estructural que sea capaz de transmitir las fuerzas laterales a los muros de corte sin exceder una deflexión que cause daño a algún miembro vertical. Existen dos tipos de diafragmas:
 - Diafragmas rígidos: son aquellos que transmiten las fuerzas horizontales de corte a los elementos verticales resistentes directamente proporcional a la rigidez de estos. Son capaces de transmitir las fuerzas rotacionales causadas por la excentricidad de la masa respecto al centro de rigidez, cuando la estructura está sometida a carga horizontal.
 - Diafragmas flexibles: son los que transmiten la fuerza horizontal a los elementos verticales resistentes en proporción al área tributaria de cada elemento. No son considerados capaces de transmitir fuerzas rotacionales.

Cuando el centro de rigidez del sistema de muros de corte no coincide con el centro de aplicación de la carga lateral, la distribución de fuerzas rotacionales debidas al momento de torsión en el edificio debe considerarse. Cuando se usan diafragmas rígidos o semirrígidos debe

asumirse que la fuerza torsional se distribuye a los muros de corte en proporción directa a sus rigideces relativas y sus distancias al centro de rigidez.

Debido a que la losa de este edificio escolar es tradicional con refuerzo de acero, se puede clasificar como un diafragma rígido.

2.1.6.5. Tipos de cargas que afectan la estructura

Las estructuras de mampostería reforzada deberán soportar el conjunto de cargas estáticas y de cargas dinámicas a las que se vea expuesta, sin exceder los máximos esfuerzos permisibles de los materiales utilizados. Para un diseño de una estructura de este tipo, se debe considerar los diferentes tipos de cargas que van a actuar directa o indirectamente.

- Carga estática: se refiere a aquello que es fijo y se mantiene sin cambios. Un edificio en construcción siempre cuenta con fuerzas que no varía su magnitud con el tiempo, y a eso se refieren este tipo de cargas.

Esto quiere decir que una construcción posee una carga permanente, que se produce por el propio peso de la estructura, más el peso de los muros y el techo. Cabe mencionar que a su vez existe una carga implícita denominada “viva” que incluye el peso de las personas, el mobiliario y demás equipamiento.

- Carga dinámica: esta se refiere a fuerzas externas de magnitud variable que impactan repentinamente al edificio. Por lo tanto, tienen movimiento y son fortuitas. Los ejemplos más claros que pueden ilustrar este tipo de

cargas son los fenómenos naturales: un sismo, la lluvia o la ceniza volcánica en lugares cercanos a volcanes.

Ahora bien, estas cargas que provocan la naturaleza también se les llama accidentales, sin embargo, hay una en particular que cabe más en este concepto y además oscila entre estática y dinámica: es el caso de la carga del viento.

La diferencia entre carga estática y carga dinámica reside en que la primera permanece en el tiempo y la segunda se presenta de manera súbita pero constante.

2.1.6.5.1. Cargas gravitacionales

Son las cargas verticales que deben de ser soportadas por la estructura. Son la carga viva y la carga muerta. En esta categoría se pueden clasificar las cargas al peso propio y al peso de los materiales que soporta la estructura, tales como acabados, divisiones, fachadas, techos, entre otros. Son cargas permanentes y no se deben al uso de la estructura.

2.1.6.5.2. Carga viva

Son todas aquellas cargas producidas por el uso y la ocupación de la edificación (no deben incluirse cargas de viento y sismo). Las cargas vivas en las cubiertas no accesibles son aquellas causadas por los materiales, equipos y trabajadores utilizados en el mantenimiento. No son cargas permanentes, ya que en algunos casos puede no estar presente o no están rígidamente sujetos a la estructura por lo que su magnitud y distribución son inciertas en determinado momento. Esta carga puede incluir efectos ordinarios de impacto, vibración, producidos por maquinaria en movimiento.

Según la tabla 3-1 de la NSE-2.10-2018, se usará para el diseño del centro educativo una carga viva de 200 kilogramos por metro cuadrado en aulas y 500 kilogramos por metro cuadrado en pasillos y escaleras.

2.1.6.5.3. Carga muerta

Las cargas muertas de una estructura son aquellas que se mantienen con una posición fija y constantes en magnitud durante la vida útil de la estructura. Su magnitud se puede calcular fácilmente según los volúmenes y pesos específicos. Las cargas muertas comprenden el peso de la estructura en si, como el de todas las cargas de elementos permanentes de la construcción como los pesos propios de losas, vigas, columnas, rellenos, cernidos hechos a base de mezclón, muros de corte vidrieras, cielos, tabiques fijos y pisos, instalaciones eléctricas o mecánicas, entre otros. También se puede incluir dentro de las cargas muertas equipo permanente rígidamente anclado como las torres de enfriamiento, equipos de elevador, equipos de quirófano para un hospital, maquinaria para talleres, entre otros. Las fuerzas netas de presfuerzo también se consideran cargas muertas.

2.1.6.6. Método de análisis estructural del edificio

Para analizar estructuras de mampostería existen varios métodos. Entre los más utilizados se pueden mencionar:

- Diseño por esfuerzos de trabajo
- Diseño por resistencia en mampostería
- Diseño empírico de mampostería
- El análisis simplista llamado también el método de las rigideces
- El análisis realista.

Para el análisis de este centro educativo se utilizará el análisis simplista para muros de mampostería confinada¹.

2.1.6.6.1. Generalidades del diseño de elementos en mampostería

El diseño de mampostería se basa en el método de esfuerzos de trabajos. Se analizan de modo que los elementos de mampostería puedan soportar las cargas reales que actúan.

El método de esfuerzos de trabajo está basado en que los esfuerzos se encuentren en el rango elástico de los materiales y en los principios que se describen a continuación:

- Una sección plana antes de la flexión permanece plana después de ella.
- Los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones y estos a la vez son proporcionales a las deformaciones y estos a la vez son proporcionales a la distancia al eje neutro.
- Los momentos y las fuerzas, externos e internos, están en equilibrio.
- El módulo de elasticidad es constante a través del miembro.
- La mampostería no actúa a tensión.
- Los elementos de mampostería se combinan para formar un miembro homogéneo.
- La tensión actúa en el refuerzo en el centro de gravedad de las barras.
- El elemento es recto y de sección transversal uniforme.

¹ ARGUETA HERNÁNDEZ, Oscar. *Estudio sobre el comportamiento de muros de mampostería como estructura de edificios*. p. 29.

- La tensión en el acero y homogénea alrededor del centro de gravedad de las varillas.

2.1.6.6.2. Análisis simplista

Actualmente existen varios métodos que pueden ser utilizados para analizar una estructura de mampostería reforzada, pero en este caso se trabajará con el análisis simplista. Este tipo de análisis es menos laborioso que el realista, por lo que la obtención de resultados se logra en menor tiempo.

Primero se deben numerar los muros verticales y horizontales de la estructura, como aparece en la figura 5 de este trabajo escrito. Considerando que no se toman los vanos de puertas y ventanas y los muros que no tengan continuidad en un segundo nivel, tampoco serán considerados en el análisis.

Se localiza el centro de masa como se ejemplifica en el inciso 2.1.6.11.1. y también el centro de rigidez, como se ejemplifica en el inciso 2.1.6.11.2. Luego se calcula la excentricidad con respecto al centro de rigidez, como se ejemplifica en el inciso 2.1.6.11.3.; y se distribuyen las cargas y los momentos en los muros como en 2.4.6.12.

Por medio de este análisis se realizará el diseño de la presente edificación escolar, tomando de base para el procedimiento de cálculo, el estudio sobre el comportamiento de muros de mampostería como estructura de edificios². Para realizar el análisis simplista de una estructura, se tomarán en cuenta las siguientes suposiciones.

² ARGUETA HERNÁNDEZ, Oscar. *Estudio sobre el comportamiento de muros de mampostería como estructura de edificios*. p. 26.

Para la elaboración del análisis simple se deben tomar en cuenta estos aspectos:

- Para la distribución de la fuerza lateral a cada muro se deben considerar únicamente los muros paralelos a la dirección en que esta actúa, presentándose sobre ellos dos efectos: uno de rotación respecto al centro de rigidez cuando no coincide con el centro de masa, y el de traslación en la misma dirección.
- Los muros tienden a experimentar ladeo paralelo al plano que lo contiene. No se debe considerar en el sentido contrario.
- Los muros generalmente actúan como miembros verticales que están sujetos a fuerzas horizontales en los niveles de piso.

2.1.6.6.3. Procedimiento de análisis

La determinación de cargas que afectan a la estructura es el primer paso del análisis, luego se procede a calcular la rigidez únicamente de los muros que se encuentran en dirección del sismo, utilizando para ellos las igualdades matemáticas presentadas para muros en voladizo o empotrados. Para el diseño de la escuela se calculará únicamente muros empotrados, debido a la forma estructural considerada.

La simetría en geometría y rigidez es recomendable en todo diseño de estructuras, con el fin de mitigar los efectos de torsión. El procedimiento para realizar el análisis es el siguiente:

- Integración de cargas
- Cálculo de centro de masa y del centro de rigidez de la estructura.
- Análisis de viento.
- Análisis de sismo.
- Cálculo de momentos de volteo.
- Distribución de cargas y momentos en muros.

2.1.6.7. Integración de cargas

Para la integración de cargas se toma en cuenta los valores de carga viva para aulas, pasillos y techo (NSE-2-2018, tabla 3-1, p.6) previendo la construcción de un segundo nivel en un futuro. Para la integración de carga muerta se toman en cuenta los valores de carga del techo, entrepiso y muros para ambos niveles³.

A continuación, se presenta los siguientes datos:

Mampostería:	14x19x39 centímetros
Altura:	2,80 metros
Espesor de la losa (t):	0,12 metros
Carga viva del techo:	100 kg/m ²
Carga viva de aulas:	200 kg/m ²
Carga viva pasillos:	500 kg/m ²
Área losa 1º nivel:	518,35 m ²
Área losa 2º nivel:	387,77 m ²

³ MENDEZ BERREONDO, Luis Antonio. *Diseño del edificio escolar y gimnasio polideportivo en la aldea cerro de oro del municipio de Santiago Atitlán del departamento de Sololá.* p. 39.

Nota: el procedimiento del cálculo del espesor de la losa se realizó en el inciso 2.1.6.15. del presente trabajo de graduación. A manera de facilitar su ejemplificación se detalla a continuación el procedimiento de peralte de losa.

- Espesor de la losa (t)

Cómo trabaja cada losa

$$m = \text{lado corto} / \text{lado largo} = a / b$$

$$m > 0,5 \text{ dos sentidos; } m < 0,5 \text{ un sentido}$$

- Losas de aulas

$$M = 5,00 \text{ m} / 6,00 \text{ m} = 0,83 \text{ en dos sentidos}$$

- Losas de pasillo

$$M = 1,50 \text{ m} / 6,15 \text{ m} = 0,24 \text{ en un sentido}$$

$$t_{\text{LOSA}} = (\text{perímetro de losa}) / 180$$

- Losas de aulas

$$t_{\text{LOSA}} = (6,00 * 2 + 5,00 * 2) / 180 = 0,12$$

- Losas de pasillos

$$t_{\text{LOSA}} = L / 24 = 1,50 / 24 = 0,06$$

Nota: usamos $t_{\text{LOSA}} = 0,12 \text{ m}$ por ser la más crítica que corresponde a una losa plana.

El área de la losa del segundo nivel se estimó considerando una ampliación del inmueble. Esta únicamente incluye las mismas aulas y servicios sanitarios y

deben ser construidas sobre los muros en ambos ejes de las aulas del primer nivel, tanto para las aulas como para los servicios sanitarios.

- Determinación de carga muerta en el edificio

- Cargas muertas en techo:

Losa	$= 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,12 \text{ m}$	$= 288 \text{ kg/m}^2$
Sobre carga		$= 5 \text{ kg/m}^2$
Relleno (pañuelos)	$= 1\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,05$	$= 70 \text{ kg/m}^2$
Carga muerta total techo		$= \mathbf{363 \text{ kg/m}^2}$

- Carga muerta losa, relleno, piso, instalaciones:

Losa	$= 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,12 \text{ m}$	$= 288 \text{ kg/m}^2$
Relleno	$= 1\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,05 \text{ m}$	$= 70 \text{ kg/m}^2$
Piso de granito		$= 30 \text{ kg/m}^2$
Instalaciones (electricidad)		$= 5 \text{ kg/m}^2$
Carga muerta total en entrepiso:		$= \mathbf{393 \text{ kg/m}^2}$

La mampostería de ladrillo o de bloques pesa entre 1600 a 1800 kilogramos por metro cúbico (Rubio). El espesor del block es de 15 centímetros, entonces $1\,700 \text{ kg/m}^3 * 0,15 \text{ metros} = 255 \text{ kilogramos por metro cúbico}$.

- Muros de primer nivel:

Peso de la mampostería:	255 kg/m^2
Longitud total de muros:	$238,1 \text{ metros}$
$W_{\text{muro}} = 255 \text{ kg/m}^2 * 238,1 \text{ m} * 2,80 \text{ m} =$	$170\,003,4 \text{ kg} \approx \mathbf{170,00 \text{ Ton}}$

- Muros segundo nivel:

Peso de la mampostería: 255 kg/m²

Longitud total de muros: 175,95 metros

$$W_{\text{muro}} = 255 \text{ kg/m}^2 * 175,95 \text{ m} * 2,80 \text{ m} = 125\ 628,30 \text{ kg} \approx \mathbf{125,63 \text{ Ton}}$$

- Peso por nivel: para el peso por nivel se tomará la mitad de muros para cada nivel.

W_{techo} : (Carga muerta techo * Área losa segundo nivel) + 0,50 * (W muros segundo nivel)

$$W_{\text{techo}} = (363 \text{ kg/m}^2 * 387,77 \text{ m}^2) + 0,5 * 125\ 628,30 \text{ kg} = 203\ 574,66 \text{ kg} \\ = \mathbf{203,57 \text{ Ton}}$$

$W_{2^\circ \text{ nivel}}$:

$(\text{Carga muerta entrepiso} * \text{Área losa } 1^\circ \text{ nivel}) + 0,50 * [(W_{\text{muros } 1^\circ \text{ nivel}}) + (W_{\text{muros } 2^\circ \text{ nivel}})]$

$$= (393 \text{ kg/m}^2 * 518,35 \text{ m}^2) + 0,5 [(170\ 003,40 \text{ kg}) + (125\ 628,30 \text{ kg})] = 351\ 527,40 \text{ kg} \\ = \mathbf{351,53 \text{ Ton}}$$

$W_{1^\circ \text{ nivel}}$:

$(0,5) (\text{altura } 1^\circ \text{ nivel}) (0,80 \text{ m}) (\text{longitud muros } 1^\circ \text{ nivel}) (\text{Carga muerta total del techo})$

$$= 0,5 * 2,80 \text{ m} * 0,80 \text{ m} * 238,1 \text{ m} * 363 \text{ kg/m}^2 = 96\ 801,94 \text{ kg} \\ = \mathbf{96,80 \text{ Ton}}$$

Peso total de la estructura = $W_{\text{techo}} + W_{2^\circ \text{ nivel}} + W_{1^\circ \text{ nivel}}$

$$= 203,57 \text{ Ton} + 351,53 \text{ Ton} + 96,80 \text{ Ton}$$

$$= \mathbf{651,90 \text{ Ton}}$$

- Determinación del peso sísmico efectivo W_s

El peso W_s incluirá como mínimo la carga muerta total de la edificación y el 25 % de la carga viva que no califica como reducible. Podrá no incluirse el

25 % de las cargas vivas en estacionamientos, aunque sean no-reducibles. Se deberán incluir otras cargas vivas que estén rígidamente ancladas a la estructura.

Carga viva losa	=	0,25*(100 kg/m ² * 387,77 m ²)	=	9,70 Ton
Carga viva aulas	=	0,25*(200 kg/m ² * 263,92 m ²)	=	13,20 Ton
Carga viva techo	=	0,25*(500 kg/m ² * 123,85 m ²)	=	<u>15,50 Ton</u>
			Total	= 38,4 Ton

$$W_s = W = W_{Total\ estructura} + \%W_{viva}$$

$$W_s = W = 651,90\ Ton + 38,4\ Ton$$

$$W_s = W = 690,30\ Ton$$

2.1.6.8. Cálculo de cargas laterales

La carga lateral puede ser producida debido al sismo, viento o impacto. Entre otras, se pueden mencionar las presiones de agua y tierra, que son puramente dinámicas, mientras las cargas verticales son estáticas. Una característica muy especial en las cargas laterales es que su aplicación es en un corto período de tiempo. Para el diseño del edificio escolar se considerarán dos cargas laterales para analizarlas, son las siguientes:

- Por viento
- Por sismo

2.1.6.8.1. Esfuerzos por viento

En la NSE-7.4-2018, sección 3.3.3 inciso b) se indica que cuando el esfuerzo por sismo es mayor que el esfuerzo por viento. Este puede obviarse o despreciarse, sin embargo, se presenta este análisis, para que el lector pueda

observar dichos efectos y pueda hacer sus comparaciones, con los efectos producidos por las fuerzas de sismo.

Viento: es el movimiento horizontal del aire, respecto a la tierra. Las cargas de viento dependen de la localización geográfica y de la altura de la superficie de exposición de la misma.

2.1.6.8.2. Presión de diseño del viento

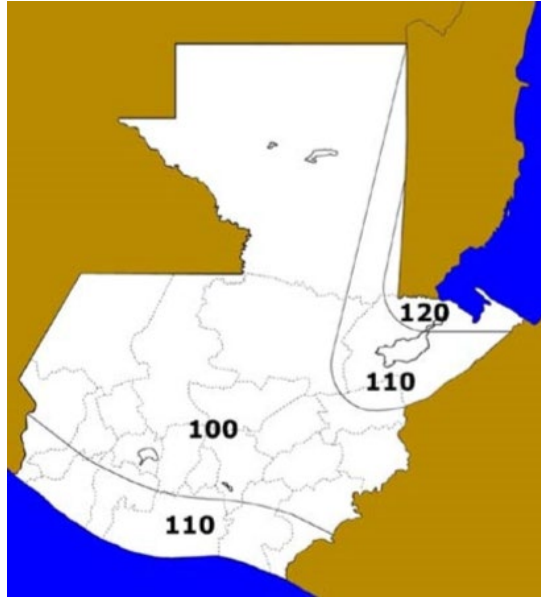
Las presiones de diseño de viento para estructuras y elementos de las mismas se deben determinar para cualquier altura de acuerdo con:

$$P = C_e * C_q * q_s * l$$

Donde:

- P es la presión de diseño de viento.
- C_e es el coeficiente de exposición (Tabla 5-1, NSE-2.10-2018).
- C_q es el coeficiente de presión para la estructura o la parte de la misma bajo consideración (tabla 5-2, NSE-2.10-2018).
- q_s es la presión de remanso del viento a la altura estándar de 10 m (tabla 5-3, NSE-2.10-2018) y conforme la ubicación de la estructura según el mapa de zonas de Velocidad Básica del Viento (km/h) que aparece en la figura 5-1. (AGIES, NSE-2.10-2018).
- L es el factor de importancia. Usar 1,15 para obras esenciales y 1,0 para las otras clasificaciones.

Figura 4. **Mapa de zonas de velocidad básica del viento para la República de Guatemala (km/h)**



Fuente: AGIES. NSE 2-2018. p.31.

La estructura, los elementos de cierre y los componentes exteriores de las edificaciones expuestas a la acción del viento, serán diseñadas para resistir las cargas (empujes y succiones) exteriores e interiores debidas al viento, suponiendo que este proviene de cualquier dirección horizontal. En la estructura, la ocurrencia de empujes y succiones exteriores serán consideradas simultáneamente. La velocidad del viento que debe ser considerada en el diseño de la estructura, depende de la localización geográfica y de la altura de la superficie de exposición de la misma.

Para calcular la velocidad de viento, la ASCE recomienda usar la fórmula siguiente:

$$V_z = V_n \left(\frac{z}{n} \right)^x$$

Donde:

V_z = velocidad del viento al nivel deseado

V_n = velocidad del viento al nivel del anemógrafo

z = altura para V_z

n = altura para V_n

x = exponente determinado para cada lugar

Se ha determinado que en Guatemala el exponente x tiene un valor promedio de 0,222; así, la fórmula anterior para vientos observados a un nivel de 10 m sobre el suelo, queda de la siguiente manera:

$$V_z = V_{10} \left(\frac{z}{10} \right)^{0,222}$$

- Con vientos de velocidad de menos de 3 minutos de duración: para la característica anterior se considera una velocidad de 64 km/h; además, se sabe que la altura del edificio es $h = z = 6$ m (19,68 ft). Considerando ambos niveles, entonces:

$$V_z = V_{10} \left(\frac{z}{10} \right)^{0,222} \quad q = 0,004819 v^2$$

$$V_z = 64 \left(\frac{6}{10} \right)^{0,222} \quad q = 0,004819 (57,13)^2$$

$$V_z = 57,13 \text{ Km / h} \quad q = 15,73 \text{ kg / m}^2 (3,16 \text{ lb / ft}^2)$$

- Con vientos de velocidad de menos de 1 minuto de duración: para la característica anterior se considera una velocidad de 91 km/h; además, se sabe que la altura del edificio es $h = z = 6$ m (19,68 ft) considerando ambos niveles, entonces:

$$V_z = V_{10} \left(\frac{z}{10} \right)^{0,222} \quad q = 0,004819 v^2$$

$$V_z = 91 \left(\frac{6}{10} \right)^{0,222} \quad q = 0,004819 (81,24)^2$$

$$V_z = 81,24 \text{ Km / h} \quad q = 31,81 \text{ kg / m}^2 (6,51 \text{ lb / ft}^2)$$

2.1.6.8.3. Presión de diseño de viento

El UBC presenta una tabla de variación de las presiones respecto de las distintas alturas sobre el nivel del suelo, la cual se muestra a continuación:

Tabla XIV. **Variación de la presión según la altura**

Altura (ft)	Presion del viento (lb/ft ²)						
	20	25	30	35	40	45	50
Menos de 30	15	20	25	25	30	35	40
30 a 49	20	25	25	30	35	40	45
50 a 99	25	30	40	45	50	55	60
100 a 499	30	40	45	55	60	70	75
500 a 1199	35	45	55	60	70	80	90
Mayor a 1200	40	50	60	70	80	90	100

Fuente: JUÁREZ LÓPEZ, Carme Angélica. *Diseño de un edificio escolar y del alcantarillado sanitario, para el caserío Joya Verde, municipio de Fraijanes, departamento de Guatemala.*

p 32.

Los valores anotados en la columna encabezada por 20 lb/ft² corresponden al estado de California, zona que es similar en condiciones climáticas a Guatemala; para el cálculo se tomará lo siguiente:

$P = 20 \text{ lb/ft}^2$ mayor que $6,51 \text{ lb / ft}^2$, calculado para la ciudad de Guatemala

$F = PA$

- Fuerza del viento en dirección del eje y

$$\begin{array}{ll}
 A = X_{\text{edificio}} * H_{\text{total}} & F = PA \\
 A = (33,30 \text{ m}) * (3 \text{ m}) & F = (20 \text{ lb/ft}^2) (1\,075,84 \text{ ft}^2) \\
 A = 99,9 \text{ m}^2 & F = 21\,516,8 \text{ lb.} \\
 A = 1\,075,84 \text{ ft}^2 & F = 9\,780,36 \text{ kg} \approx \mathbf{9,78 \text{ Ton}}
 \end{array}$$

- Fuerza del viento en dirección del eje x

$$\begin{array}{ll}
 A = X_{\text{edificio}} * H_{\text{total}} & F = PA \\
 A = (24,38 \text{ m}) * (3 \text{ m}) & F = (20 \text{ lb./ft}^2) (786,87 \text{ ft}^2) \\
 A = 73,14 \text{ m}^2 & F = 15\,737,4 \text{ lb.} \\
 A = 786,87 \text{ ft}^2 & F = 7\,153,36 \text{ kg} \approx \mathbf{7,15 \text{ Ton}}
 \end{array}$$

En algunas regiones es posible que sea crítico para edificios de gran altura, por lo que se necesitará hacer un análisis de este fenómeno⁴.

2.1.6.9. Esfuerzo por sismo

Todo edificio debe ser diseñado y construido para resistir un mínimo de fuerza sísmica lateral, por marcos estructurales o por muros. En el presente trabajo escrito se diseñará para que esta fuerza sea resistida por muros de mampostería de bloques de concreto.

- Sismo: es una vibración u oscilación de la superficie de la tierra, causado por un disturbio elástico o gravitacional de las masas, las que buscan equilibrio. Todo edificio debe ser diseñado y construido para resistir un

⁴ ZEA CORDÓN Agripino. Análisis de las cargas de viento de la ciudad de Guatemala. p.35.

mínimo total de fuerza sísmica lateral; para este caso, dicha fuerza será resistida por medio de muros de corte (muros de mampostería reforzada).

- Zonificación sísmica: es la división en zonas de un país atendiendo al grado de destrucción que puede ser esperado por un sismo potencial.
- Zona sísmica: límites del área que se considera que tiene el mismo grado de destrucción.

En Guatemala no se tiene una zonificación sísmica, por lo que para el diseño del edificio escolar se considerarán 2 zonas sísmicas: la zona montañosa de la República, que se le asignará como zona de riesgo sísmico de tercer grado, y la zona del Petén, de grado menor.

Tabla XV. **Clasificación de las zonas atendiendo el grado de destrucción**

Zona 0	Poca destrucción, causa daños a estructura con período fundamental mayor a 1,0 segundo, la intensidad de los sismos en ésta zona corresponde a la intensidad V y VI de la escala de Mercalli modificada.
Zona 2	Destrucción moderada, corresponde a intensidad VII de la escala de Mercalli modificada.
Zona 3	Destrucción considerable, corresponde a intensidad VII de la escala de Mercalli modificada.
Zona 4	Localizada en el área que corresponde a las fallas.

Fuente: JUÁREZ LÓPEZ, Carmen Angélica. *Diseño de un edificio escolar y del alcantarillado sanitario, para el caserío Joya Verde, municipio de Fraijanes, departamento de Guatemala.*

p. 35.

- Corte basal de cedencia: según el capítulo 2, Carga sísmica estática equivalente, sección 2.1.2, Corte basal al límite de cedencia de la NSE-3-2018; el total de las fuerzas sísmicas equivalentes que actúan sobre la

edificación, en cada dirección de análisis, se representará por medio del cortante basal al límite de cedencia en la base de la estructura o simplemente Corte Basal Estático a Cedencia (V_B):

$$V_B = C_S * W_S$$

Donde:

W_S Debe tomarse como el total de la carga muerta más un 25 % de la carga viva. Se le considera como el peso de la masa del edificio capaz de generar fuerzas inerciales que contribuyan al cortante basal.

C_S Es el coeficiente sísmico al límite de cedencia y se establece de la siguiente manera. Recuperado de la sección 1.11.3, NSE – 3.

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

Donde:

$S_a * (T)$ Es la demanda sísmica de diseño para una estructura con período T obtenido del espectro de diseño sísmico establecido para el sitio en la sección 4.3.4 de la norma NSE-2; y calibrado según la probabilidad de ocurrencia requerida.

T Es el período fundamental de vibración de la estructura según 2.1.4 o 2.1.5.

R Es el factor de reducción que se obtiene en la sección 1.6.1 de la norma NSE-3.10-2018.

- Período fundamental de vibración T : el período fundamental de vibración de una edificación. Se estimará en forma empírica y genérica como:

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

Donde:

h_n es la altura total del edificio, en metros, desde la base definida en la sección 1.11.4 de la NSE – 3 ⁵.

Según el sistema estructural se dan 5 casos de la anterior ecuación, los cuales se pueden consultar en la NSE – 3, sección 2.1.6, inciso a, numerales del 1 al 5 ⁶. Para el presente diseño utilizaremos la ecuación del inciso 1:

$K_T = 0,049$, $x = 0,75$ para sistemas estructurales E2, E3, E4 o E5

Se calculará el período considerando el inciso 1 de la NSE – 3 y una ampliación para dos niveles del edificio educativo:

$$T_a = 0,049 (5,44)^{0,75} = 0,174 \text{ s}$$

⁵ Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. NSE-3, *Diseño estructural de edificaciones*. p. 1-31.

⁶ *Ibid*, p. 2-4.

- Ajuste por clase de sitio: la clase de sitio se establecerá conforme a la sección 4.3 de la NSE – 2 – 2018 ⁷. El valor de S_{cr} y S_{1r} estipulado en la sección 4.5.1 deberá ser ajustado conforme a las condiciones en la superficie, según el perfil del suelo que cubra al basamento en el sitio. Esto podrá hacerse en forma específica en la forma genérica siguiente:

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

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

Donde:

S_{cs} es la ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto.

S_{1s} es la ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 segundo; ambos para un amortiguamiento de 5 % del crítico.

F_a es el coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos y se obtiene de la tabla XVI.

F_v es el coeficiente de sitio para períodos largos y se obtiene de la tabla XVII y S_{cr} y S_{1r} se determinan en la tabla XI del presente trabajo.

⁷ Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. NSE-2, *Demandas estructurales y condiciones de sitio*. p. 4-5.

Tabla XVI. **Coefficiente de sitio F_a**

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	1.7	1.2	1.0	0.9	0.9
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

Fuente: AGIES. NSE 2 - 2018. p.15.

El coeficiente F_a para la clase de sitio y el índice de sismicidad es 1,0.

Tabla XVII. **Coefficiente de sitio F_v**

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5
E	3.2	2.8	2.6	2.4	2.4
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

Fuente: AGIES. NSE 2 - 2018. p.15.

El coeficiente F_v para la clase de sitio y el índice de sismicidad es 1,5. Tras realizar el ajuste se obtiene:

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

$$S_{cs} = 165 * 1,00$$

$$S_{cs} = 1,65$$

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

$$S_{1s} = 0,60 * 1,50$$

$$S_{1s} = 0,90$$

- Período de transición

El período T_s (en s) que separa los períodos cortos de los largos es:

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

$$T_s = 0,90/1,65$$

$$T_s = 0,545 \text{ s}$$

- Demanda sísmica de diseño

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

- $S_a(T) = S_{cd}$ si $T \leq T_s$
- $S_a(T) = S_{1d}/T$ si $T > T_s$

Para este diseño el período de vibración T es menor que el periodo de transición T_s , por lo cual el valor de la demanda sísmica de diseño se ve representada por el valor S_{cd} calculado a continuación.

- Construcción de los espectros de diseño

- Factores de escala

Los siguientes factores determinan los niveles de diseño:

Sismo ordinario – 10 % probabilidad de ser excedido en 50 años $K_d=0,66$

Sismo severo – 5 % probabilidad de ser excedido en 50 años $K_d=0,80$

Sismo extremo – 2 % probabilidad de ser excedido en 50 años $K_d=1,00$

Sismo mínimo – condición de excepción $K_d=0,55$

El factor K_d es 0,80 de acuerdo al porcentaje de probabilidad de ser excedido.

- Espectro calibrado al nivel de diseño requerido.

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

$$S_{cd} = 0,80 * 1,65$$

$$S_{cd} = 1,32$$

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

$$S_{1d} = 0,80 * 0,90$$

$$S_{1d} = 0,72$$

De esta manera se determina que el valor numérico de la demanda sísmica $S_a(T)$ corresponde a $S_{cd} = 1,32$.

- Aceleración máxima del suelo (AMS_d)

$$AMS_d = 0,40 * S_{cd}$$

$$AMS_d = 0,40 * 1,32$$

$$AMS_d = 0,528$$

- Componente vertical del sismo de diseño

$$S_{vd} = 0,15 * S_{cd}$$

$$S_{vd} = 0,15 * 1,32$$

$$S_{vd} = 0,198$$

- Factor R

El factor genérico de reducción de respuesta sísmica (R) depende de las características genéricas del sistema estructural

seleccionado por los diseñadores. Su valor numérico se especifica en la tabla.

Tabla XVIII. **Coeficientes y factores para diseño de sistemas sismorresistentes.**

	SISTEMA ESTRUCTURAL (sección 1.5)	Sistema Constructivo Véase Secc1.5.8	R	Ω_r	C_d	Límite de altura en metros			
						Nivel de Protección			
						B	C	D	E
E1	SISTEMA DE MARCOS								
E1-A	Marcos tipo A	NSE 7.1	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL
	De concreto reforzado De acero estructural	NSE 7.5	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL
E1-B	Marcos tipo B	NSE 7.1	5	3	4.5	50	30	12	NP
	De concreto reforzado De acero estructural	NSE 7.5	4.5	3	4	50	30	12	NP
E1-C	Marcos tipo C	NSE 7.1	3	3	3	30	NP	NP	NP
	De concreto reforzado De acero estructural	NSE 7.5	3.5	3	2.5	30	NP	NP	NP
E2	SISTEMA DE CAJON								
	Con muros estructurales								
	De concreto reforzado A	NSE 7.1	5	2.5	5	SL	75	50	30
	De concreto reforzado B	NSE 7-1	4	2.5	4	50	50	30	NP
	De concreto reforzado BD	1.5.8	5	2.5	3	30	30	15	12
	De mampostería reforzada A	NSE 7.4	4	2.5	3	30	30	20	15
	Paneles de Concreto prefabricado	NSE 7.3	4	3	3.5	30	30	15	12
	Con paneles de madera	NSE 7.6	6	3	4	20	20	15	20
E3	SISTEMA GENERAL								
	Con muros estructurales								
	De concreto reforzado A	NSE 7.1	6	2.5	5	SL	75	50	50
	De concreto reforzado B	NSE 7.1	5	2.5	4	SL	50	30	NP
	De mampostería reforzada A	NSE 7.4	5.5	3	3.5	SL	SL	50	50
	Paneles de concreto prefabricado	NSE 7.3	4.5	3	3.5	SL	30	30	20
	Marcos de acero arriostrado								
	Tipo A con riostras excéntricas	NSE 7.5	8	2	4	SL	50	50	30
	Tipo A con riostras concéntricas	NSE 7.5	6	2	5	SL	50	30	20
	Tipo B con riostras concéntricas	NSE 7.5	3.5	2	3.5	30	12	12	NP

Continuación tabla XVIII.

	SISTEMA ESTRUCTURAL (sección 1.5)	Sistema Constructivo Véase Secc1.5.8	R	Ω_r	C_d	Límite de altura en metros			
						Nivel de Protección			
						B	C	D	E
E4	SISTEMA DUAL								
	Marcos de concreto reforzado A Con muros estructurales	NSE 7.1	7	2.5	5.5	SL	SL	SL	SL
	De concreto reforzado A De mampostería reforzada A	NSE 7.4	5.5	3	5	SL	SL	SL	SL
E5	Marcos de acero tipo A con riostras excéntricas con riostras concéntricas especiales	NSE 7.5	8	2.5	4	SL	SL	SL	SL
		NSE 7.5	7	2.5	5.5	SL	SL	SL	SL
E5	COLUMNAS VOLADIZAS o PÉNDULO INVERTIDO								
	De concreto reforzado Confinado	NSE 7.1	2.5	1.2	2.5	12	12	12	12
	De estructura de acero Con detalles sísmicos	NSE 7.5	2.5	1.2	2.5	12	12	12	12
E6	De estructura de madera	NSE 7.7	1.5	1.5	1.5	12	12	12	12
	OTRO TIPO								
	Clasificar como E5, o bien, consultar exclusiones en NSE 3.1, NSE 4, NSE 5 o NSE 6.								

Fuente: AGIES. NSE 3.10 - 2018. p 1-17.

Se determina entonces que el valor del factor R corresponde a R = 4.

Con los valores necesarios se procede a calcular el coeficiente sísmico al límite de cedencia y se establece de la siguiente manera:

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

$$C_S = \frac{1,32}{4}$$

$$C_S = 0,33$$

- Valores mínimos de C_s
Según la norma AGIES NSE-3-2018, se verificará que C_s cumpla con lo siguiente:

$$C_s \geq 0,044 S_{cd} \quad 0,33 \geq 0,044 * (1,32) = 0,0580$$

$$C_s \geq 0,5 S_{1r} / R \quad 0,33 \geq 0,5 * (0,60/4) = 0,0750$$

Por lo tanto, se concluye que C_s cumple con ambos requisitos.

El corte basal estático a cedencia (V_B) es:

$$V_B = C_s * W_s$$

$$V_B = 0,33 * 651,90 \text{ Ton}$$

$$V_B = 215,127 \text{ Ton}$$

2.1.6.9.1. Distribución de la fuerza de sismo por piso

El cortante basal de cedencia (V_B) se distribuirá a lo alto de la estructura, tomando en cuenta para ello el peso de cada nivel y la posición en que se encuentra referente al nivel del piso. Para ello se utiliza la siguiente fórmula:

$$F_x = C_{vx} * V_B$$

Donde

$$C_{vx} = \frac{W_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n (W_i * h_i^k)}$$

Donde:

F_x es el cortante de cedencia en el nivel "x" de la edificación;

h_x es la altura del nivel "x" sobre la base;

h_i altura total del muro "i" sobre la base;

$k = 1$ para $T \leq 0,5$ s

$k = 0,75 + 0,5 T_s$, para $0,5 < T \leq 2,50$ s

$k = 2$, para $T > 2,50$ s

W_x peso sísmico efectivo del nivel "x"

W_i peso sísmico efectivo del nivel "i"

Simplificada la anterior expresión, se obtiene:

$$F_x = \frac{(V - F_t) W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

Para el diseño del edificio escolar el período T queda de esta manera:

$$T = 0,17 \text{ segundos} \leq 0,7 \text{ segundos}$$

Por consiguiente, se considerará $F_t = 0$, y la distribución se hará de la siguiente manera luego de simplificar la anterior expresión:

$$F_x = V \frac{W_x h_x}{\sum_{i=0}^n W_i h_i}$$

Resumen de cargas por piso

Techo = 203,575 Ton

Segundo nivel = 351,530 Ton

Primer nivel = 96,802 Ton

Cortante basal = 215,127 Ton

Tabla XIX. **Distribución del corte basal por piso**

Nivel	Wi (ton)	hi (m)	EJE X			EJE Y		
			Wi * hi (Ton-m)	Fx (ton)	Fx acumulado	Wi * hi (Ton-m)	Fy (ton)	Fy acumulado
Techo	203,57	6,2	1 2625,16	110,50	110,50	1 262,16	110,50	110,50
2do. nivel	351,53	3,4	1 195,19	104,63	215,13	1 195,19	104,63	215,13
1er. Nivel	96,81	0	0	0	215,13	0	0	215,13
Sumatorias			2 457,36			2 457,36		

Fuente: elaboración propia.

2.1.6.10. Cálculo de momentos de volteo

Las fuerzas laterales generadas por vientos o por sismo pueden ocasionar grandes momentos de volteo sobre las estructuras. Si el momento de volteo es lo suficientemente grande puede sobrepasar la carga muerta de la estructura e inducir tensiones en los extremos de los muros de corte.

Puede también causar grandes fuerzas de compresión que pueden requerir un aumento en la resistencia específica de la mampostería ($f'm$) que se pretende utilizar. Puede ser innecesario un aumento en el acero de refuerzo o un aumento en el ancho de unidades de mampostería. De un estudio sobre el comportamiento de muros de mampostería como estructura de edificios, obtenemos las siguientes expresiones matemáticas⁸.

$$M_B = F_t h_n + \sum_{i=1}^n F_i h_i$$

⁸ ARGUETA HERNÁNDEZ, Oscar. *Estudio sobre el comportamiento de muros de mampostería como estructura de edificios.* p. 43.

Que al simplificar dicha expresión se obtiene:

$$M_x = F_t(h_n - h_x) + \sum_{i=1}^n F_i(h_i - h_x)$$

Como $F_t = 0$, entonces:

$$M_B = \sum_{i=1}^n F_i h_i$$

$$M_x = \sum_{i=1}^n F_i (h_i - h_x)$$

$$MV_x = \sum F_i (h_i - h_x)$$

$$MV_{TECHO} = 110,495 \text{ Ton } (0 \text{ m}) = 0 \text{ Ton} - m$$

$$\begin{aligned} MV_{2o} &= 110,495 \text{ Ton } (2,80 \text{ m}) + 104,632 \text{ Ton } (0\text{m}) \\ &= 309,386 \text{ Ton} - m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} MV_{1o} &= 110,495 \text{ Ton } (5,60 \text{ m}) + 104,632 \text{ Ton } (2,80 \text{ m}) + 0(0) \\ &= 911,741 \text{ Ton} - m \end{aligned}$$

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

Nivel	EJE X					EJE Y				
	Fi (Ton)	hi (m)	Fihi	(hi-hx)	MVx (Ton-m)	Fi (Ton)	hi (m)	Fihi	(hi-hx)	MVx (Ton-m)
Techo	110,50	5,6	618,77	0	0	110,50	5,6	618,77	-	0
2o.	104,63	2,8	292,97	3	309,39	104,63	2,8	292,97	-	309,39
1o.	0	0	0	3	911,74	0	0	0		911,74
	Sumatoria 911,74					Sumatoria 911,74				

Fuente: elaboración propia.

2.1.6.11. Solución por método simplista

Actualmente existen varios métodos que pueden ser utilizados para analizar una estructura de mampostería reforzada, pero en este caso se trabajará con el análisis simplista. Este es poco laborioso, por lo que la obtención de resultados se logra en menor tiempo.

Para la elaboración del análisis simple se deben de tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Para la distribución de la fuerza lateral a cada muro se deben considerar únicamente los muros paralelos a la dirección en que esta actúa. Se presentan dos efectos sobre ellos, los cuales son: uno de traslación en la misma dirección y otro de rotación respecto al centro de rigidez cuando no coincide con el centro de masa.
- Los muros tienden a experimentar ladeo paralelo al plano que contiene al muro, no se debe de considerar en el sentido contrario.
- Los muros generalmente actúan como miembros verticales que están sujetos a fuerzas horizontales en los niveles de piso.

Como cualquier método siempre existen ventajas y limitaciones, por lo que este no es la excepción. Las limitaciones que presenta este método son las siguientes:

- Como se mencionó, únicamente se toman en cuenta los muros paralelos a la acción de la carga. Se desprecia, de esta manera la contribución a la resistencia de los muros perpendiculares.

- Supone rigidez mayor en el diafragma horizontal que la presentada por los muros de corte.
- Para las estructuras cuya relación altura – largo (h / d) en el sentido de la carga lateral sea mayor a 4,0 los esfuerzos entre juntas de muros son tan grandes que los resultados se alejan de la realidad.

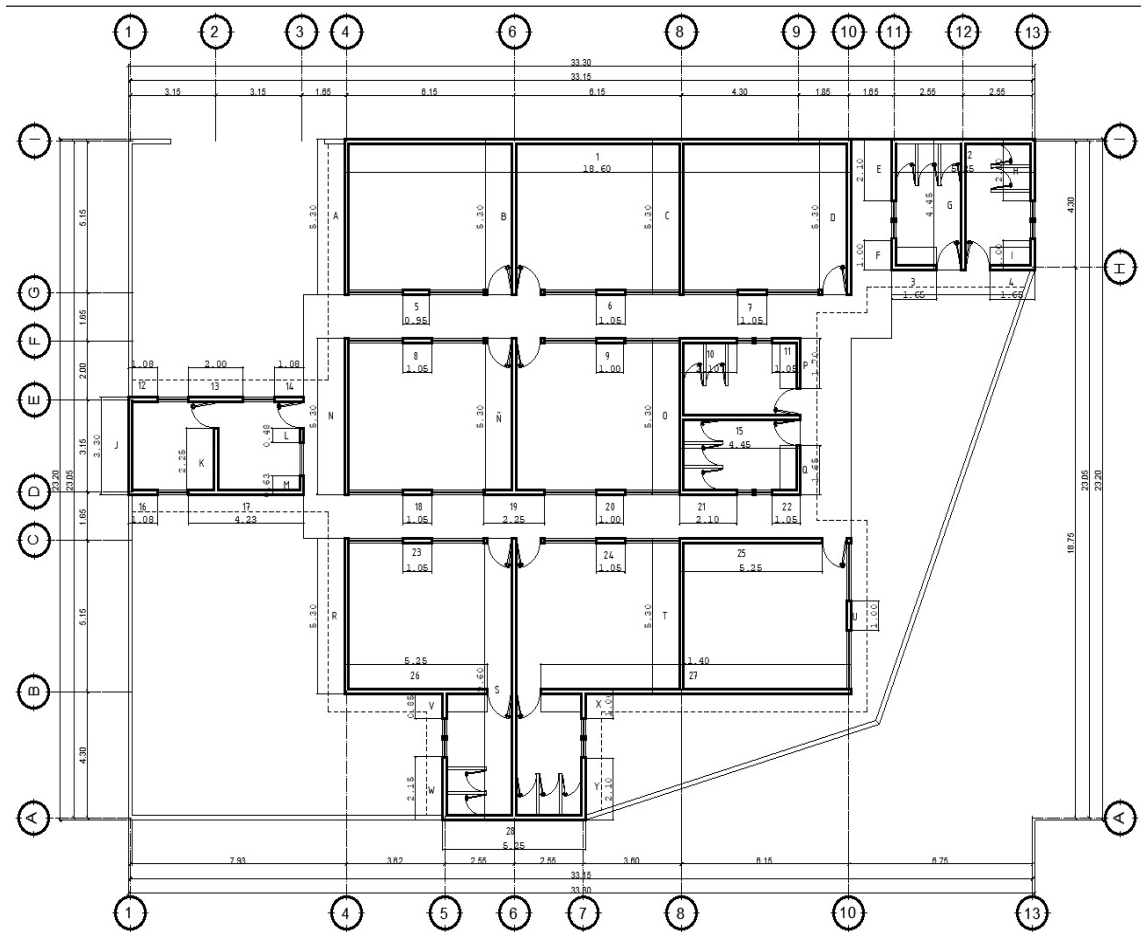
El primer paso del análisis será la determinación de cargas que afectan a la estructura. Después se procederá a calcular la rigidez de los muros que están únicamente en la dirección del sismo, utilizando para ellos las ecuaciones de muros en voladizo o empotrados. En este caso se calculará únicamente muros empotrados, debido a la forma estructural considerada (1 nivel con losa final de concreto).

En todo diseño de estructuras es recomendable la simetría en geometría y rigidez de las mismas, con el fin de hacer mínimos los efectos de torsión.

Los pasos para realizar el análisis son los siguientes:

- Cálculo de centro de masa y del centro de rigidez de la estructura
- Análisis de viento
- Análisis de sismo
- Cálculo de momentos de volteo
- Distribución de cargas y momentos en muros

Figura 5. Muros estructurales primer nivel



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.

Después del análisis de los muros se presenta la siguiente tabla donde se muestra las longitudes de los muros estructurales que se utiliza en este diseño para el análisis de mampostería.

Tabla XXI. **Distribución de muros estructurales primer nivel en el sentido x, y**

Muro	Longitud (m)		
1	18,60	Muro	Longitud (m)
2	5,25		
3	1,65	A	5,30
4	1,65	B	5,30
5	0,95	C	5,30
6	1,05	D	5,30
7	1,05	E	2,10
8	1,05	F	1,00
9	1,00	G	4,45
10	2,10	H	2,10
11	1,05	I	1,00
12	1,08	J	3,30
13	2,00	K	2,25
14	1,08	L	0,48
15	4,45	M	0,63
16	1,08	N	5,30
17	4,23	Ñ	5,30
18	1,05	O	5,30
19	2,25	P	1,70
20	1,00	Q	1,65
21	2,10	R	5,30
22	1,05	S	9,60
23	1,05	T	5,30
24	1,05	U	1,00
25	5,25	V	0,85
26	5,25	W	2,15
27	11,40	X	1,00
28	5,25	Y	2,10

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2018

2.1.6.11.1. Localización del centro de masa de la estructura

El centro de masa es el punto matemático donde se asume que todo el peso o masa de la estructura se ha de concentrar y la fuerza de sismo actúa.

De acuerdo con Argueta Hernández, este valor se obtiene por medio del cálculo de momentos entre el punto base hacia cada una de las longitudes de los muros, dividiéndola por la suma de todos los momentos multiplicados por la longitud total de los mismos, tal como se observa a continuación:

Tabla XXII. Centro de masa sentido "X" primer nivel

Muro	Longitud (m)	h/l	Rigidez (muro = 14 cm)	Distancia X al eje Y	Distancia Y al eje X	L*X	L*Y
1	18,60	0,1613	20,489	20,55	24,31	382,23	452,17
2	5,25	0,5714	5,261	28,8	19,93	151,20	104,63
3	1,65	1,8182	0,872	32,4	19,93	53,46	32,88
4	1,65	1,8182	0,872	8,20	19,08	13,53	31,48
5	0,95	3,1579	0,244	10,58	19,08	10,05	18,13
6	1,05	2,8571	0,314	12,88	19,08	13,52	20,03
7	1,05	2,8571	0,314	15,33	19,08	16,10	20,03
8	1,05	2,8517	0,314	17,63	19,08	18,51	20,03
9	1,00	3,0000	0,278	20,25	19,08	20,25	19,08
10	2,10	1,4286	1,389	22,88	19,08	48,05	40,07
11	1,05	2,8571	0,314	25,18	19,08	26,44	20,03
12	1,08	2,7778	0,336	8,20	17,43	8,86	18,82
13	2,00	1,5000	1,270	10,58	17,43	21,16	34,86
14	1,08	2,7778	0,336	12,88	17,43	13,91	18,82
15	4,45	0,6742	4,294	15,33	17,43	68,22	77,56
16	1,08	2,7778	0,336	17,63	17,43	19,04	18,82
17	4,23	0,7092	4,025	21,15	17,43	89,46	73,73
18	1,05	2,8571	0,314	24,13	17,43	25,34	18,30
19	2,25	1,3333	1,570	0,46	15,43	1,04	34,72
20	1,00	3,0000	0,278	3,15	15,43	3,15	15,43
21	2,10	1,4286	1,389	5,84	15,43	12,26	32,40
22	1,05	2,8571	0,314	22,40	14,83	23,52	15,57
23	1,05	2,8571	0,314	0,46	12,28	0,48	12,89
24	1,05	2,8571	0,314	4,26	12,28	4,47	12,89
25	5,25	0,5714	5,261	8,20	12,28	43,05	64,47
26	5,25	0,5714	5,261	10,50	12,28	55,13	64,47
27	11,40	0,2632	12,381	14,10	12,28	160,74	139,99
28	5,25	0,5714	5,261	17,53	12,28	92,03	64,47
Σ	86,02	0,0349	73,909			1 395,20	1 496,81

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2018.

Tabla XXIII. Centro de masa sentido “Y” primer nivel

Muro	Longitud (m)	h/l	Rigidez (muro 14)	Distancia X al eje Y	Distancia Y al eje X	L*X	L*Y
A	5,30	0,5660	5,321	0	13,86	0,00	73,46
B	5,30	0,5660	5,321	3,15	13,41	16,70	71,07
C	5,30	0,5660	5,321	6,30	12,52	33,39	66,36
D	5,30	0,5660	5,321	6,30	14,22	33,39	75,37
E	2,10	1,4286	1,389	7,95	6,88	16,70	14,45
F	1,00	3,0000	0,278	7,95	14,86	7,95	14,86
G	4,45	0,6742	4,294	7,95	21,66	35,38	96,39
H	2,10	1,7286	1,389	11,51	0,98	24,17	2,06
I	1,00	3,0000	0,278	11,51	3,80	11,51	3,80
J	3,30	0,9091	2,875	14,06	4,725	46,40	15,59
K	2,25	1,3333	1,570	14,06	14,80	31,64	33,30
L	0,48	6,2500	0,038	14,06	21,60	6,75	10,40
M	0,63	4,7619	0,082	16,61	0,98	10,46	0,62
N	5,30	0,5660	5,321	16,61	3,80	88,03	20,14
Ñ	5,30	0,5660	5,321	20,21	6,88	107,11	36,46
O	5,30	0,5660	5,321	20,21	14,86	107,11	78,76
P	1,70	1,7647	0,927	20,21	21,60	34,36	36,72
Q	1,65	1,8182	0,872	24,55	13,035	40,51	21,51
R	5,30	0,5660	5,321	24,55	16,685	130,12	88,43
S	9,60	0,3125	10,330	26,36	4,525	253,06	43,44
T	5,30	0,5660	5,321	26,36	6,875	139,71	36,44
U	1,00	3,0000	0,278	26,36	20,355	26,36	20,36
V	0,85	3,5294	0,183	26,36	21,60	22,41	18,36
W	2,15	1,3953	1,449	28,05	20,43	60,31	43,92
X	1,00	3,0000	0,278	28,05	23,33	28,05	23,33
Y	2,10	1,4286	1,389	30,60	22,16	64,26	46,54
Σ	0		75,783			1 375,81	992,12

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2018.

Según Argueta Hernández se procede luego a calcular el centro de masa tanto para el sentido X como Y por medio de las siguientes expresiones:

$$X = \frac{\Sigma L * X}{\Sigma L}$$

$$X = \frac{1\ 395,20 + 1\ 375,81}{86,02 + 85,06} = 16,20 \text{ metros}$$

$$Y = \frac{\Sigma L * Y}{\Sigma L}$$

$$Y = \frac{1\,496,81 + 992,12}{86,02 + 85,06} = 14,55 \text{ metros}$$

Donde:

- L Es la distancia de cada fuerza
- X Distancia del centro del elemento al eje x de referencia
- Y Distancia del centro del elemento al eje y de referencia
- x Distancia del centro de masa al eje x de referencia
- y Distancia del centro de masa al eje y de referencia

2.1.6.11.2. Localización del centro de rigidez

El centro de rigidez es el punto central matemático que concentra toda la rigidez del sistema en el nivel del sistema que se esté analizando. También es llamado centro de resistencia. Es el eje por el cual el centro de masa y las fuerzas laterales suelen rotar.

De acuerdo con Argueta Hernández se debe calcular tanto para el eje X como Y. La expresión para el cálculo del centro de rigidez es la siguiente:

$$X_{cr} = \frac{\Sigma Rx}{\Sigma R}$$

$$Y_{cr} = \frac{\Sigma Ry}{\Sigma R}$$

Donde:

- R Es la rigidez de cada elemento
- x Distancia del centro del elemento al eje x de referencia

- y Distancia del centro del elemento al eje y de referencia
- X_{cr} Distancia del centro de rigidez al eje x de referencia
- Y_{cr} Distancia del centro de rigidez al eje y de referencia

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

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

La deflexión es definida como la suma de deflexiones por flexión, más la deflexión por corte. Si el muro está en voladizo se deberá de usar la fórmula siguiente:

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

Donde:

- P Es la carga horizontal
- E_m Módulo de elasticidad de la mampostería
- t El espesor del muro
- h Altura del muro
- d Ancho del muro

Si el muro está empotrado se debe usar la fórmula que está dada a continuación:

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

Para el diseño de este centro educativo se utiliza la fórmula de empotrado, ya que son las condiciones en las que se está trabajando el diseño. Simplificando la fórmula y dejándola en función del módulo de elasticidad de la mampostería E_m se obtiene la fórmula siguiente:

$$\Delta_{empotrado} = \left[0.1 * \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 0.3 * \left(\frac{h}{d} \right) \right]$$

La siguiente tabla muestra los valores de rigidez de los muros estructurales empleados en este diseño, mismos que se consideraron anteriormente.

Tabla XXIV. Cálculo del centro de rigidez del edificio primer nivel, sentido “X”

Muro	Longitud (m)	h/l	Rigidez (muro = 14 cm)	Distancia X al eje Y	Distancia Y al eje X	R * X	R * Y
1	18,60	0,1613	20,489	20,55	24,31	-----	498,09
2	5,25	0,5714	5,261	28,80	19,93	-----	104,85
3	1,65	1,8182	0,872	32,40	19,93	-----	17,38
4	1,65	1,8182	0,872	8,20	19,08	-----	16,64
5	0,95	3,1579	0,244	10,58	19,08	-----	4,66
6	1,05	2,8571	0,314	12,88	19,08	-----	5,98
7	1,05	2,8571	0,314	15,33	19,08	-----	5,98
8	1,05	2,8571	0,314	17,63	19,08	-----	5,98
9	1,00	3,0000	0,278	20,25	19,08	-----	5,30
10	2,10	1,4286	1,389	22,88	19,08	-----	26,50
11	1,05	2,8571	0,314	25,18	19,08	-----	5,98
12	1,08	2,7778	0,336	8,20	17,43	-----	5,86
13	2,00	1,5000	1,270	10,58	17,43	-----	22,13
14	1,08	2,7778	0,336	12,88	17,43	-----	5,86
15	4,45	0,6742	4,294	15,33	17,43	-----	74,84
16	1,08	2,7778	0,336	17,63	17,43	-----	5,86
17	4,23	0,7092	4,025	21,15	17,43	-----	70,16
18	1,05	2,8571	0,314	24,13	17,43	-----	5,46
19	2,25	1,3333	1,570	0,46	15,43	-----	24,22
20	1,00	3,0000	0,278	3,15	15,43	-----	4,29
21	2,10	1,4286	1,389	5,84	15,43	-----	24,43
22	1,05	2,8571	0,314	22,40	14,83	-----	4,65
23	1,05	2,8571	0,314	0,46	12,28	-----	3,85
24	1,05	2,8571	0,314	4,26	12,28	-----	3,85
25	5,25	0,5714	5,261	8,20	12,28	-----	64,60
26	5,25	0,5714	5,261	10,50	12,28	-----	64,60
27	11,40	0,2632	12,381	14,10	12,28	-----	152,04
28	5,25	0,5714	5,261	17,53	12,28	-----	64,60
Σ	86,02	0,0349	73,909				1 295,63

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2018.

Tabla XXV. Cálculo del centro de rigidez del edificio primer nivel, sentido “Y”

Muro	Longitud (m)	h/l	Rigidez (muro = 14)	Distancia X al eje Y	Distancia Y al eje X	R * X	R * Y
A	5,30	0,5660	5,321	0	13,86	0,00	-----
B	5,30	0,5660	5,321	3,15	13,41	16,76	-----
C	5,30	0,5660	5,321	6,30	12,52	33,52	-----
D	5,30	0,5660	5,321	6,30	14,22	33,52	-----
E	2,10	14286.0000	1,389	7,95	6,88	11,04	-----
F	1,00	30000.0000	0,278	7,95	14,86	2,21	-----
G	4,45	0,6742	4,294	7,95	21,66	34,14	-----
H	2,10	14286.0000	1,389	11,51	0,98	15,98	-----
I	1,00	3000.0000	0,278	11,51	3,80	3,20	-----
J	3,30	0,9091	2,875	14,06	4,725	40,42	-----
K	2,25	13333.0000	1,570	14,06	14,8	22,07	-----
L	0,48	62500.0000	0,038	14,06	21,66	0,53	-----
M	0,63	47619.0000	0,082	16,61	0,98	1,36	-----
N	5,30	0,5660	5,321	16,61	3,80	88,38	-----
Ñ	5,30	0,5660	5,321	20,21	6,88	107,53	-----
O	5,30	0,5660	5,321	20,21	14,86	107,53	-----
P	1,70	17647.0000	0,927	20,21	21,60	18,73	-----
Q	1,65	18182.0000	0,872	24,55	13,035	21,41	-----
R	5,30	0,5660	5,321	24,55	16,685	130,62	-----
S	9,60	0,3125	10,330	26,36	4,525	272,31	-----
T	5,30	0,5660	5,321	26,36	6,875	140,25	-----
U	1,00	3,0000	0,278	26,36	20,355	7,32	-----
V	0,85	3,5294	0,183	26,36	21,60	4,83	-----
W	2,15	1,3953	1,449	28,05	20,43	40,64	-----
X	1,00	3,0000	0,278	28,05	23,33	7,79	-----
Y	2,10	1,4286	1,389	30,60	22,16	42,49	-----
Σ	85,06		75,783			1 204,59	-----
Σ							

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2018.

A continuación, se expresan los resultados del análisis del centro de rigidez para el diseño del edificio educativo.

$$X_{cr} = \frac{\Sigma Ry}{\Sigma R} = \frac{1\ 295,63}{73,909} = 17,53$$

$$Y_{cr} = \frac{\Sigma R_x}{\Sigma R} = \frac{1\,204,59}{75,783} = 15,90$$

2.1.6.11.3. Resultados parciales para el análisis simplista primer nivel

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

Tabla XXVI. Resultados parciales para el análisis simplista

Resultados del primer nivel				
Lx	86,02	m	L*X	2 771,01
Ly	86,36	m	L*Y	2 488,93
L	172,38	m		
Rx	73,91		R*X	1 204,59
Ry	75,78		R*Y	1 295,63

Fuente: elaboración propia.

Cálculo de centro de masas de muros:

$$X = \frac{L * X}{L} = \frac{2\,771,01}{172,38} = 16,08 \text{ metros}$$

$$Y = \frac{L * Y}{L} = \frac{2\,488,93}{172,38} = 14,44 \text{ metros}$$

Tabla XXVII. **Centro de masa de los muros**

Centro de rigidez de los muros
X _{cm} = 16,08 m
Y _{cm} = 14,44 m

Fuente: elaboración propia.

Cálculo de centro de rigidez de muros:

$$X_{CR} = \frac{R * X}{R_Y} = \frac{1\ 204,59}{73,91} = 16,30\ m$$

$$Y_{CR} = \frac{R * Y}{R_X} = \frac{1\ 295,63}{75,78} = 17,10\ m$$

Tabla XXVIII. **Resultados centro de rigidez de muros**

Centro de masa de los muros
X _{cm} = 16,30 m
Y _{cm} = 17,10 m

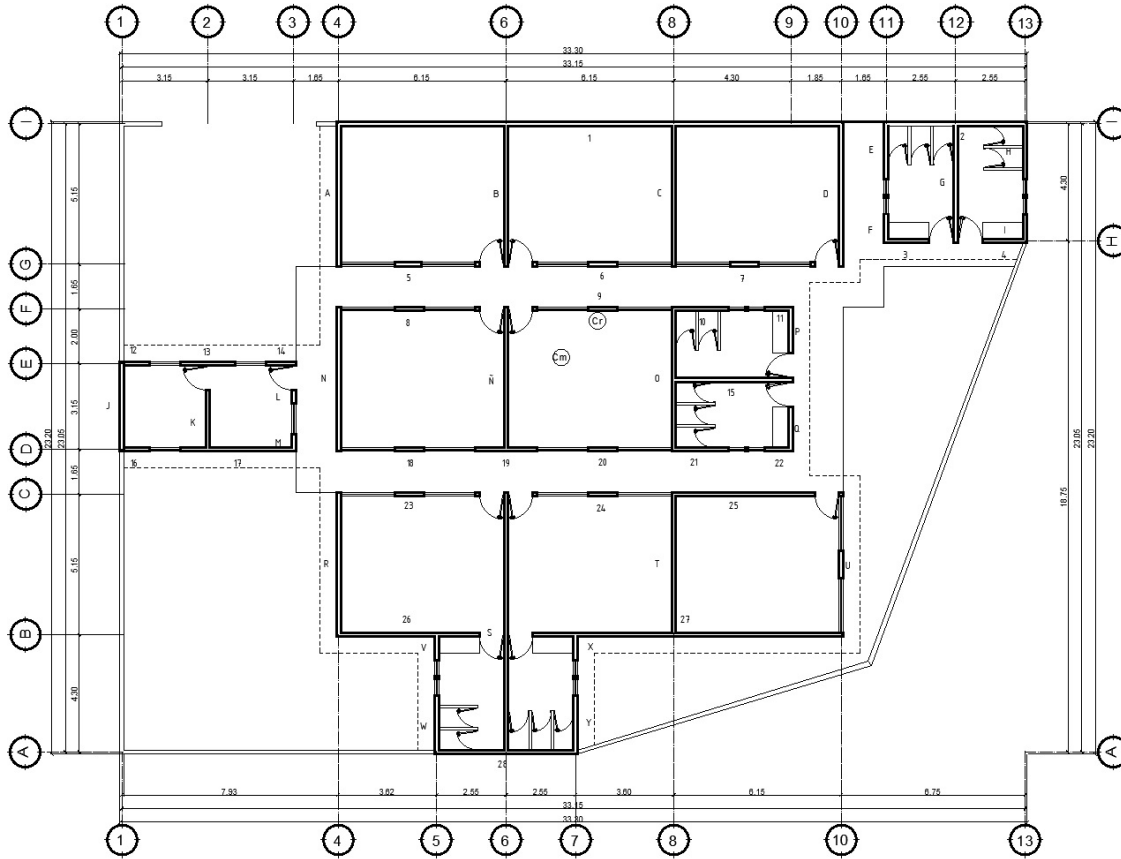
Fuente: elaboración propia.

Centro de masa de la losa:

$$X_{CM} = \frac{25,35}{2} = 12,67\ m$$

$$Y_{CM} = \frac{24,38}{2} = 12,19\ m$$

Figura 6. **Planta centro de masa y centro de rigidez**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.

Tabla XXIX. **Centro de masa combinado**

Centro de masa combinado (losa + muros)	
W losa techo	= CM techo * área de losa = 112 673 739,50 Kg
W muros 1er nivel	= CM muros * perímetro de muros = 21 012 420,24 Kg
Techo	$X = \frac{(112\,673\,739,50) \cdot (16,65) + (21\,012\,420,24) \cdot (17,06)}{(112\,673\,739,50) + (21\,012\,420,24)} = 16,71 \text{ m}$
	$Y = \frac{(112\,673\,739,50) \cdot (12,19) + (21\,012\,420,24) \cdot (14,33)}{(112\,673\,739,50) + (21\,012\,420,24)} = 12,53 \text{ m}$

Fuente: elaboración propia.

Se tomarán para el análisis los resultados de:

$$X = 16,71 \text{ m}$$

$$Y = 12,53 \text{ m}$$

Cálculo de excentricidad con respecto al centro de rigidez

La excentricidad de cada nivel será la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez. La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica recomienda que se incrementen los valores de excentricidad obtenidos en un 5 %, debido a la torsión accidental ocasionada por la variación de las cargas reales o por la localización de estas en la vida útil de la estructura.

$$e'x = |X_{CR} - X_{CM}| = |16,00 - 16,71| = 0,71$$

$$e'y = |Y_{CR} - Y_{CM}| = |13,74 - 12,53| = 1,21$$

La excentricidad mínima equivale al 5 % de la dimensión perpendicular a la fuerza aplicada:

$$\text{Sentido X} = 5 \% * (24,38 \text{ m}) = 1,22 \text{ m}$$

$$\text{Sentido Y} = 5 \% * (25,35 \text{ m}) = 1,27 \text{ m}$$

Excentricidad:

$$e_x = e_x (\text{calculada}) + 0,05 L_x = 0,71 \text{ m} + 1,22 \text{ m} = 1,93 \text{ m}$$

$$e_y = e_y (\text{calculada}) + 0,05 L_y = 1,21 \text{ m} + 1,27 \text{ m} = 2,48 \text{ m}$$

2.1.6.12. Distribución de cargas y momentos en los muros

Las fuerzas de corte se distribuirán de acuerdo a las rigideces relativas de los muros. Por lo cual establece ⁹ :

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

$$F_V = \frac{20,49}{73,91} * 430,250 \text{ Ton}$$

$$F_V = 119,27 \text{ Ton}$$

Los muros de mampostería reforzada, que deberán resistir fuerzas horizontales de sismo, se diseñarán para resistir dos veces la fuerza de corte que actúa sobre ellas.

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

$$2(215,125\text{Ton}) = 430,250 \text{ Ton}$$

En la tabla XXX se presentan los resultados finales

Fuerzas torsionales

En el estudio sobre el comportamiento de muros de mampostería como estructura de edificios, muestra las fuerzas de corte debidas al momento torsionante sobre el edificio¹⁰, la cual es:

⁹ ARGUETA HERNÁNDEZ, Oscar. *Estudio sobre el comportamiento de muros de mampostería como estructura de edificios*. p. 43.

¹⁰ Ibid, p. 50.

$$FT = \frac{Rd}{\sum Rd^2} * M_T$$

Donde

$$M_T = e * V; \quad M_T = (2,48) * (215,125 \text{ Ton}) = 533,51 \text{ Ton} - m.$$

$$FT = \frac{172,31}{1993,47} * 533,51 \text{ Ton}$$

$$FT = 46,115 \text{ Ton}$$

En la tabla XXX se presentan los resultados finales.

Distribución de momentos de volteo

los momentos de volteo se distribuyen de acuerdo a la expresión matemática ¹¹ siguiente:

$$M_{volteo} = \frac{R}{\sum R} * Mv$$

Donde

Mv = Se refiere al momento de volteo por piso.

$$M_{volteo} = \frac{172,31}{1993,47} * 911,74$$

$$M_{volteo} = 78,808 \text{ Ton} - m$$

¹¹ ARGUETA HERNÁNDEZ, Oscar. *Estudio sobre el comportamiento de muros de mampostería como estructura de edificios.* p. 50.

2.1.6.12.1. Resultado del análisis de mampostería

A continuación, se presentan tablas de los resultados finales del análisis de mampostería, donde se observa los momentos finales inducidos en cada tramo de muro para posteriormente proceder al diseño de los muros.

Tabla XXX. **Resultados análisis de mampostería para el primer nivel sentido "X"**

Corte = 2V =	430,25	Ton
ey = e'y + emín	2,48	m
Momento de torsión	533,51	Ton-m
Momento de volteo	911,74	Ton-m
Ycr	15,90	m
dy = Y - Ycr		
Altura de los muros	2,80	m

Mt	533,51
e'y	1,21
e min y	2,48

Muro	Rigidez	Distancia Y al eje X	dy	R*dy	R*dy2	Fv (Ton)	Ft(Ton)	F = Fv + Ft	Mti	Mvi (Ton-m)	Mdis
1	20,49	24,31	8,41	172,31	1 449,15	119,27	46,12	165,39	129,12	78,81	207,93
2	5,26	19,93	4,03	21,20	85,44	30,62	5,67	36,30	15,89	9,70	25,58
3	0,87	19,93	4,03	3,52	14,17	5,08	0,94	6,02	2,63	1,61	4,24
4	0,87	19,08	3,18	2,77	8,82	5,08	0,74	5,82	2,08	1,27	3,35
5	0,24	19,08	3,18	0,78	2,47	1,42	0,21	1,63	0,58	0,36	0,94
6	0,31	19,08	3,18	1,00	3,17	1,83	0,27	2,09	0,75	0,46	1,20
7	0,31	19,08	3,18	1,00	3,17	1,83	0,27	2,09	0,75	0,46	1,20
8	0,31	19,08	3,18	1,00	3,17	1,83	0,27	2,09	0,75	0,46	1,20
9	0,28	19,08	3,18	0,88	2,81	1,62	0,24	1,85	0,66	0,40	1,07
10	1,39	19,08	3,18	4,42	14,04	8,08	1,18	9,27	3,31	2,02	5,33
11	0,31	19,08	3,18	1,00	3,17	1,83	0,27	2,09	0,75	0,46	1,20
12	0,34	17,43	1,53	0,51	0,79	1,96	0,14	2,09	0,39	0,24	0,62
13	1,27	17,43	1,53	1,94	2,97	7,39	0,52	7,91	1,46	0,89	2,34
14	0,34	17,43	1,53	0,51	0,79	1,96	0,14	2,09	0,39	0,24	0,62
15	4,29	17,43	1,53	6,57	10,05	25,00	1,76	26,75	4,92	3,00	7,93
16	0,34	17,43	1,53	0,51	0,79	1,96	0,14	2,09	0,39	0,24	0,62
17	4,03	17,43	1,53	6,16	9,42	23,43	1,65	25,08	4,61	2,82	7,43
18	0,31	17,43	1,53	0,48	0,73	1,83	0,13	1,95	0,36	0,22	0,58
19	1,57	15,43	-0,47	-0,74	0,35	9,14	-0,20	8,94	-0,55	-0,34	-0,89
20	0,28	15,43	-0,47	-0,13	0,06	1,62	-0,03	1,58	-0,10	-0,06	-0,16
21	1,39	15,43	-0,47	-0,65	0,31	8,08	-0,17	7,91	-0,49	-0,30	-0,79
22	0,31	14,83	-1,07	-0,34	0,36	1,83	-0,09	1,74	-0,25	-0,15	-0,40
23	0,31	12,28	-3,62	-1,13	4,11	1,83	-0,30	1,52	-0,85	-0,52	-1,37
24	0,31	12,28	-3,62	-1,13	4,11	1,83	-0,30	1,52	-0,85	-0,52	-1,37
25	5,26	12,28	-3,62	-19,04	68,94	30,62	-5,10	25,53	-14,27	-8,71	-22,98
26	5,26	12,28	-3,62	-19,04	68,94	30,62	0,00	30,62	0,00	-8,71	-8,71
27	12,38	12,28	-3,62	-44,82	162,24	72,07	-11,99	60,08	-33,59	-20,50	-54,08
28	5,26	12,28	-3,62	-19,04	68,94	30,62	-5,10	25,53	-14,27	-8,71	-22,98
	73,91				1 993,47						

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2018.

Tabla XXXI. **Resultados análisis de mampostería para el primer nivel
sentido “Y”**

Corte = 2V =	430,25	Ton	Mt	567,93
ey = e'y + emin	2,64	m	e'y	0,71
Momento de torsión	567,93	Ton-m	e min y	1,93
Momento de volteo	911,74	Ton-m		
Ycr	16,00	m		
dy = Y - Ycr				
Altura de los muros	2,80	m		

Muro	Rigidez	Distancia X al eje Y	dx	R*dx	R*dx2	Fv (Ton)	Ft(Ton)	F = Fv + Ft	Mti	Mvi (Ton-m)	Mdis
A	5,30	0,00	-16,00	-84,80	1 356,80	26,81	-6,66	20,15	-18,64	-10,69	-29,33
B	5,30	3,15	-12,85	-68,11	875,15	26,81	-5,35	21,46	-14,97	-8,58	-23,55
C	5,30	6,30	-9,70	-51,41	498,68	26,81	-4,04	22,77	-11,30	-6,48	-17,78
D	5,30	6,30	-9,70	-51,41	498,68	26,81	-4,04	22,77	-11,30	-6,48	-17,78
E	2,10	7,95	-8,05	-16,91	136,09	10,62	-1,33	9,30	-3,72	-2,13	-5,85
F	1,00	7,95	-8,05	-8,05	64,80	5,06	-0,63	4,43	-1,77	-1,01	-2,78
G	4,45	7,95	-8,05	-35,82	288,37	22,51	-2,81	19,70	-7,87	-4,51	-12,39
H	2,10	11,51	-4,49	-9,43	42,34	10,62	-0,74	9,88	-2,07	-1,19	-3,26
I	1,00	11,51	-4,49	-4,49	20,16	5,06	-0,35	4,71	-0,99	-0,57	-1,55
J	3,30	14,06	-1,94	-6,40	12,42	16,69	-0,50	16,19	-1,41	-0,81	-2,21
K	2,25	14,06	-1,94	-4,37	8,47	11,38	-0,34	11,04	-0,96	-0,55	-1,51
L	0,48	14,06	-1,94	-0,93	1,81	2,43	-0,07	2,35	-0,20	-0,12	-0,32
M	0,63	16,61	0,61	0,38	0,23	3,19	0,03	3,22	0,08	0,05	0,13
N	5,30	16,61	0,61	3,23	1,97	26,81	0,25	27,06	0,71	0,41	1,12
Ñ	5,30	20,21	4,21	22,31	93,94	26,81	1,75	28,56	4,90	2,81	7,72
O	5,30	20,21	4,21	22,31	93,94	26,81	1,75	28,56	4,90	2,81	7,72
P	1,70	20,21	4,21	7,16	30,13	8,60	0,56	9,16	1,57	0,90	2,48
Q	1,65	24,55	8,55	14,11	120,62	8,35	1,11	9,45	3,10	1,78	4,88
R	5,30	24,55	8,55	45,32	387,44	26,81	3,56	30,37	9,96	5,71	15,67
S	9,60	26,36	10,36	99,46	1 030,36	48,56	7,81	56,37	21,86	12,53	34,39
T	5,30	26,36	10,36	54,91	568,85	26,81	4,31	31,12	12,07	6,92	18,99
U	1,00	26,36	10,36	10,36	107,33	5,06	0,81	5,87	2,28	1,31	3,58
V	0,85	26,36	10,36	8,81	91,23	4,30	0,69	4,99	1,94	1,11	3,05
W	2,15	28,05	12,05	25,91	312,19	10,88	2,03	12,91	5,69	3,26	8,96
X	1,00	28,05	12,05	12,05	145,20	5,06	0,95	6,00	2,65	1,52	4,17
Y	2,10	30,60	14,60	30,66	447,64	10,62	2,41	13,03	6,74	3,86	10,60
	85,06				7 234,82						

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2018.

2.1.6.13. Esfuerzos admisibles

El término se define como el esfuerzo axial en los muros de mampostería con refuerzo. La unidad de medida será en kilogramos por centímetro cuadrado.

El procedimiento de cálculo está basado de acuerdo y se utilizará en 2.1.6.13.1.; 2.1.6.13.2.; 2.1.6.13.3.; 2.1.6.13.3. y 2.1.6.13.4. ¹²;

Estos esfuerzos servirán para compararlos con los esfuerzos actuantes calculados en 2.1.6.14. para cada muro y así poder realizar un diseño óptimo para el edificio.

A continuación, se presentan las propiedades de los materiales que se utilizarán en el cálculo de los esfuerzos permisibles:

Propiedades de los materiales:

$$\begin{aligned}f'_m &= 70 \text{ kg/cm}^2 \\E_m &= 63 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2 \\f_y &= 2\,810 \text{ kg/cm}^2 \\f_s &= 1\,406 \text{ kg/cm}^2 \\m &= 0,50 \text{ kg/cm}^2 \\f &= 0,42 \text{ kg/cm}^2 \\E_s &= 2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Debido a que puede ocurrir una mala supervisión o proceso constructivo, se utilizará un factor de seguridad de 2, afectando los esfuerzos permisibles de:

$$\begin{aligned}\text{Flexión, } F_b &= 0,5 \times 0,33 f'_m \\ \text{Compresión, } F_a &= 0,5 \times 0,20 f'_m [1 - (H/40t)^3] \\ \text{Corte, } F_v &= 0,5 f'_m\end{aligned}$$

¹² ARGUETA HERNÁNDEZ, Oscar. *Estudio sobre el comportamiento de muros de mampostería como estructura de edificios*. p. 113.

$$\text{Tensión } F_s = 0,40 * f_y$$

2.1.6.13.1. Cálculo del máximo esfuerzo axial permitido

A continuación, se realizará el cálculo del esfuerzo permisible por compresión para un muro de mampostería, utilizando la información antes proporcionada.

Datos:

$$h = 2,80 \text{ m}$$

$$l = 4,45 \text{ m}$$

$$h/l = 0,629$$

$$\begin{aligned} \text{A compresión: } Fa &= 0,20 * f'm * \left[1 - \left(\frac{h}{40t}\right)\right]^3 \\ Fa &= 0,5 * 0,20 * 70 * \left[1 - \left(\frac{280}{40*14}\right)\right]^3 \\ Fa &= 6,125 \frac{kg}{cm^2} \end{aligned}$$

2.1.6.13.2. Cálculo del esfuerzo flexionante máximo permitido para mampostería

A continuación, se realizará el cálculo del esfuerzo permisible por flexión para un muro de mampostería, utilizando la información antes proporcionada, de la manera siguiente:

Datos:

$$h = 2,80 \text{ m}$$

$$l = 4,45 \text{ m}$$

$$h/l = 0,629$$

A flexión:

$$F_b = 0,33f'm$$

$$F_b = 0,50 * 0,33 * 70$$

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

2.1.6.13.3. Cálculo del esfuerzo de corte

A continuación, se realizará el cálculo del esfuerzo permisible por corte para un muro de mampostería, utilizando la información antes proporcionada, de la manera siguiente:

Datos:

$$h = 2,80 \text{ m}$$

$$l = 4,45 \text{ m}$$

$$h/l = 0,629$$

A corte:

$$F_V = 0,30 * \sqrt{f'm}$$

$$F_V = 0,50 * 0,30 * \sqrt{(70)}$$

$$F_V = 1,255 \text{ Kg/cm}^2$$

2.1.6.13.4. Cálculo del esfuerzo de tensión

A continuación, se realizará el cálculo del esfuerzo permisible por tensión para un muro de mampostería, utilizando la información antes proporcionada de la manera siguiente:

Datos:

$$h = 2,80 \text{ m}$$

$$l = 4,45 \text{ m}$$

$$h/l = 0,629$$

$$F_s = 0,40 * f_y$$

$$F_s = 0,40 * 2\ 810$$

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

2.1.6.14. Diseño de los muros críticos

Los muros críticos son los que están más alejados del origen de los ejes; en el presente diseño el muro crítico será el muro “g”. Los esfuerzos admisibles para mampostería obtenidos en 2.1.6.13. se compararán con los esfuerzos actuantes, verificando que chequeen garantizando un diseño óptimo para el edificio. El procedimiento de cálculo se basa.¹³

¹³ ARGUETA HERNÁNDEZ, Oscar. *Estudio sobre el comportamiento de muros de mampostería como estructura de edificios.* p. 113.

Refuerzo mínimo recomendado:

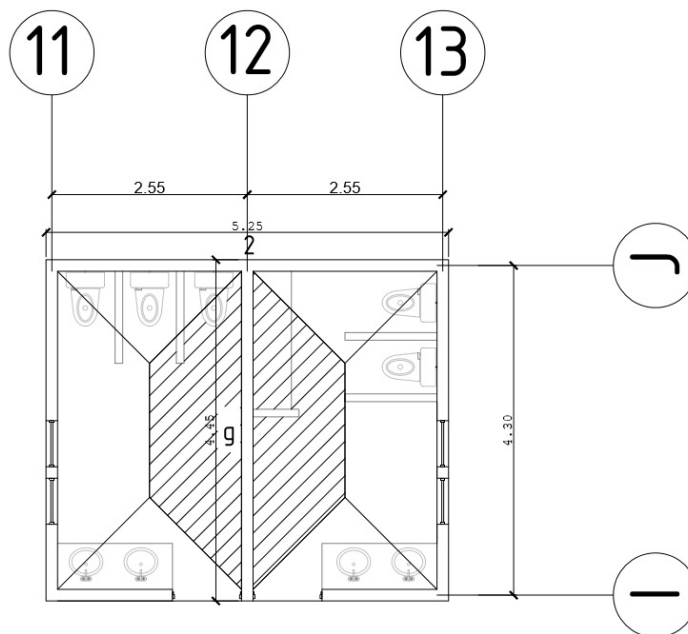
Horizontal: 0,0013 bt

Vertical: 0,0007 bt

- Diseño del muro g con resultados del análisis simplista

Los muros se construirán de bloques de concreto de 0,14 m * 0,19 m * 0,39 m, ligados con mortero de cemento y arena, proporción 1:3. El espesor de las juntas será de 1 cm, los muros estarán reforzados por elementos horizontales (soleras) y elementos verticales (mochetas) de concreto reforzado, por lo tanto:

Figura 7. **Área tributaria del muro “g”**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.

Área tributaria que deberá de soportar el muro "g": 7,08 m²

Datos:

$$\begin{aligned} F &= 19\,700 \text{ kg} \\ M_v &= 12\,390 \text{ kg} - \text{m} \\ F_a &= 6,125 \text{ kg} / \text{cm}^2 \\ F_b &= 11,55 \text{ kg} / \text{cm}^2 \\ F_v &= 1,255 \text{ kg} / \text{cm}^2 \\ h &= 2,80 \text{ m} \\ l &= 4,45 \text{ m} \\ h/l &= 0,629 \end{aligned}$$

- Cálculo de la carga sobre el muro

Para determinar la carga que soporta cada muro, se repartirá o distribuirá la carga de losa de acuerdo a las expresiones siguientes:

$$\begin{aligned} W_{\text{lado largo}} &= \frac{WS * (3 - m^2)}{3 \quad 2} \\ W_{\text{lado largo}} &= \frac{W(2,80) * (3 - (\frac{2,80m^2}{4,45m})^2)}{3 \quad 2} \\ W_{\text{lado largo}} &= 1,215 * W \end{aligned}$$

Peso sobre el muro g del primer nivel:

$$\begin{aligned} P &= \omega_{\text{techo}} + \omega_{\text{entrepiso}} + \omega_{\text{muro superior}} \\ P &= 1,215 \text{ m}^2 (487 \text{ kg/m}^2) + 1,215 \text{ m}^2 (617 \text{ kg/m}^2) + 765 \text{ kg/m} (4,45 \text{ m}) \\ P &= 4\,745,61 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Cálculo de esfuerzo axial actuante a compresión

Para este caso se calcula el esfuerzo axial actuante a compresión, para ser comparado posteriormente con el esfuerzo axial permitido, donde se describe por medio de la fórmula siguiente:

$$f_a = \frac{W_u}{b * t}$$

Donde:

W_u = Peso sobre el muro.

b = base del muro (para este caso espesor del muro siendo de 14 cm).

t = longitud del muro (para este caso es de 445 cm, para el muro en análisis).

$$f_a = \frac{W_u}{b * t}$$

$$f_a = \frac{4\,745,61}{14 * 445}$$

$$f_a = 0,76 \text{ kg/cm}^2$$

Como se observa en los valores obtenidos, el esfuerzo axial permitido $F_a = 6,125 \text{ kg/cm}^2 > f_a = 0,76 \text{ kg/cm}^2$, que corresponde al esfuerzo axial actuante, por lo tanto, se chequea este parámetro.

- Cálculo del esfuerzo flexionante (f_b)

Para este caso se calcula el esfuerzo axial actuante a flexión, para ser comparado posteriormente con el esfuerzo axial permitido, donde se describe por medio de la fórmula siguiente:

$$fb = \frac{6My}{t * l^2}$$

Donde:

Wy = momento último inducido en el muro.

t = base del muro (para este caso espesor del muro siendo de 14 cm).

l = longitud del muro (para este caso es de 240 cm, para el muro de análisis).

$$fb = \frac{6My}{t * l^2}$$

$$fb = \frac{6(12\,390)}{(0,14) * (4,45)^2}$$

$$fb = 2,68 \text{ kg/cm}^2$$

Como se observa en los valores obtenidos, el esfuerzo axial permitido $F_b = 11,55 \text{ kg/cm}^2 > f_b = 2,68 \text{ kg/cm}^2$, que corresponde al esfuerzo axial actuante, por lo tanto, se chequea este parámetro.

- Cálculo del corte unitario (f_v)

Para este caso se calcula el esfuerzo de corte actuante, para ser comparado con el esfuerzo de corte permitido, donde se describe por medio de la fórmula siguiente:

$$fv = \frac{F}{t * l}$$

Donde:

F = fuerza total inducida por la estructura

t = base del muro (para este caso espesor del muro siendo de 14 cm)

l = longitud del muro (para este caso es de 240 cm, para el muro de análisis.

$$f_v = V_d / (100 * t * L)$$

$$V_d = 1,5 F_v$$

$$f_v = 1,5 (19\,700 \text{ Kg}) / (100 * 14 * 445)$$

$$f_v = 0,047 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Como se observa en los valores obtenidos, el esfuerzo axial permitido $F_v = 1,255 \text{ kg/cm}^2 > f_v = 0,047 \text{ kg/cm}^2$, que corresponde al esfuerzo axial actuante, por lo tanto, se chequea este parámetro.

- Chequeo por flexo-compresión

En cada extremo de un segmento de pared en flexo-compresión habrá una mocheta, con una sección apropiada, funcionando en conjunto con la mampostería propiamente dicha. Las jambas en paredes y ventanas llevarán mochetas de sección adecuada de piso a cielo. se calcula F_a , F_b , f_a , f_b y se analiza si $f_a \leq f_b$.¹⁴

entonces

$$F_a = 6,125; \quad f_a = 0,76; \quad F_b = 11,55; \quad f_b = 2,68 \quad 0,76 \leq 2,68$$

Se utiliza la forma de sección fracturada

¹⁴ ARGUETA HERNÁNDEZ, Oscar. *Estudio sobre el comportamiento de muros de mampostería como estructura de edificios*. p. 24.

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

$$f_b = \left(1,33 - \frac{0,76}{6,125}\right)(11,55)$$

$$f_b = 13,92 \text{ kg / cm}^2$$

- Refuerzos confinantes principales y complementarios
 - Mochetas principales: se denominan mochetas principales o simplemente mochetas cuando no haya equívoco con otras mochetas con diferente función. El propósito de las mochetas principales será enmarcar los extremos de un panel de mampostería tomando efectos de volteo, especialmente aquellos generados por sismos.

La sección de la mocheta principal estará dictada por esfuerzos axiales en el concreto. El ancho mínimo será el espesor del levantado de mampostería, aunque nada previene que sea más ancha; la longitud mínima de la mocheta será el espesor de la propia pared o el de la pared transversal si hubiera. La longitud mínima entre los bordes de dos mochetas será la longitud de las unidades de mampostería. Longitudes menores se resolverán unificando las mochetas en una sola de mayor longitud.

Según el inciso “e” de la sección 5.4.2 de la NSE-7.4-2018; el refuerzo mínimo requerido será 0,0075 del área de la mocheta principal.

$$A_{s \text{ mín.}} = 0,0075 * b * t$$

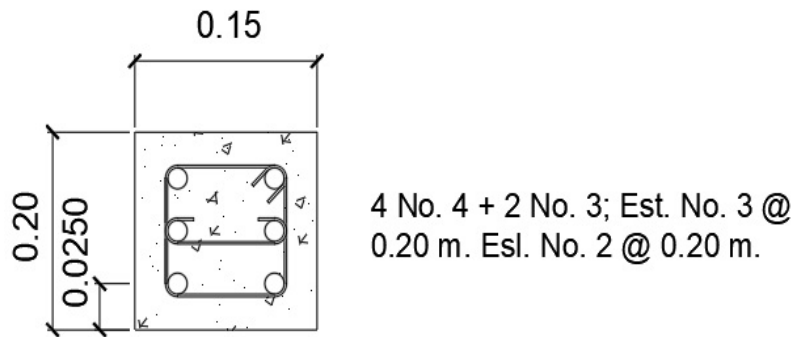
$$A_{s \text{ mín.}} = 0,0075 * 300 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín.}} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Para el muro "g", se propone colocar 2 mochetas principales con 4 No.4 + 2 No.3

$$\begin{array}{rcl}
 8 \text{ No. 4} & = & 8 * (1,20 \text{ cm}^2) & = & 9,60 \text{ cm}^2 \\
 4 \text{ No. 3} & = & 4 * (0,70 \text{ cm}^2) & = & 2,80 \text{ cm}^2 \\
 \hline
 & & & & 12,40 \text{ cm}^2 > 2,25 \text{ cm}^2
 \end{array}$$

Figura 8. **Detalles de mocheta principal**



DETALLE DE MOCHETA TIPO
C-1

$$A_s = 12,40 \text{ cm}^2$$

Fuente: elaboración propia, adaptado de AGIES DSE -4.01-2014; cuadro 5-B, p.55.

- Refuerzo complementario vertical

Se permiten dos modalidades de refuerzo distribuido vertical: refuerzo interbloque y mochetas intermedias. Los refuerzos interbloque ("pines" en términos vernáculos) son aplicables en mampostería hueca de cemento o ladrillo. Para aprovechar la capacidad cortante incrementada desarrollada por el refuerzo vertical

distribuido, los refuerzos interbloque tendrán una separación máxima de cinco veces el ancho de las unidades de mampostería.

Se utilizará mochetas intermedias, que son mochetas menores que serán colocadas entre las mochetas principales, aplicables en mampostería de unidades sólidas y electivamente aplicables en levantados con unidades huecas. Las mochetas intermedias tendrán una separación máxima de diez veces el ancho de las unidades de mampostería.

Según NSE-7.4-2018, la cuantía sumada de refuerzo complementario vertical y horizontal no será menor que 0,002 de la sección de la pared y el refuerzo vertical no será menor que el 0,0007 de la sección de la pared.

Sección de muro en elevación:

$$A_{\text{muro vertical}} = 15 \text{ cm} * 280 \text{ cm} = 4\,200 \text{ cm}^2$$

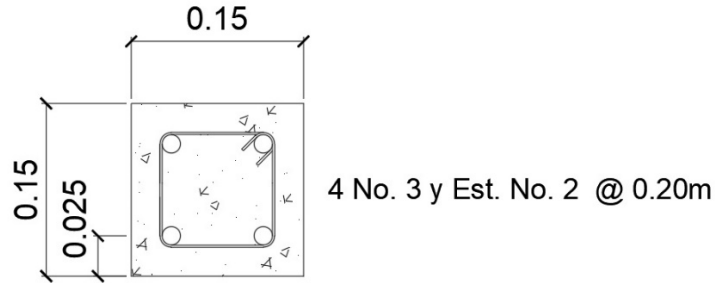
$$A_{s \text{ mín.}} = 0,0007 * (4\,200)$$

$$A_{s \text{ mín.}} = 2,94 \text{ cm}^2$$

Para el muro g, se propone colocar 1 mocheta intermedia con 4 No.4

$$4 \text{ no. 4} = 4 * (1,20 \text{ cm}^2) = \frac{4,80 \text{ cm}^2}{4,80 \text{ cm}^2} > 2,94 \text{ cm}^2$$

Figura 9. **Detalle de mocheta tipo C-2**



DETALLE DE MOCHETA TIPO
C-2

$$A_s = 4,80 \text{ cm}^2$$

Fuente: elaboración propia, adaptado de AGIES DSE -4.01-2014; cuadro 5-E, p.61.

La mocheta tipo C-3 (“costilla” en términos vernáculos) es aplicable para los módulos con ventanas y puertas. El muro “g” no posee vano de puertas ni ventanas, por tanto, no requiere de este tipo de mochetas intermedias. Se ejemplifica su cálculo para una mejor comprensión.

Sección de muro en elevación:

$$A_{\text{muro vertical}} = 15 \text{ cm} * 280 \text{ cm} = 4\,200 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín.}} = 0,0007 * (4\,200)$$

$$A_{s \text{ mín.}} = 2,94 \text{ cm}^2$$

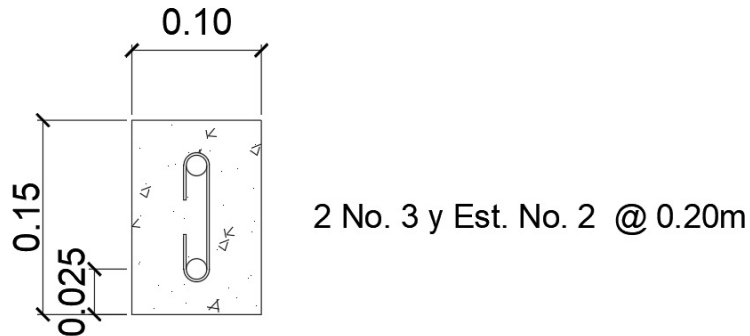
Para 1 mocheta intermedia tipo C-3 se colocan 2 No.4

$$2 \text{ no. 4} = 2 * (1,20 \text{ cm}^2) = \frac{2,40 \text{ cm}^2}{2,40 \text{ cm}^2} < 2,94 \text{ cm}^2$$

Por tanto, utilizaremos $A_{s \text{ mín.}}$ en cumplimiento de NSE-7.4-2018.

$$2 \text{ no. 5} = 2 * (1,90 \text{ cm}^2) = \frac{3,80 \text{ cm}^2}{3,80 \text{ cm}^2} > 2,94 \text{ cm}^2$$

Figura 10. **Detalle de mocheta tipo C-3**



**DETALLE DE MOCHETA TIPO
C-3**

$$A_s = 3,80 \text{ cm}^2$$

Fuente: elaboración propia, adaptado de AGIES DSE -4.01-2014; cuadro 5-E, p.61.

○ **Soleras principales**

Los refuerzos confinantes horizontales, según su localización serán soleras de base (hidrófugas en términos vernáculos), de piso o de entepiso y de remate. La dimensión mínima horizontal de las soleras principales será el espesor de la pared; la altura mínima de las soleras principales será 15 cm. El refuerzo mínimo en las soleras será 0,0075 de su sección transversal. Las soleras principales no podrán estar alojadas en unidades tipo “U”.

Según el inciso “c” de la sección 5.4.3 de la NSE-7.4-2018; el refuerzo mínimo requerido será 0,0075 del área de la solera principal.

$$A_{s \text{ mín.}} = 0,0075 * b * t$$

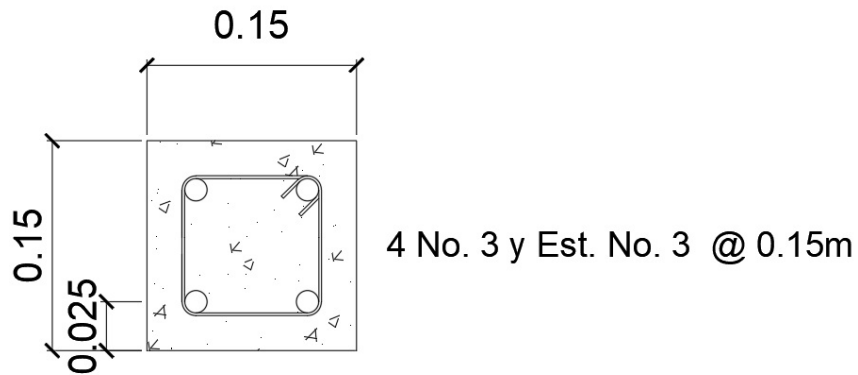
$$A_{s \text{ mín.}} = 0,0075 * 300 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín.}} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Para el muro "g", se colocarán 2 soleras principales con 4 No.3

$$8 \text{ no. 3} = 8 * (0,70 \text{ cm}^2) = \frac{5,60 \text{ cm}^2}{5,60 \text{ cm}^2} > 2,25 \text{ cm}^2$$

Figura 11. **Detalle de solera hidrófuga**

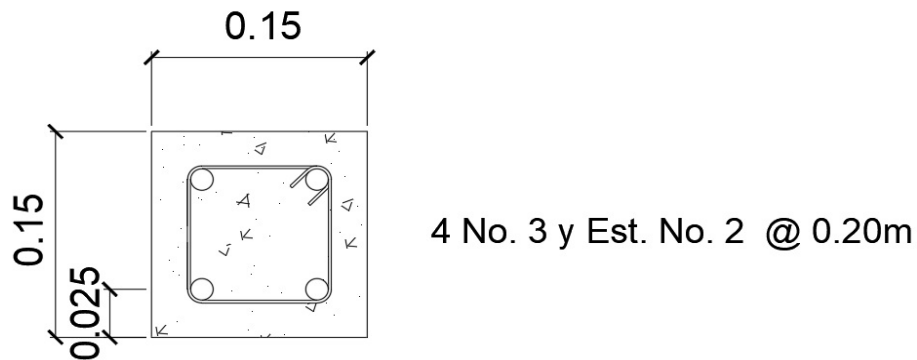


**DETALLE DE SOLERA
HIDROFUGA**

$$A_s = 5,60 \text{ cm}^2$$

Fuente: elaboración propia, adaptado de AGIES DSE -4.01-2014; cuadro 5-D, p.59.

Figura 12. **Detalle de solera superior**



**DETALLE DE SOLERA
SUPERIOR**

$$A_s = 5,60 \text{ cm}^2$$

Fuente: elaboración propia, adaptado de AGIES DSE -4.01-2014; cuadro 5-D, p.59.

- Refuerzo complementario horizontal

El refuerzo complementario horizontal se podrá colocar como se indica a continuación. Son dos o más soleras intermedias colocadas entre soleras principales para aprovechar la capacidad de corte incrementada desarrollada por el refuerzo complementario horizontal distribuido. Se utiliza una sola solera intermedia colocada entre soleras principales. Se permitirá utilizar bloques “U” en lugar de soleras intermedias configuradas con moldes. No se permitirá utilizar varillas colocadas entre la sisa de mortero como refuerzo complementario horizontal con función estructural.

Según NSE-7.4-2018, la cuantía sumada de refuerzo complementario horizontal y vertical no será menor que 0,002 de la sección de la pared y el refuerzo horizontal no será menor que el

0,0007 de la sección de la pared. La norma NSE-7.4 de AGIES indica que si la altura libre del muro es mayor que 2,80 m, se deberá colocar más de una solera intermedia. Por lo tanto, se usarán 2 soleras con 4 No. 3 cada una.

Sección de muro en elevación:

$$A_{\text{muro horizontal}} = 15 \text{ cm} * 445 \text{ cm} = 6\,675 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín.}} = 0,0013 * (6\,675)$$

$$A_{s \text{ mín.}} = 8,68 \text{ cm}^2$$

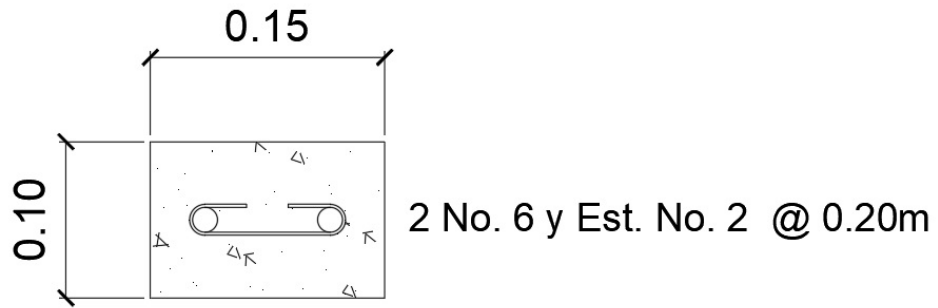
Para el muro "g" se colocarán 2 soleras intermedias con 2 No. 3

$$4 \text{ No. 3} = 4 * (0,70 \text{ cm}^2) = \frac{2,80 \text{ cm}^2}{2,80 \text{ cm}^2} < 8,68 \text{ cm}^2$$

Por tanto, utilizaremos $A_{s \text{ mín.}}$ en cumplimiento de NSE-7.4-2018.

$$4 \text{ No. 6} = 4 * (2,85 \text{ cm}^2) = \frac{11,40 \text{ cm}^2}{11,40 \text{ cm}^2} > 8,68 \text{ cm}^2$$

Figura 13. **Detalle de solera intermedia**

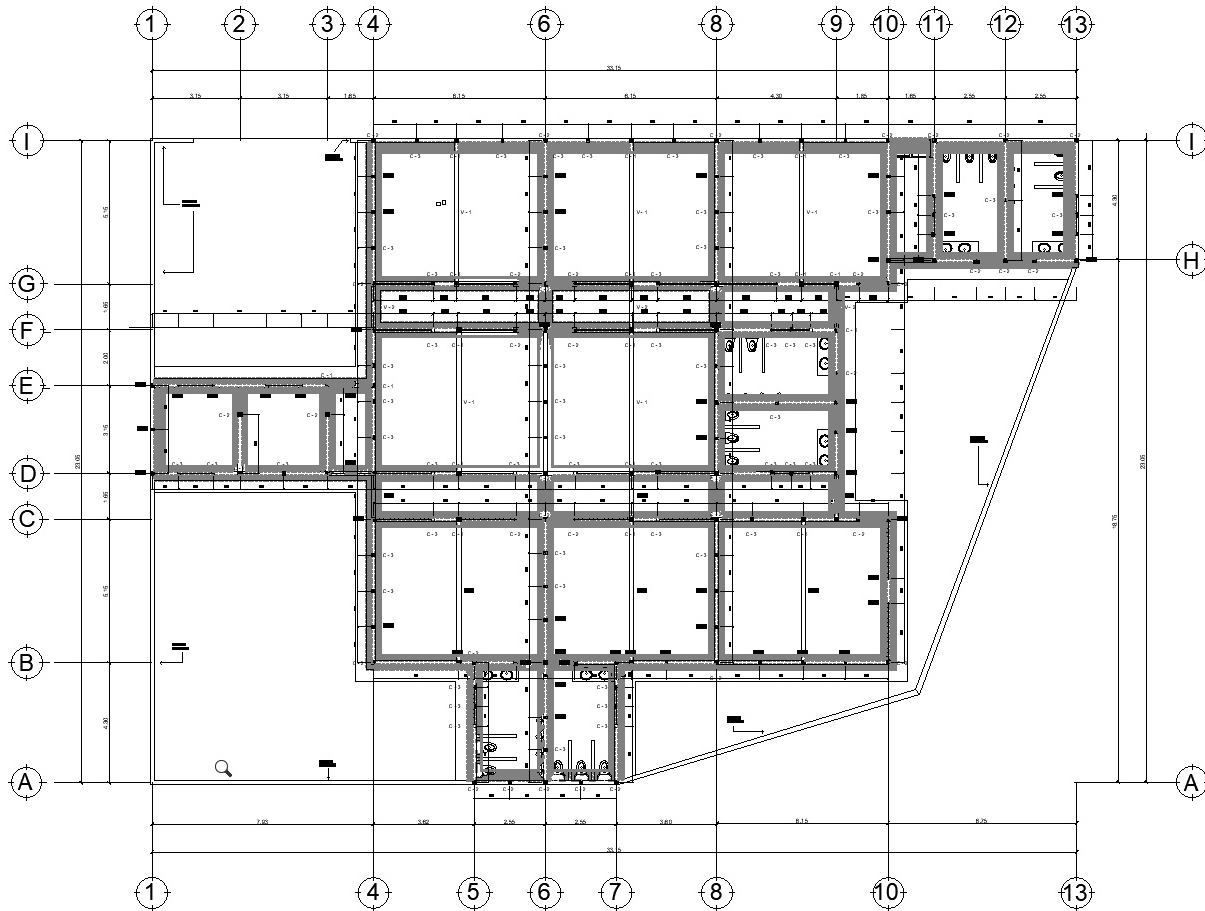


**DETALLE DE SOLERA
INTERMEDIA**

$$A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

Fuente: elaboración propia, adaptado de AGIES DSE -4.01-2014; cuadro 5-E, p.61.

Figura 14. **Distribución de mochetas primer nivel**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.

2.1.6.15. **Diseño de losas**

Las losas son elementos estructurales que pueden servir como cubiertas que protegen de la intemperie, como entrepisos para transmitir cargas verticales o como diafragmas para transmitir cargas horizontales. Por su espesor, pueden dividirse en: cascarones ($t < 0,09$), planas ($0,09 < t < 0,12$) y nervuradas ($t > 0,12$). Para diseñarlas, existen varios métodos, en este caso se utiliza el método 3 ACI-2014.

- Espesor de la losa (t)

Cómo trabaja cada losa

$$m = \text{lado corto} / \text{lado largo} = a / b$$

$m > 0,5$ dos sentidos; $m < 0,5$ un sentido

- Losas de aulas

$$M = 5,00 \text{ m} / 6,00 \text{ m} = 0,83 \text{ en dos sentidos}$$

- Losas de pasillo

$$M = 1,50 \text{ m} / 6,15 \text{ m} = 0,24 \text{ en un sentido}$$

$$t_{\text{LOSA}} = (\text{perímetro de losa}) / 180$$

- Losas de aulas

$$t_{\text{LOSA}} = (6,00 * 2 + 5,00 * 2) / 180 = 0,12$$

- Losas de pasillos

$$t_{\text{LOSA}} = L / 24 = 1,50 / 24 = 0,06$$

Nota: usamos $t_{\text{LOSA}} = 0,12 \text{ m}$ por ser la más crítica que corresponde a una losa plana. El peralte de la losa se utiliza en la integración de cargas realizada en 2.1.6.7.

- Carga última o carga de diseño

Se utilizarán las combinaciones de carga de esta sección para establecer las sollicitaciones mayoradas que controlen el diseño por resistencia requerido en la sección 8.2.1 del capítulo 8.3; NSE 2-2018.

$$CU = 1,2 CM + 1,6 CV + 0,5 V_T$$

Carga muerta = Concreto, acabados + muro

$$\begin{array}{rcl} \text{Peso propio} & = (1 \text{ m}) * (0,12 \text{ m}) * (5 \text{ m}) * (2\,400 \text{ Kg/m}^2) & = 1\,440 \text{ Kg-m} \\ \text{S.C.} & = (1 \text{ m}) * (5 \text{ m}) * (120 \text{ Kg / m}^2) & = \frac{600 \text{ Kg-m}}{2\,040 \text{ Kg-m}} \end{array}$$

$$C.M. = 2\,040 \text{ Kg-m} / 5,00 \text{ m} = 408 \text{ Kg / m}^2$$

$$CM = 408 \text{ Kg / m}^2 + 255 \text{ Kg / m}^2 = 663 \text{ Kg / m}^2$$

Carga viva

$$\text{Techo} = 100 \text{ Kg / m}^2$$

$$\text{Aula} = 200 \text{ Kg / m}^2$$

$$\text{Pasillos} = 500 \text{ Kg / m}^2$$

Carga última en las losas de las aulas:

$$CU = 1,2 (663 \text{ Kg / m}^2) + 1,6 (200 \text{ Kg / m}^2) + 0,50 (215\,127 \text{ kg/m}^2)$$

$$CU = 108\,679,10 \text{ Kg / m}^2$$

Carga última en las losas de pasillos:

$$CU = 1,2 (663 \text{ Kg / m}^2) + 1,6 (500 \text{ Kg / m}^2) + 0,50 (215\,127 \text{ kg/m}^2)$$

$$CU = 109\,159,10 \text{ Kg / m}^2$$

- Cálculo de momentos actuantes

Para calcular los momentos de diseño se toma una franja unitaria de 1,00 metros de ancho, calculando los momentos positivos y negativos. Por la simetría de la planta solo se calcularán 16 losas, las más críticas, entonces:

$$\begin{aligned} CU_U &= 108\,679,10 \text{ Kg / m}^2 && \text{En aulas} \\ CU_U &= 109\,159,10 \text{ Kg / m}^2 && \text{En pasillos} \end{aligned}$$

Momentos positivos

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

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

Momentos negativos

$$M_{b(+)} = C_{b+} * CV_U * b^2 + C_{b+} * CM_U * b^2$$

$$M_{a(+)} = C_{a+} * CV_U * a^2 + C_{a+} * CM_U * a^2$$

Donde:

M = Momento actuante

C = Coeficiente de tablas ACI

CV_U, CM_U, = Carga viva y carga muerta últimas

Figura 15. Losas de techo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.

Se considerarán 16 losas. Los resultados se presentan a continuación:

- CMu = 928,20 Kg / m²
- CVu = 850 Kg / m²
- CU = 109 159,10 Kg / m²

Losa 1, 3 y 14:

Caso 4 m = 0,83

$$M_{a(-)} = 2\,934,03 \text{ Kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 2\,176,52 \text{ Kg-m}$$

$$M_{a(+)} = 1\,749,13 \text{ Kg-m}$$

$$M_{b(+)} = 1\,338,69 \text{ Kg-m}$$

Losa 2, 12 y 13:

Caso 8 m = 0,83

$$M_{a(-)} = 2\,178,30 \text{ Kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 2\,944,70 \text{ Kg-m}$$

$$M_{a(+)} = 1\,522,95 \text{ Kg-m}$$

$$M_{b(+)} = 1\,241,25 \text{ Kg-m}$$

Losa 4, 5, 15 y 16:

Caso 4 m = 0,60

$$M_{a(-)} = 911,60 \text{ Kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 336,90 \text{ Kg-m}$$

$$M_{a(+)} = 611,40 \text{ Kg-m}$$

$$M_{b(+)} = 243,65 \text{ Kg-m}$$

Losa 6:

Caso 7 m = 1

$$M_{a(-)} = 0 \text{ Kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 1\,136,30 \text{ Kg-m}$$

$$M_{a(+)} = 470,35 \text{ Kg-m}$$

$$M_{b(+)} = 543,45 \text{ Kg-m}$$

Losa 7:

Caso 5 m = 1

$$M_{a(-)} = 1\,200,30 \text{ Kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 0 \text{ Kg-m}$$

$$M_{a(+)} = 470,35 \text{ Kg-m}$$

$$M_{b(+)} = 356,90 \text{ Kg-m}$$

Losa 8 y 9:

Caso 2 m = 0,83

$$M_{a(-)} = 2\,667,30 \text{ Kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 1\,984,50 \text{ Kg-m}$$

$$M_{a(+)} = 1\,343,17 \text{ Kg-m}$$

$$M_{b(+)} = 982,40 \text{ Kg-m}$$

Losa 10 y 11:

Caso 2 m = 0,60

$$M_{a(-)} = 864,60 \text{ Kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 306,25 \text{ Kg-m}$$

$$M_{a(+)} = 485,35 \text{ Kg-m}$$

$$M_{b(+)} = 166,40 \text{ Kg-m}$$

2.1.6.15.1. Balance de momentos

Cuando dos losas comparten un lado en común y en el mismo ambas presentan diferencias de momentos actuantes, deben balancearse, aplicando el siguiente criterio:

Si $0,8 * M \text{ mayor} \leq M \text{ menor}$; entonces $MB = (M \text{ mayor} + M \text{ menor}) / 2$

Si $0,8 * M \text{ mayor} > M \text{ menor}$; entonces MB = proporcional a su rigidez

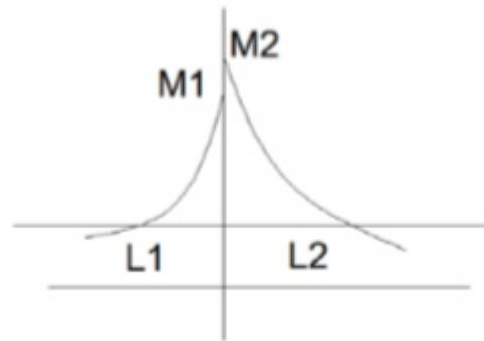
Balance por rigideces

$$D_1 = D_2 = K_1 / (K_1 + K_2)$$

$$MB_1 = M \text{ mayor} - ((M \text{ mayor} - M \text{ menor}) * D_1)$$

$$MB_2 = M \text{ menor} + ((M \text{ mayor} - M \text{ menor}) * D_2)$$

Figura 16. **Balanceo de momentos por rigidez**



Fuente: elaboración propia.

- Balance de momentos entre losas 1 y 2:

$$0,80 * 2\,934,03 = 2\,347,22 > 2\,178,30$$

Balance por rigideces

$$K_1 = 1 / L_1$$

$$K_2 = 1 / L_2$$

$$K_1 = 1 / 6,00$$

$$K_2 = 1 / 5,00$$

$$K_1 = 0,17$$

$$K_2 = 0,20$$

$$D_1 = K_1 / (K_1 + K_2) = 0,17 / (0,17 + 0,20) = 0,46$$

$$D_2 = K_2 / (K_1 + K_2) = 0,20 / (0,17 + 0,20) = 0,54$$

$$MB_1 = 2\,934,03 - ((2\,934,03 - 2\,178,30) * 0,54) = 2\,525,94 \text{ Kg-m}$$

$$MB_2 = 2\,178,30 + ((2\,934,03 - 2\,178,30) * 0,46) = 2\,525,94 \text{ Kg-m}$$

- Balance de momentos entre losas 2 y 3:
 $0,80 * 2\,934,03 = 2\,347,22 > 2\,178,30$

Balance por rigideces

$$\begin{aligned} K_1 &= 1 / L_1 & K_2 &= 1 / L_2 \\ K_1 &= 1 / 6,00 & K_2 &= 1 / 5,00 \\ K_1 &= 0,17 & K_2 &= 0,20 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_1 &= K_1 / (K_1 + K_2) = 0,20 / (0,17+0,20) = 0,54 \\ D_2 &= K_2 / (K_1 + K_2) = 0,17 / (0,17 + 0,20) = 0,46 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} MB1 &= 2\,934,03 - ((2\,934,03 - 2\,178,30) * 0,54) = 2\,525,94 \text{ Kg-m} \\ MB2 &= 2\,178,30 + ((2\,934,03 - 2\,178,30) * 0,46) = 2\,525,94 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

El momento balanceado entre las losas 1, 2 y 3 es 2 525,94 Kg-m.

- Balance de momentos entre losas 4 y 5: como las losas 4 y 5 son afectadas por la misma carga última y además comparten dimensiones, el momento se mantiene como el calculado, el cual tiene un valor de 911,60 Kg-m.

El momento balanceado entre las losas 4 y 5 es 911,60 Kg-m.

- Balance de momentos entre losas 6 y 7:
 $0,80 * 1\,200,30 = 960,24 > 0$

Balance por rigideces

$$\begin{aligned}K_1 &= 1 / L_1 & K_2 &= 1 / L_2 \\K_1 &= 1 / 3,00 & K_2 &= 1 / 3,00 \\K_1 &= 0,33 & K_2 &= 0,33\end{aligned}$$

$$D_1 = D_2 = K_1 / (K_1 + K_2) = 0,33 / (0,33 + 0,33) = 0,50$$

$$MB_1 = 1\ 200,30 - ((1\ 200,30 - 0) * 0,50) = 600,15 \text{ Kg-m}$$

$$MB_2 = 0 + ((1\ 200,30 - 0) * 0,50) = 600,15 \text{ Kg-m}$$

El momento balanceado entre las losas 6 y 7 es 600,15 Kg-m.

- Balance de momentos entre losas 8 y 9: como las losas 8 y 9 son afectadas por la misma carga última y además comparten dimensiones, el momento se mantiene como el calculado, el cual tiene un valor de 2 667,30 Kg-m.

El momento balanceado entre las losas 8 y 9 es 2 667,30 Kg-m.

- Balance de momentos entre losas 10 y 11: como las losas 10 y 11 son afectadas por la misma carga última y además comparten dimensiones el momento se mantiene como el calculado el cual tiene un valor de 306,25 Kg-m.

El momento balanceado entre las losas 10 y 11 es 306,25 Kg-m.

- Balance de momentos entre losas 12 y 13: como las losas 12 y 13 son afectadas por la misma carga última y además comparten dimensiones, el

momento se mantiene como el calculado, el cual tiene un valor de 2, 178,30 Kg-m.

- Balance de momentos entre losas 13 y 14:

$$0,80 * 2\,934,30 = 2\,347,44 > 2\,178,30$$

Balance por rigideces

$$\begin{aligned} K_1 &= 1 / L_1 & K_2 &= 1 / L_2 \\ K_1 &= 1 / 6,00 & K_2 &= 1 / 5,00 \\ K_1 &= 0,17 & K_2 &= 0,20 \end{aligned}$$

$$D_1 = K_1 / (K_1 + K_2) = 0,20 / (0,17 + 0,20) = 0,54$$

$$D_2 = K_2 / (K_1 + K_2) = 0,17 / (0,17 + 0,20) = 0,46$$

$$MB1 = 2\,934,30 - ((2\,934,30 - 2\,178,30) * 0,54) = 2\,526,06 \text{ Kg-m}$$

$$MB2 = 2\,178,30 + ((2\,934,30 - 2\,178,30) * 0,46) = 2\,526,06 \text{ Kg-m}$$

El momento balanceado entre las losas 12, 13 y 14 es 2 526,06 Kg-m.

- Balance de momentos entre losas 15 y 16: como las losas 15 y 16 son afectadas por la misma carga última y además comparten dimensiones, el momento se mantiene como el calculado, el cual tiene un valor de 336,90 Kg-m

El momento balanceado entre las losas 12, 13 y 14 es 336,90 Kg-m.

2.1.6.15.2. Diseño de acero de refuerzo

Se propone utilizar para el armado, varillas de $\varnothing 3/8''$ (área = 71 cm²)

- Peralte efectivo:

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

$$d = 12 \text{ cm} - 2,50 \text{ cm}$$

$$d = 9,50 \text{ cm}$$

- Espaciamiento máximo:

$$S_{\max} = 2t = 2 * (12 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$$

- Área de acero mínima:

$$A_{s \min} = (14,1 / f_y) * b * d = (14,1 / 2810) * 100 * 8,50 = 4,27 \text{ cm}^2$$

- Espaciamiento de varillas:

$$S_{\text{varilla No.3}} = 71 \text{ cm}^2 / 4,27 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{varilla No.3}} = 16,63 = 16 \text{ cm}$$

- Acero por temperatura:

$$A_{st} = 0,002 * b * t = 0,002 * 100 * 12 = 2,40 \text{ cm}^2$$

- Espaciamiento acero por temperatura:

$$S = 71 \text{ cm}^2 / 2,40 \text{ cm}^2 = 29,58 \text{ cm}$$

Colocar a $S_{max} = 24 \text{ cm}$

- Momento soportado por el acero mínimo:

$$M_v = \Phi * \left[A_{s_{mín}} * f_y * \left(d - \frac{A_{s_{mín}} * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right) \right]$$

Donde:

$$\Phi = 0,90$$

$$A_{s_{mín}} = 4,27 \text{ cm}^2$$

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

$$d = 9,50 \text{ cm}$$

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

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

$$M_v = 0,90 * (4,27 * 2810 * (9,50 - (4,27 * 2810 / 1,7 * 210 * 100)))$$

$$M_v = 98960,41 \text{ Kg - cm}$$

$$M_{as \text{ min}} = 989,60 \text{ Kg - m}$$

En todos los momentos menores a este valor se usará el refuerzo mínimo. Para los momentos que excedan este valor, debe calcularse el área de acero y el espaciamiento requeridos.

Tabla XXXII. **Área de acero y separación que requieren los momentos que no soporta el área de acero mínima**

Momento (Kg – m)	As (cm²)	S (cm)
2, 525.94	10,91	6,5
2, 667.30	11,5	6,2

Fuente: elaboración propia.

2.1.6.15.3. Chequeo por corte

El cortante puede ser crítico en losas donde se aplica una carga concentrada. Tal es el caso de las losas planas, en este caso, por el tipo de losa que se utiliza, dichos esfuerzos deben resistirse únicamente por el concreto. Se debe chequear si el peralte predimensionado es el correcto.

$$V \text{ máximo actuante} < V \text{ resistente}$$

$$V \text{ máximo actuante} = 0,86 * W * L / 2$$

$$V \text{ máximo actuante} = 0,86 * 1, 778,20 * 6,00 / 2$$

$$V \text{ máximo actuante} = 4 587,75 \text{ Kg}$$

$$V \text{ resistente} = 0,53 * 0,85 * f_c^{1/2} * b * d$$

$$V \text{ resistente} = 0,53 * 0,85 * (210)^{1/2} * 100 * 9,50$$

$$V \text{ resistente} = 6 201,95 \text{ Kg}$$

$$4 587,75 \text{ Kg} < 6 201,95 \text{ Kg}$$

$$V \text{ máximo actuante} < V \text{ resistente}$$

El espesor es adecuado para soportar los esfuerzos de corte.

2.1.6.15.4. Diseño de losa

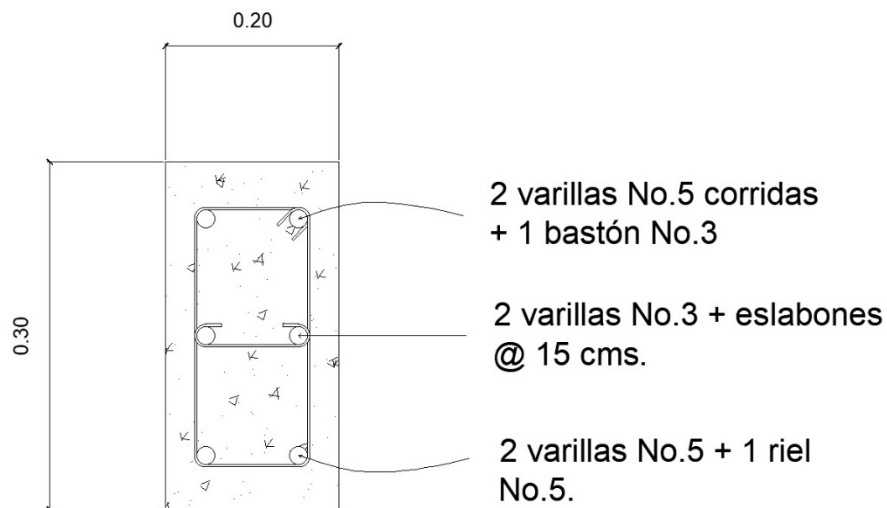
El armado y detalles finales de la losa diseñada en los incisos anteriores pueden observarse en la hoja de planta de losas y vigas del conjunto de planos mostrados en el apéndice.

2.1.6.16. Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Los datos necesarios para su diseño son los momentos últimos y cortes últimos actuantes, lo que se toman del análisis estructural.

Esta parte tratará del análisis y diseño de las vigas de la estructura, incluyendo la medición de las secciones transversales de concreto y la selección y la ubicación del acero de refuerzo.

Figura 17. Sección de viga propuesta



Fuente: elaboración propia.

Datos:

$$F_y = 2810 \text{ Kg / cm}^2$$

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

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$M. (+) = 2178,30 \text{ Kg / m}^2$$

$$M. (-) = 2944,70 \text{ Kg / m}^2$$

$$\text{Corte} = 4587,75 \text{ Kg}$$

La longitud de la viga en aulas será de 5,00 m y la de los pasillos será de 2,70 m. Según tabla 9.3.1.1, "Altura mínima de vigas no preesforzadas", p.138, para una viga simplemente apoyada:

$$h = \frac{l}{16} = \frac{5,00 \text{ m}}{16} = 0,30 \text{ m}$$

$$h = \frac{l}{16} = \frac{2,70 \text{ m}}{16} = 0,17 \text{ m}$$

Cálculo de los límites de acero:

$$A_{s_{\text{mín}}} = \rho_{\text{mín.}} * b * d = 14,1 / f_y * b * d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = (14,1 / 2810) * 20 * 26 = 1,96$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 1,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{máx.}}} = \rho_{\text{máx.}} * b * d = 0,5 * ((0,85 * \beta_1 * f'_c / f_y) * (6000/6000 + f_y) * b * d$$

$$A_{s_{\text{máx.}}} = 0,5 * (0,85 * 0,85 * 210 / 2810) * (6000 / 6000 + 2810) * 15 * 26$$

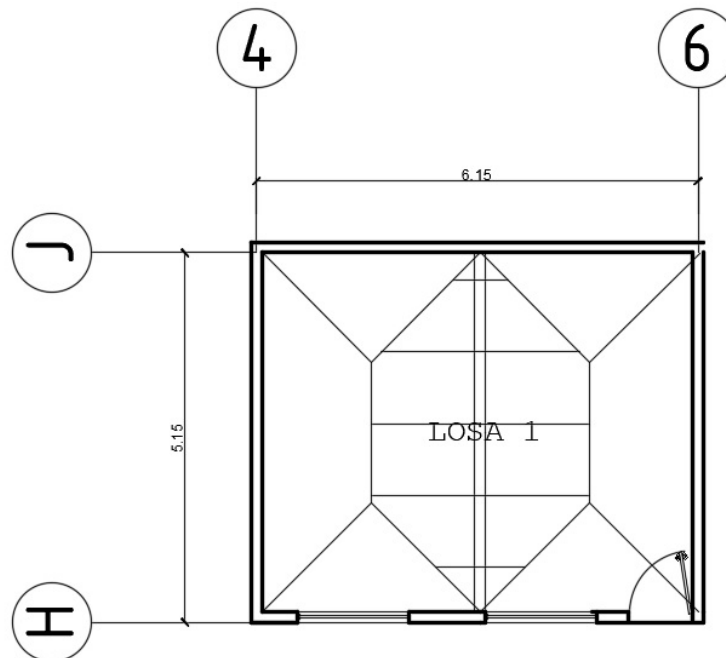
$$A_{s_{\text{máx.}}} = 7,17 \text{ cm}^2$$

2.1.6.16.1. Diseño de vigas en las aulas

Como se observa en la figura de un aula del edificio escolar, es necesario que exista una viga en la mitad de la misma. Esto contribuye a que el espesor de la losa no exceda los 12 centímetros.

Área tributaria de la viga de	10,60 m ²
Carga viva	200 Kg / m ² * 1,7 = 340 Kg / m ²
Carga muerta	393 Kg / m ² * 1,4 = 550,20
Carga última	= 1 268,20 Kg / m ²
Peso propio de la viga	= 540 Kg / m ²

Figura 18. Área tributaria a vigas



Fuente: elaboración propia.

$$\checkmark \quad W = \frac{Cu \cdot \text{área}}{\text{Longitud de la viga}} + \text{Peso propio de la viga}$$

$$W = \frac{1\,268,20 \text{ Kg/m}^2 * 10,60 \text{ m}^2}{5,00 \text{ m}} + 540 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = 3\,228,58 \text{ Kg/m}^2$$

$$\checkmark \quad M_- = \frac{W * L^2}{24}$$

$$M_- = \frac{3\,228,58 * 5^2}{24}$$

$$M_- = 3\,363,10 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\checkmark \quad M_+ = \frac{W * L^2}{14}$$

$$M_+ = \frac{3\,228,58 * 5^2}{14}$$

$$M_+ = 5\,765,32 \text{ Kg} - \text{m}$$

Se procede a calcular el área de acero requerida para los momentos, utilizando la siguiente expresión matemática:

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

Para el momento negativo:

$$M. (-) = 3\,363,10 \text{ Kg} - \text{m}^2$$

$$A_{s(-)} = (15 * 26 - \sqrt{(15 * 26)^2 - (3\,363,10 * 15 / 0,003825 * 210)})^{1/2} * (0,85 * 210 / 2\,810)$$

$$A_{s(-)} = 5,79 \text{ cm}^2$$

Para el momento positivo

$$M. (+) = 5\,765,32 \text{ Kg} \cdot \text{m}^2$$

$$A_s (+) = (15 \cdot 26 - ((15 \cdot 26)^2 - (5\,765,32 \cdot 15 / 0,003825 \cdot 210))^{1/2}) \cdot (0,85 \cdot 210 / 2\,810)$$

$$A_s (+) = 11,38 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar límite de } A_s \text{ máx.} = 7,17 \text{ cm}^2$$

En las figuras 19 y 20 se muestra el armado de las vigas para cubrir el esfuerzo a compresión y tensión, respectivamente. Como las vigas tienen una altura de 40 centímetros, se incluirá refuerzo por temperatura que serán varillas #3 @ h/4.

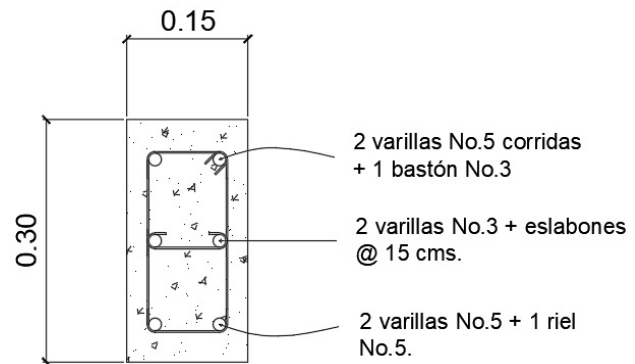
Figura 19. **Armado de viga no pretensada en aula (compresión)**

Recubrimiento de 4 cm según ACI 318-14 cap. 25.4.2.2.

Gancho estándar doblado a no menos de 135° según ACI 318-14 capítulo 25.3.2. y con una longitud mínima de 6bd según ACI 318-14 cap. 25.3.1

El primer estribo cerrado se colocará a no más de 5 cms de la cara del apoyo según ACI 318-14 cap. 21.3.3.2.

Zona de confinamiento de 0.95 cms estribos No.3 @ 10 cms.



DETALLE DE VIGA EN AULAS V-1 Y EN PASILLOS V-2

Fuente: elaboración propia, empleando ACI 318 - 14 capítulo 25.

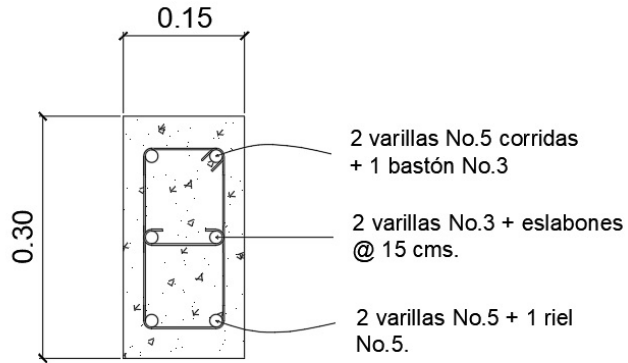
Figura 20. **Armado de viga no pretensada en aula (tensión)**

Recubrimiento de 4 cm según ACI 318-14 cap. 25.4.2.2.

Gancho estándar doblado a no menos de 135° según ACI 318-14 capítulo 25.3.2. y con una longitud mínima de 6bd según ACI 318-14 cap. 25.3.1

El primer estribo cerrado se colocará a no más de 5 cms de la cara del apoyo según ACI 318-14 cap. 21.3.3.2.

Zona de confinamiento de 0.95 cms estribos No.3 @ 10 cms.



DETALLE DE VIGA EN AULAS V-1 Y EN PASILLOS V-2

Fuente: elaboración propia, empleando ACI 318-14 capítulo 25.

Las distribuciones de las vigas no pretensadas con todos los detalles se encuentran en los planos estructurales.

- Para vigas que recibirán cargas de pasillos:

Área tributaria de la viga de 3,60 m²

Carga viva 500 Kg / m² * 1,7 = 850 Kg / m²

Carga muerta 393 Kg / m² * 1,4 = 550,20

Carga última = 1 778,20 Kg / m²

Peso propio de la viga = 540 Kg / m²

$$✓ \quad W = \frac{Cu \cdot \text{área}}{\text{Longitud de la viga}} + \text{Peso propio de la viga}$$

$$W = \frac{1\,778,20 \text{ Kg/m}^2 * 3,60 \text{ m}^2}{2,75 \text{ m}} + 540 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = 2\,867,83 \text{ Kg/m}^2$$

$$\checkmark \quad M_- = \frac{W * L^2}{24}$$

$$M_- = \frac{2867,83 * 2,70^2}{24}$$

$$M_- = 871,10 \text{ Kg} - m$$

$$\checkmark \quad M_+ = \frac{W * L^2}{14}$$

$$M_+ = \frac{2867,83 * 2,70^2}{14}$$

$$M_+ = 1493,32 \text{ Kg} - m$$

Se procede a calcular el área de acero requerida para los momentos, utilizando la siguiente expresión matemática:

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

Para el momento negativo:

$$M. (-) = 871,10 \text{ Kg} - m^2$$

$$A_{s(-)} = (15 * 26 - ((15 * 26)^2 - (871,10 * 15 / 0,003825 * 210))^{1/2}) * (0,85 * 210 / 2810)$$

$$A_{s(-)} = 1,36 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar límite de } A_{s \text{ mín.}} = 1,96 \text{ cm}^2$$

Para el momento positivo:

$$M. (+) = 1493,32 \text{ Kg} - m^2$$

$$A_{s(+)} = (15 * 26 - ((15 * 26)^2 - (1493,32 * 15 / 0,003825 * 210))^{1/2}) * (0,85 * 210 / 2810)$$

$$A_{s(+)} = 2,38 \text{ cm}^2$$

En las figuras 21 y 22 se muestra el armado de las vigas para cubrir el esfuerzo a compresión y tensión, respectivamente.

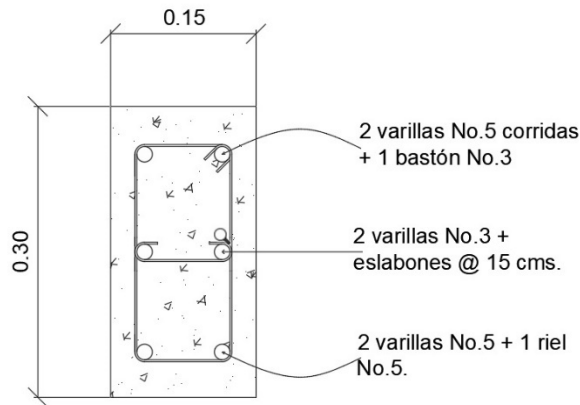
Figura 21. **Armado de viga en pasillo (compresión)**

Recubrimiento de 4 cm según ACI 318-05 cap. 7.7.1.

Gancho estándar doblado a no menos de 135° según ACI 318-05 capítulo 7.10.5.3. y con una longitud mínima de 6bd según ACI 318-05 cap. 7.1.

El primer estribo cerrado se colocará a no más de 5 cms de la cara del apoyo según ACI 318-05 cap. 21.3.3.2.

Zona de confinamiento de 0.95 cms estribos No.3 @ 10 cms.



DETALLE DE VIGA EN AULAS V- 1 y EN PASILLOS V-2

Fuente: elaboración propia, empleando ACI 318-05, capítulo 21.

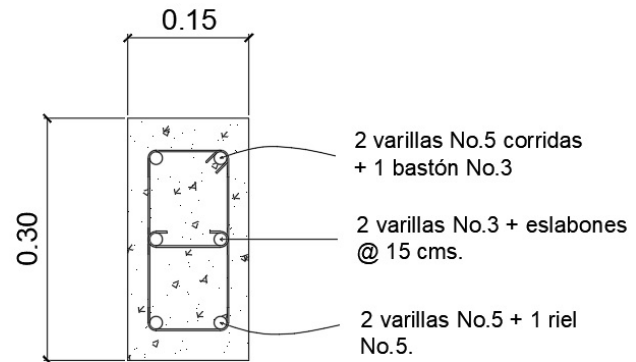
Figura 22. Armado de viga en pasillo (tensión)

Recubrimiento de 4 cm según ACI 318-14 cap. 25.4.2.2.

Gancho estándar doblado a no menos de 135° según ACI 318-14 capítulo 25.3.2. y con una longitud mínima de $6bd$ según ACI 318-14 cap. 25.3.1

El primer estribo cerrado se colocará a no más de 5 cms de la cara del apoyo según ACI 318-14 cap. 21.3.3.2.

Zona de confinamiento de 0.95 cms estribos No.3 @ 10 cms.



DETALLE DE VIGA EN AULAS V-1 Y EN PASILLOS V-2

Fuente: elaboración propia, empleando ACI 318-14, capítulo 25.

- Acero transversal: se colocarán en forma de estribos, espaciados a intervalos variables a lo largo del eje de la viga, para contrarrestar los esfuerzos de corte en los extremos de la viga. Estas especificaciones están dadas en el ACI, capítulo 21.3.3.2.

2.1.6.16.2. Confinamiento

El ACI 318-14 en el capítulo 25 describe los siguientes parámetros de confinamiento en elementos estructurales.

- El primer estribo cerrado no debe estar a más de 5 centímetros de la cara del elemento de apoyo. Además, el espaciamiento entre estribos de confinamiento no debe exceder $d / 4$.
- $8 \varnothing$ de las barras longitudinales más pequeñas.
- $24 \varnothing$ de las barras del estribo cerrado.
- 30 centímetros.

- Se debe confinar una longitud no menor de 2 veces la altura del elemento, medida desde la cara del nudo.
- El espaciamiento entre estribos no debe exceder $d / 2$.

Según ACI 318-14 capítulo 25.4.3.2., la longitud de la zona de confinamiento no debe ser menor que a la mayor de:

- La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- Un sexto de luz libre del elemento.
- 450 milímetros.

2.1.6.17. Diseño de cimentación

El edificio escolar estará soportado por un cimiento corrido, que recibirá las cargas inducidas por los muros de mampostería. Se debe verificar y comparar según la carga admisible del suelo.

2.1.6.17.1. Determinación del valor soporte

Para la determinación del valor soporte en el suelo, se hizo una toma de muestra del suelo inalterada en el predio destinado para la construcción del establecimiento educativo. Este valor es el que servirá para el diseño de la cimentación, ya que se podrá comparar los esfuerzos admisibles y los actuantes.

$$q_{adm.} = 139,62 \text{ ton/m}^2$$

Nota: Valor de soporte del suelo obtenido en 2.1.4.

- Valor soporte de diseño: utilizando un factor de seguridad igual a 3, el cual, se obtiene que el valor soporte de diseño. ¹⁵

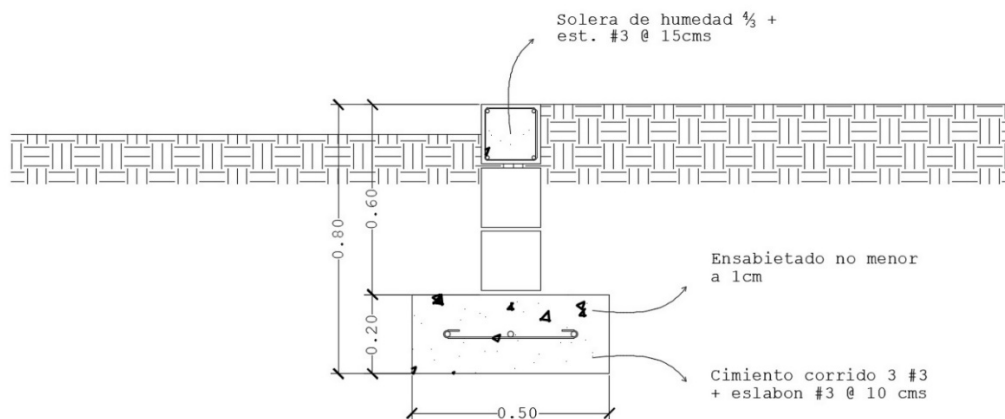
será de:

$$q_{adm.} = \frac{139,62}{4} = 34 \text{ ton}/m^2$$

2.1.6.17.2. Tipo de cimiento a utilizar

La carga de las estructuras de cajón baja por sus muros y no solamente por los elementos verticales. Los cimientos adecuados para las estructuras de cajón deben ser lineales bajo el muro, es decir, el cimiento corrido. Una sección típica de cimiento corrido se ilustra en la figura 23.

Figura 23. Detalle de un cimiento corrido típico



Fuente: elaboración propia.

¹⁵ MANZO GARCÍA, Juan Pablo. *Diseño de la escuela urbana mixta "Eufemia Córdova"; y diseño del "Salón de usos múltiples y coliseo polideportivo", municipio de Santa Cruz del Chol, Departamento de Baja Verapaz.* p. 21.

Hay varios puntos importantes por mencionar:

- La profundidad del cimiento debe ser de unos 60 u 80 centímetros. Cimientos de menos de 50 centímetros no siempre trabajan bien en los suelos típicos de este país, porque el terreno no es siempre suficiente bueno y firme a esa profundidad.
- El suelo debe estar sano y la zanja debe estar recién abierta; si la zanja se va quedar abierta varios días hay dos formas de proteger el fondo: a) dejar los últimos 5 centímetros para quitarlos justo antes de poner el armado y fundir, b) Se puede colocar una plantilla o un sello en el fondo de la zanja, que puede ser concreto de mezcla pobre, pero es más caro poner plantillas que terminar de abrir la zanja lo más próximo al día de la fundición.
- Nunca ponga ripio ni pedazos de mampostería en el fondo.

2.1.6.17.3. Diseño de zapatas

En las estructuras de cajón no es necesario poner zapatas bajo las mochetas, ya que los muros son los que soportan las cargas. Las zapatas se usan solamente donde haya mochetas de carga y columnas aisladas y van al mismo nivel que el cimiento corrido (y no debajo).

Las columnas aisladas no se diseñan para resistir esfuerzos por sismos, solo los muros. Si es necesario pasar tuberías, estas deberán pasar por debajo del cimiento corrido. En la siguiente tabla, se clasifican los tipos de zapatas de acuerdo al número de vigas que llegan a esta y a la cantidad de niveles sobre ella.

Tabla XXXIII. **Clasificación de tipos de zapata**

Zapatas para mochetas de carga y columnas aisladas						
Número de vigas que llegan a la mocheta de carga	Zapata interior			Zapata de lindero		
	1 nivel	2 niveles	3 niveles	1 nivel	2 niveles	3 niveles
1 viga	Z1	Z2	Z3	Z1-L	Z2-L	Z3L
2 vigas	Z2	Z4	Z5	Z2-L	Z4-L	
3 vigas	Z3	Z5	Z7			
Número de vigas que llegan a la columna aislada						
1 viga	Z1	Z2	Z3	Z1-L	Z2-L	Z3L
2 vigas	Z2	Z4	Z5	Z2-L	Z4-L	Z5-L
3 vigas	Z3	Z5	Z7	Z3-L	Z5-L	Z6-L
4 vigas	Z4	Z6	Z8			

Fuente: AGIES. *Manual de diseño sismo-resistente simplificado mampostería de block de concreto para Guatemala*. p. 121.

2.1.6.17.4. Cálculo del espesor

El espesor de la zapata se determina con base en el tipo de zapata, que está condicionado a la cantidad de vigas que llegan a la columna aislada sobre la zapata que se está diseñando. De acuerdo con el tipo de zapata, el manual¹⁶ propone la sección de la zapata y de todas estas condicionantes se determina el valor adecuado para el espesor de la zapata.

En la siguiente tabla se encuentran las dimensiones de la zapata para las mochetas de carga y columnas aisladas.

¹⁶ Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Manual de diseño sismo-resistente simplificado de mampostería de block de concreto para Guatemala*. p. 121.

Tabla XXXIV. Dimensiones de zapatas para mochetas de carga y columnas aisladas

Planilla de zapatas - tipo					
Zapata interior			Zapata lindero		
Tipo	Tamaño L x L	Espesor t	Tipo	Tamaño L x L	Espesor t
Z1	0,50	0,18	Z1-L	0,50	0,18
Z2	0,60	0,18	Z2-L	0,65	0,20
Z3	0,70	0,20	Z3-L	0,85	0,20
Z4	0,85	0,20	Z4-L	1,00	0,25
Z5	1,00	0,25	Z5-L	1,15	0,30
Z6	1,15	0,30	Z6-L	1,40	0,40
Z7	1,25	0,35			
Z8	1,40	0,40			

Fuente: AGIES. *Manual de diseño sismo-resistente simplificado de mampostería de block de concreto para Guatemala*. p. 121.

2.1.6.17.5. Área de acero requerido

El acero de refuerzo necesario para las zapatas, se determina también en base al tipo, tamaño y espesor de la zapata según el manual¹⁷. En la siguiente tabla se encuentra el refuerzo de la zapata para las mochetas de carga y columnas aisladas.

¹⁷ Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Manual de diseño sismo-resistente simplificado de mampostería de block de concreto para Guatemala*. p. 120.

Tabla XXXV. **Refuerzos de zapatas para mochetas de carga y columnas asiladas**

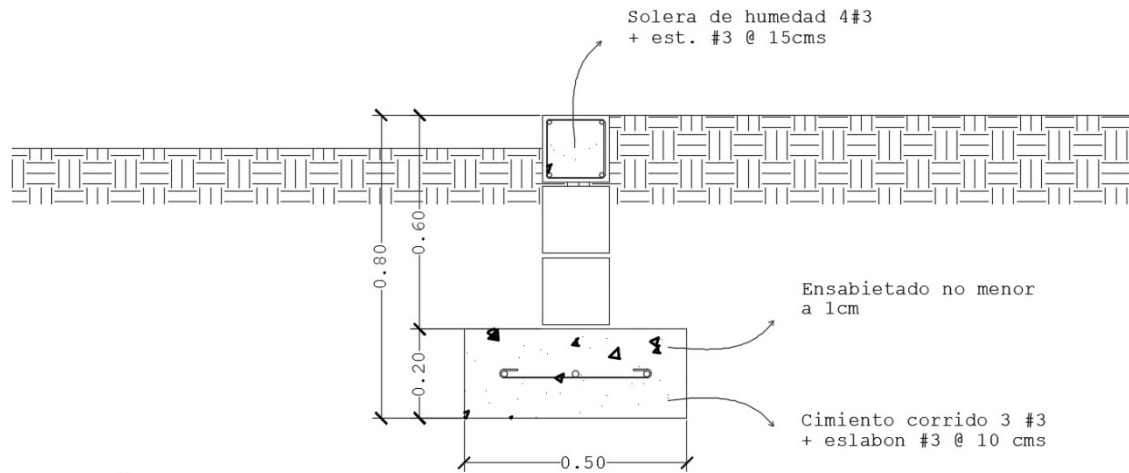
Planilla de zapatas - tipo					
Zapata interior			Zapata lindero		
Tipo	Tamaño L x L	Espesor t	Tipo	Tamaño L x L	Espesor t
Z1	0,50	#3 a 20	Z1-L	0,50	#3 a 20
Z2	0,60	#3 a 20	Z2-L	0,65	#3 a 20
Z3	0,70	#4 a 30	Z3-L	0,85	#4 a 30
Z4	0,85	#4 a 30	Z4-L	1,00	#4 a 25
Z5	1,00	#4 a 25	Z5-L	1,15	#4 a 20
Z6	1,15	#4 a 20	Z6-L	1,40	#5 a 25
Z7	1,25	#5 a 28			
Z8	1,40	#5 a 25			

Fuente: AGIES. *Manual de diseño sismo-resistente simplificado de mampostería de block de concreto para Guatemala.* p. 120.

2.1.6.17.6. Diseño de cimiento corrido

Este servirá para soportar el peso total de la estructura, gracias a la transmisión lineal descendente de las cargas. Se debe hacer un cimiento corrido. Debido a los muros de corte diseñados, el cimiento corrido tendrá las siguientes características:

Figura 24. Cimiento corrido del edificio



Fuente: elaboración propia.

Datos:

$f'c$	=	210 Kg / cm ²
f_y	=	2 810 Kg / cm ²
V_s	=	34,90 Ton / m ²
P_{suelo}	=	1,362 Ton / m ³
P_{concreto}	=	2,40 Ton / m ³
t	=	0,20 metros
b	=	0,40 metros

Para elaborar el procedimiento de diseño, lo primero que debe determinarse es la carga que soportará el cimiento corrido por unidad lineal (W_U):¹⁸

¹⁸ MENDEZ BERREONDO, Luis Antonio. *Diseño del edificio escolar y gimnasio polideportivo en la aldea cerro de oro del municipio de Santiago Atitlán del departamento de Sololá*. p. 106

$$W_u = \frac{W_{\text{edificio}}}{L_{\text{total}}} = \frac{651,90 \text{ Ton}}{180,78 \text{ m}} = 3,60 \text{ Ton/m}$$

Donde:

W_u = Peso que soportara el cimiento corrido

W_{edificio} = Peso del edificio

L_{total} = Longitud total de muros

$$F_{\text{CU}} = \text{CU} / (\text{CV} + \text{CM})$$

$$\text{CU} = 1,2 * \text{CM} + 1,6 * \text{CV}$$

$$\text{CU} = 1,2 * (559,35 \text{ Ton/m}^2) + 1,6 * (38,4 \text{ Ton/m}^2)$$

$$\text{CU} = 732,66 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

$$F_{\text{CU}} = (732,66 \text{ Ton/m}^2) / (559,35 \text{ Ton/m}^2 + 38,4 \text{ Ton/m}^2)$$

$$F_{\text{CU}} = 1,22$$

Carga de trabajo (W_t):

$$W_t = \frac{W_u}{F_{\text{CU}}} = \frac{3,60 \text{ Ton/m}}{1,22} = 2,95 \text{ Ton/m}$$

Se tomará como base de revisión un área unitaria $A_u = 1,00 \text{ m}$ de cimiento como longitud unitaria. Para fines de evaluación y por seguridad se tomará una carga de trabajo de $1,50 \text{ Ton/m} = W'$

$$\text{Área de cimiento} = 0,50 * 1,00$$

$$A_z = 0,50 \text{ m}^2$$

- Cálculo de la presión actuante ($q_{act.}$):

Es la presión total vertical que actúa en la base de la cimentación. Se define como el cociente entre la carga total y el área de la cimentación. Incluye todas las componentes verticales (sobrecarga, peso de la estructura, peso del cimiento, peso de la tierra).

Revisión de la presión sobre el suelo:

- Integración de cargas

- $P_{TOT} = P_{muro} + P_{suelo} + P_{cimiento} + W$

- ✓ $P_{muro} = h * t * A_u * P_c = 3,00 * 0,14 * 1,00 * 2,4$

- ✓ $P_{muro} = 1,00 \text{ Ton}$

- ✓ $P_{suelo} = \text{Desplante} * A_z * P_s = 0,60 * 0,50 * 1,362$

- ✓ $P_{suelo} = 0,408 \text{ Ton}$

- ✓ $P_{cimiento} = A_z * t * P_c = 0,50 * 0,20 * 2,40$

- ✓ $P_{cimiento} = 0,24 \text{ Ton}$

- ✓ $W = \text{carga de trabajo} = W' * A_u = 1,50 * 1,00$

- ✓ $W = 1,50 \text{ Ton}$

- $P_{TOT} = 1,00 + 0,408 + 0,24 + 1,50 = 3,148 \text{ Ton}$

La presión actuante sobre el suelo será:

$$q_{\text{máx.}} = q_{\text{act.}} = P_{\text{TOT}} / A_z = 3,148 / 0,50 = 6,296 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

$$V_s > q_{\text{act.}}$$

La distribución de presión es uniforme, no existen presiones de tensión en el suelo. Debido a que la presión es constante, se asume que:

$$q_{\text{dis}} = q_{\text{máx.}} * F_{\text{CU}}$$

$$q_{\text{dis}} = 6,296 * 1,22$$

$$q_{\text{dis}} = 7,68 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

$$q_{\text{dis}} > q_{\text{act}}$$

2.1.6.17.7. Cálculo del espesor del cimiento

El cálculo del espesor del cimiento se basó, para el cálculo del espesor del cimiento se procede a calcular la presión de diseño última.¹⁹ ($q_{\text{dis u}}$):

Es la presión actuante incrementada por un factor de seguridad llamado factor de carga última, el cual se encuentra en el rango de 1 a 1,5.

$$q_{\text{dis u}} = F_{\text{CU}} * q_{\text{dis}} = 1,22 * 7,68 \text{ Ton/m}^2 = 9,36 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

Peralte del cimiento (d):

¹⁹ MENDEZ BERREONDO, Luis Antonio. *Diseño del edificio escolar y gimnasio polideportivo en la aldea cerro de oro del municipio de Santiago Atitlán del departamento de Sololá.* p. 109.

$$d = t - rec - \frac{\emptyset}{2} = 20 - 7,50 - \frac{0,96}{2} = 12 \text{ cm}$$

- Chequeo a corte simple

Datos:

$$t = 20 \text{ cm}$$

Varillas No.3

$$\text{Recubrimiento} = 7,5 \text{ cm}$$

$$d = t - \text{recubrimiento} - \text{diámetro} / 2$$

$$d = 20 - 7,5 - 0,96 / 2$$

$$d = 12,02 \text{ cm} = 12,0 \text{ cm}$$

- Corte actuante

$$V_{\text{act}} = \text{Área asurada} * q_{\text{dis}} = ((2 * 0,06 + 0,14) * 1) * 8,94$$

$$V_{\text{act}} = 2,32 \text{ Ton}$$

- Corte resistente

$$V_R = 0,85 * 0,53 * f_c^{1/2} * b * d$$

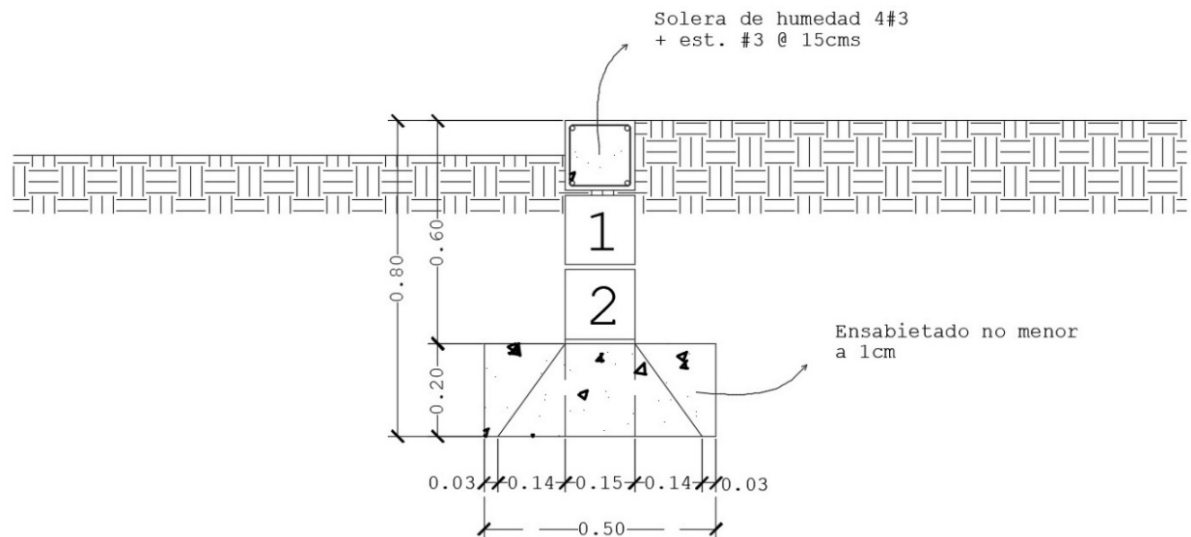
$$V_R = 0,85 * 0,53 * (210)^{1/2} * 100 * 12 / 1000$$

$$V_R = 7,83 \text{ Ton}$$

$$V_R > V_{\text{act}}, \text{ chequea.}$$

Como el corte actuante es menor que el corte resistente, esto da la seguridad que el espesor del cimiento es capaz de soportar las cargas que se le aplican.

Figura 25. Longitud de punzonamiento de cimiento corrido



Fuente: elaboración propia.

- Diseño a flexión:

Momento último

$$L = (0,50 - 0,20) / 2 = 0,15 \text{ m}$$

$$M_U = q_{\text{dis}} * L^2 / 2$$

$$M_U = 8,94 * 0,15 / 2 = 0,100 \text{ Ton-m}$$

$$M_U = 100,57 \text{ Kg - m}$$

2.1.6.17.8. Área de acero requerido

El área de acero requerido se calcula con el momento máximo.²⁰ Este es el que dio como resultado el diseño por flexión. El resultado nos servirá para saber el armado de hierro que tendrá el cimiento corrido.

²⁰ MENDEZ BERREONDO, Luis Antonio. *Diseño del edificio escolar y gimnasio polideportivo en la aldea cerro de oro del municipio de Santiago Atitlán del departamento de Sololá.* p. 111.

Datos:

$$M = 100,57 \text{ Kg -m}$$

El área de acero se define por la fórmula:

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

$$A_s = \left[100 * 12 - \sqrt{(100 * 12)^2 - \frac{100,57 * 100}{0,003825 * 210}} \right] * 0,85 \left(\frac{210}{2810} \right)$$

$$A_s = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín.}} = 0,002 * b * d$$

$$A_{s \text{ mín.}} = 0,002 * 100 * 12$$

$$A_{s \text{ mín.}} = 2,40 \text{ cm}^2$$

Colocar $A_{s \text{ mín.}}$ con No.3 @0,20

Como no existe flexión en el sentido se coloca área por temperatura, con la siguiente fórmula:

$$A_{s \text{ tem.}} = 0,002 * b * t = 0,002 * 40 * 12$$

$$A_{s \text{ tem.}} = 0,96 \text{ cm}^2$$

Colocar 3 No.3 corridos.

Espaciamiento:

$$S_{\text{máx.}} = 0,45 \text{ m}$$

$$S_{\text{máx.}} = \text{Área varilla} / A_s = 71 / 0,96$$

$$S_{\text{máx.}} = 76,96 \text{ cm}$$

Por seguridad se utilizará un $S = 12,50$ cm.

Los resultados del diseño se presentan en los planos.

2.1.6.18. Instalaciones

El diseño cuenta con alcantarillado pluvial, iluminación, fuerza e instalaciones hidráulicas. Debido a que el edificio se encuentra en un complejo educativo, el cual ya cuenta con una red de drenaje que conduce hacia una planta de tratamiento, solo se diseñará la tubería por utilizar en los servicios sanitarios.

2.1.6.19. Instalaciones hidráulicas

Las instalaciones de agua potable precisan de materiales muy resistentes al impacto y a la vibración, como el PVC, por lo cual se utiliza para este diseño. Para las instalaciones hidráulicas del edificio escolar se determina utilizar PVC, ya que es un material de alta calidad, durabilidad y por su facilidad de instalación lo hace ideal para las instalaciones de agua potable.

A pesar de ser muy liviano, el PVC ofrece alta resistencia a la tensión y al impacto. Una de las ventajas mayores es su alta resistencia a la corrosión y a los químicos. No se corroe, lo que elimina la necesidad de mantenimiento y le da larga vida.

2.1.6.19.1. Método de *Hunter*

Para el diseño de la red hidráulica se usará el método de Hunter. Este es un método probabilístico, que establece que un sistema trabajará eficientemente

si contando con “n” artefactos, se diseña para “m” de ellos, funcionando el 1 % del tiempo.

Este método considera aparatos sanitarios de uso intermitente y tiene en cuenta el hecho de que cuanto mayor es su número, la proporción del uso simultáneo de los aparatos disminuye. Para estimar la máxima demanda de agua de un edificio o sección de él, debe tenerse en cuenta si el tipo de servicio que prestarán los aparatos es público o privado.

La demanda máxima se determina calculando el total de unidades de descarga o unidades Hunter en función del número y tipo de artefactos a servir y multiplicándolos por su correspondiente factor de carga o unidad Hunter. Se recomienda aplicar al resultado una demanda máxima probable calculada un factor de corrección de 0,60. Estos valores se muestran en la tabla XL.

Tabla XXXVI. **Unidades de gasto para el cálculo de las tuberías de distribución de agua en los edificios**

Pieza	Tipo	Unidades de gasto		
		Total	Agua fría	Agua caliente
Tina		4	3	3
Lavadero de ropa		8	4,5	4,5
Ducha		4	3	3
Inodoro	Con tanque	5	5	
Inodoro	Con válvula semi automática	8	8	
Lavadero	Cocina hotel, restaurante	4	3	3
Lavadero	Repostería	3	2	2
Bebedero	Simple	1	1	
Bebedero	Múltiple	1	1	
Lavatorio	Corriente	2	1,5	1,5
Lavatorio	Múltiple	2	1,5	1,5
Botadero		3	2	2
Urinario	Con tanque	3	3	
Urinario	Con válvula Semi automática	5	5	

Fuente: RODRÍGUEZ SOSA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p.49.

Estimación de la demanda:

Se tienen los siguientes artefactos sanitarios:

12 lavamanos * 2 unidades Hunter	= 24 U.H.
15 inodoros * 5 unidades Hunter	= 75 U.H.
3 urinarios * 5 unidades Hunter	= 15 U.H.
Total	114 U.H.

Se usará el valor de 120 unidades Hunter

A continuación, se muestran los gastos probables para la aplicación del método Hunter. Los datos están dados en litros por segundo.

Tabla XXXVII. **Gastos probables para el método de Hunter.**

No. de	Gasto		No. de	Gasto	
	Tanque	Válvula		Tanque	Válvula
3	0,12	--	40	0,91	1,74
4	0,16	--	42	0,95	1,78
5	0,23	0,91	44	1,00	1,82
6	0,25	0,94	46	1,03	1,84
7	0,28	0,97	48	1,09	1,92
8	0,29	1,00	50	1,13	1,97
9	0,32	1,03	55	1,19	2,04
10	0,34	1,06	60	1,25	2,11
12	0,38	1,12	65	1,31	2,17
14	0,42	1,17	70	1,36	2,23
16	0,46	1,22	75	1,41	2,29
18	0,50	1,27	80	1,45	2,35
20	0,54	1,33	85	1,50	2,40
22	0,58	1,37	90	1,56	2,45
24	0,61	1,42	95	1,62	2,50
26	0,57	1,45	100	1,67	2,55
28	0,71	1,51	110	1,75	2,60
30	0,75	1,55	120	1,83	2,72
32	0,79	1,59	130	1,91	2,80
34	0,82	1,63	140	1,98	2,85
36	0,85	1,67	150	2,03	2,95
38	0,88	1,70	160	2,14	3,04

Fuente: RODRÍGUEZ SOSA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios.*

p 50.

En la tabla XXXVII se muestran los gastos probables para la aplicación del método de Hunter. Con base en los resultados obtenidos anteriormente, se conoce que la demanda máxima probable es de 1,83 l/s.

Aplicando factor de corrección DMP = 1,83 * 0,60 = 1,098 l/s = 10,98x10⁻⁴ m³/s, según las pruebas realizadas en el área por la Dirección Municipal de Planificación, la velocidad en este sector de la red municipal es de 2 metros por segundo.

Diámetro de la tubería:

$$Q = A * V$$

Despejando el área de la fórmula anterior se obtiene:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{10,98 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}}{2 \text{ m/s}} = 5,49 \times 10^{-4} \text{ m}^2 * \frac{(39,37 \text{ plg})^2}{1 \text{ m}^2} = 0,85 \text{ plg}^2$$

Se usará la tubería de 2", tiene un área de 3,14 plg².

2.1.6.20. Instalaciones sanitarias

La evacuación de aguas se realiza por medio de un conjunto de tuberías que deberán llenar las condiciones siguientes:

- Las tuberías deben ser de materiales durables e instaladas de manera que no se provoquen alteraciones con los movimientos de los edificios.
- Evacuar rápidamente las aguas, alejarlas de los aparatos sanitarios.
- Impedir el paso del aire, olores y organismos patógenos de las tuberías al interior de los edificios o viviendas.

- Los materiales de las tuberías deben resistir la acción corrosiva de las aguas que transportan.

Para fines de diseño de las instalaciones sanitarias, es necesario tomar en cuenta el uso que se dará a las mismas, el cual depende fundamentalmente del tipo de casa o edificio al que se prestará el servicio. Para diseñar se clasifican las instalaciones sanitarias en tres tipos o clases.

- Primera clase: es de uso privado y se aplica para instalaciones en vivienda, cuartos de baño privado, hoteles o instalaciones similares, destinados a una familia o una persona.
- Segunda clase: es la llamada de uso semipúblico, corresponde a instalaciones en edificios de oficinas, fábricas, o similares, en donde los muebles son usados por un número limitado de personas que ocupan la edificación.
- Tercera clase: a esta clase corresponden las instalaciones de uso público, donde no existe límite en el número de personas ni en el uso. Tal es el caso de los baños públicos, sitios de espectáculos y similares.

Las instalaciones sanitarias del edificio educativo en diseño corresponden a la segunda clase.

- Selección de pendientes y diámetros: el diámetro de las redes está en función del diámetro de descarga de cada aparato sanitario y de la descarga acumulada del grupo de artefactos conectados al ramal, tomando en cuenta que cualquier ramal debe ser mayor o igual al diámetro del sifón al que esté conectado. La pendiente mínima para los ramales de

descarga debe ser el 2 % para diámetros menores o iguales a 3 pulgadas y para diámetros mayores del 1 %.

Tabla XXXVIII. **Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones simples y sifones de descarga**

Tipo de mueble o aparato	Unidades de descarga			Diámetro mínimo del sifón y derivación		
	Clase			Clase		
	1ra	2da	3ra	1ra	2da	3ra
Lavabo	1	2	2	1 ¼	1 ¼	1 ¼
Inodoro	4	5	6	3	3	3
Tina	3	4	4	1 ¼	2	2
Bidet	2	2	2	1 ¼	1 ¼	1 ¼
Cuarto de baño completo	7	----	----	3	3	3
Regadera	2	3	3	1 ¼	2	2
Urinario suspendido	2	2	2	1 ¼	1 ¼	1 ¼
Urinario vertical	----	4	4	----	2	2
Fregadero de viviendas	3	----	----	1 ¼	----	----
Fregadero de restaurante	----	8	8	----	3	3
Lavadero (ropa)	3	3	----	1 ¼	1 ¼	----
Vertedero	----	8	8	4	4	----
Bebedero	1	1	1	1 ¼	1 ¼	1 ¼
Lavaplatos de Casa	2	----	----	1 ½	----	----
Lavaplatos comercial	----	4	----	----	----	2

Fuente: RODRÍGUEZ SOSA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*.

p. 71.

- Dimensionamiento de las derivaciones en colector: las derivaciones o ramales se calculan a partir del conocimiento del número de descarga a las que dará servicio dicha tubería, esto se logra con la suma de las unidades de descarga de todos los muebles sanitarios que va a desalojar la derivación.

Tabla XXXIX. **Diámetro de las derivaciones en colector**

Derivación en colector		Número máximo de unidades de descarga			
mm	pulg.	Derivación horizontal $s=0$	Pendiente		
			1/100	2/100	3/100
32	1 ½	1	1	1	1
38	1 ½	2	2	2	2
50	2	4	5	6	8
63	2 ½	10	12	15	18
75	3	20	24	27	36
100	4	68	84	96	114
125	5	144	180	234	280
150	6	264	330	440	580
200	8	696	870	1150	1680
250	10	1392	1740	2500	3600
300	12	2400	3000	4200	6500
350	14	4800	6000	8500	135000

Fuente: RODRÍGUEZ SOSA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 72.

- Colección y evacuación de agua de lluvia: es el sistema de canaletas o tuberías que recoge el agua proveniente de las precipitaciones pluviales que caen sobre techos, patios o zonas pavimentadas de una edificación, y lo evacúa hacia un sistema de disposición adecuado.

Previamente al diseño y cálculo del sistema de evacuación de agua de lluvia, es importante analizar si es necesario o conveniente considerarlo en un proyecto de instalaciones sanitarias de una edificación.

El análisis de todos estos factores combinados llevará a una decisión de implantar o no el sistema de evacuación de agua de lluvia. En los lugares donde, por la gran frecuencia y alta precipitación pluvial se cuenta con red separada para evacuación de agua de lluvia, es indispensable diseñar el sistema en las edificaciones conectándola a la red indicada.

Aun cuando la ciudad o lugar no cuente con red separada, pero se produzcan lluvias de alta precipitación y frecuencia, será necesario incluir el sistema y evacuar el agua de lluvia a las cunetas. En los lugares donde la precipitación pluvial con alta frecuencia, es baja, deberá instalarse sistemas de agua de lluvia, conectados a jardines o a la red de alcantarillado, tomando las precauciones necesarias para no obstruir los colectores e instalando interceptores de sólidos.

Así mismo puede calcularse el diámetro en centímetros de los conductos con la fórmula de *Manning*, descrita a continuación.

$$D = \left(\frac{691\,000 * Q * n}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Donde:

D_{cm} . = Diámetro interior del tubo, en cm.

Q = Caudal requerido en m^3/s

n = Coeficiente de rugosidad (ver tabla XLIV)

S = Pendiente

- Cálculo del caudal de diseño Q

Para la determinación del caudal pluvial se utilizará el método racional, cuya expresión matemática general es la siguiente:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360}$$

Donde:

Q = Caudal en m^3/s

C = Relación entre la escorrentía y la cantidad de lluvia caída en el área

I = Intensidad de lluvia en mm/hora

A = Área a drenar en hectáreas

- Coeficiente de escorrentía: el valor de C puede estimarse de acuerdo con los siguientes criterios:
 - Coeficiente C para superficies impermeables de techos = 0,75 a 0,95.
 - Coeficiente C para pavimentos de asfalto = 0,85 a 0,90.
 - Coeficiente C para jardines, parques o prados = 0,05 a 0,25.

Es 0,80 el valor del coeficiente C adoptado.

- Intensidad de lluvia: se define como la altura diferencial del espejo de agua por unidad de tiempo, producida ésta bajo el supuesto que el agua permanece en el lugar en donde cayó y se mide en milímetros por hora.

Para el presente trabajo se utilizó la estación ubicada en el municipio de Pastores, Sacatepéquez, por ser la más cercana al municipio de Jocotenango. Se tomará la probabilidad de ocurrencia de 10 años, dada para la siguiente fórmula:

$$I = \frac{1,324}{t + 4}$$

Donde:

- I = Intensidad de lluvia promedio en la zona drenada en mm/hora
- t = tiempo de concentración en minutos

El tiempo de concentración es el tiempo que emplea el agua superficial en descender desde el punto más remoto de la cuenca hasta la sección a estudiar. En tramos iniciales el tiempo de concentración será igual al tiempo de entrada y se estimará en 12 minutos.

Calculando el valor de la intensidad:

$$I = \frac{1,324}{t + 4} = \frac{1,324}{12 + 4} = 87,75 \text{ mm/h}$$

- Área tributaria: está calculada en hectáreas, tomando como 0,035 hectáreas el área a drenar en el establecimiento educativo.

A continuación, se procede a calcular el caudal Q:

$$Q = \frac{C.I.A}{360} = \frac{(0,80) * \left(87,75 \frac{mm}{h}\right) * (0,035 \text{ ha})}{360}$$

$$Q = 6,83 \times 10^{-3} \text{ m/s} \text{ ó } 6,83 \text{ l/s}$$

- Cálculo del coeficiente de rugosidad “n”

Tabla XL. **Coeficiente de rugosidad “n” para las fórmulas de Manning en tuberías**

Material	n
PVC y polietileno de alta densidad	0,009
Asbesto cemento	0,010
Hierro fundido nuevo	0,013
Hierro fundido usado	0,017
Concreto liso	0,012
Concreto rugoso	0,016
Mampostería con mortero de cemento	0,020
Acero soldado con revestimiento interior a base de ep	0,011
Acero sin revestimiento	0,014
Acero galvanizado nuevo o usado	0,014

Fuente: RODRÍGUEZ SOSA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*.

p. 79.

Se determinó que el valor del coeficiente “n” es equivalente a 0,009.

- Cálculo de la pendiente: según la Guía simplificada de diseño de losas de concreto reforzado para viviendas la pendiente mínima para techos inclinados de losa de concreto corresponde a 2 %.

Conocido el caudal y la pendiente del área, podrá determinarse el diámetro respectivo utilizando la expresión matemática de *Manning*

$$D = \left(\frac{691\,000 * Q * n}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}} = \left(\frac{691000 * 6,83 \times 10^{-3} * 0,009}{0,02^{0.5}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$D = 8,50 \text{ cm}$ ó 3,34 pulgadas.

Se propone utilizar tubería de 4 pulgadas de diámetro de PVC.

2.1.6.21. Instalaciones eléctricas

Las instalaciones eléctricas son esenciales en las edificaciones para el apoyo visual en las aulas. Se dividen en iluminación y fuerza. A continuación, se detallará la distribución de los circuitos a utilizar.

2.1.6.21.1. Iluminación

La ejecución de las distintas actividades de enseñanza-aprendizaje requiere de un determinado nivel de iluminación en todas las áreas del espacio, el cual se analiza en función de la intensidad, brillo y distribución de la luz. Estos factores sirven de guía para el diseño de ventanas y de la cantidad de lámparas. Se distribuyeron 6 circuitos de iluminación en el primer nivel. Las lámparas serán led de 12 watts cada una.

Tabla XLI. **Requerimientos de iluminación en edificios escolares**

Tipo de ambiente	Niveles de iluminación recomendados según tipo de local (Luxes)
Auditorios	100
Aulas del nivel preprimario y primario	200 - 400
Salas de estudio	400
Pasillos escaleras	50
Salas de dibujo	400 - 800
Gimnasio	200 - 500
Laboratorios	300
Trabajos manuales	400
Salas de lectura	200
Exhibiciones especiales	300
Bibliotecas	300 - 400
Salas de costura	600
Dirección / Subdirección	300
Sala de espera	150
Servicio Sanitario	150

Fuente: Ministerio de Educación. *Manual de criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales*. p. 67.

La potencia unitaria de cada lámpara es de 12 watts.

El amperaje está dado por:

$$I = \frac{\text{Watts}}{\text{Voltaje}} = \frac{W}{V}$$

Se distribuyen en dos líneas, las cuales estarán identificadas con L1 y L2. Esto se hace para que la distribución en el tablero de alimentación esté balanceada.

Cabe mencionar que la diferencia de amperios entre las líneas 1 y 2 no debe sobrepasar a las 10 unidades, esto se logra observando cuando ya se tenga la distribución de los circuitos de fuerza.

La potencia se divide dentro de 120 voltios, ya que es el tipo de instalación monofásica del servicio eléctrico.

Tabla XLII. Circuitos de iluminación para el primer nivel

Circuito	Descripción	Potencia Unitaria	Unidades	Potencial total	Voltaje	L1 Amperios	L2 Amperios	Conductor	Flip - On
A	Iluminación	30 Watts	10	300 Watts	120 V	2,50		#12	1 x 20
B	Iluminación	12 Watts	12	144 Watts	120 V		1,20	#12	1 x 20
C	Iluminación	12 Watts	10	120 Watts	120 V	1,00		#12	1 x 20
D	Iluminación	12 Watts	8	96 Watts	120 V	0,80		#12	1 x 20
E	Iluminación	12 Watts	10	120 Watts	120 V		1,00	#12	1 x 20
F	Iluminación	12 Watts	8	96 Watts	120 V		0,80	#12	1 x 20

Fuente: elaboración propia.

El cable que se usará en los circuitos de iluminación será de calibre No.12 y se instalarán *breakers* de 1x15 amperios.

2.1.6.21.2. Fuerza

Cada tomacorriente se asumió con un consumo de 180 watts, ya que no se tiene la certeza de lo que será conectado exactamente en el tomacorriente. Al igual que en los circuitos de iluminación, se tiene como margen de seguridad un máximo de 10 tomacorrientes por circuito de 20 amperios.

Tabla XLIII. Circuitos de fuerza primer nivel

G	Fuerza	180 Watts	8	1,440 Watts	120 V	12,00		#12	1 x 20
H	Fuerza	180 Watts	6	1,080 Watts	120 V		9,00	#12	1 x 20
I	Fuerza	180 Watts	8	1,440 Watts	120 V		12,00	#12	1 x 20
J	Fuerza	180 Watts	4	720 Watts	120 V	6,00		#12	1 x 20

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIV. Circuitos de iluminación y fuerza

Circuito	Descripción	Potencia Unitaria	Unidades	Potencial total	Voltaje	L1 Amperios	L2 Amperios	Conductor	Flip - On
A	Iluminación	30 Watts	10	300 Watts	120 V	2,50		#12	1 x 20
B	Iluminación	12 Watts	12	144 Watts	120 V		1,20	#12	1 x 20
C	Iluminación	12 Watts	10	120 Watts	120 V	1,00		#12	1 x 20
D	Iluminación	12 Watts	8	96 Watts	120 V	0,80		#12	1 x 20
E	Iluminación	12 Watts	10	120 Watts	120 V		1,00	#12	1 x 20
F	Iluminación	12 Watts	8	96 Watts	120 V		0,80	#12	1 x 20
G	Fuerza	180 Watts	8	1,440 Watts	120 V	12,00		#12	1 x 20
H	Fuerza	180 Watts	6	1,080 Watts	120 V		9,00	#12	1 x 20
I	Fuerza	180 Watts	8	1,440 Watts	120 V		12,00	#12	1 x 20
J	Fuerza	180 Watts	4	720 Watts	120 V	6,00		#12	1 x 20
Suma						22,30	24,00		

Fuente: elaboración propia.

Se observa que entre la línea 1 y la línea 2 la diferencia de amperios es únicamente 17 amperios. Esto indica que la distribución en el tablero fue de una forma adecuada.

2.1.7. Elaboración de planos

Los planos de construcción, son representaciones gráficas a escala del futuro proyecto de la Escuela Oficial Urbana Mixta, Rafael Rosales. Ver planos adjuntos en apéndice 1.

2.1.8. Elaboración de presupuesto

El presupuesto de obra consiste en la elaboración de una tabla de cantidades a las que se dan valores unitarios; y se da un costo total del proyecto por construir. El cálculo de las prestaciones y el factor de ayudante en la mano de obra son procedimientos importantes que se detallan a continuación con un ejemplo.

Tabla XLV. **Cálculo de prestaciones**

Periodo	2019
Día Calendario	365

DESCRIPCION	Días	%
Asuetos	10,5	
Feridos	1	
Permisos	0	
Sábados (1/2 día)	26	
Domingos	52	
Vacaciones	15	
Indemnización	30	
Bono 14	30	
Aguinaldo	30	
Total días no laborados	184	
Días efectivos de trabajo	260,5	
Relación % de Trabajo		74,66%
I.G.S.S		10,67%
FACTOR (%)		85,33%

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de factor ayudante en mano de obra: se considera un ayudante por cada dos albañiles y un ayudante ambulante por cada 4 albañiles.

Tabla XLVI. **Cálculo de factor ayudante en mano de obra**

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio
Albañil	1,00	Día	Q 160
Ayudante	1,00	Día	Q 93

Fuente: elaboración propia.

$$\%F. ayudante = \frac{Q93,00}{Q320,00} = 0,29 * 100 = 29 \%$$

$$\%F. ambulante = \frac{Q93,00}{Q640,00} = 0,145 * 100 = 14,5 \%$$

$$\%Factor Ayudante M. O. = 29 \% + 14,5 \% = 43,5 \%$$

Tabla XLVII. Cálculo de renglón de trabajo para solera hidrófuga

REGLON		UNIDAD	CANTIDAD
3,01	Solera hidrófuga	ml	988,16

MATERIALES				
DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO	TOTAL
Cemento	0,24	saco	Q72,50	Q17,40
Arena de río	0,02	m3	103,36	Q2,07
Piedrín 1/2"	0,01	m3	Q261,64	Q2,62
Varilla corrugada de 1/2" para armadura	4,60	ml	Q7,83	Q36,02
Varilla lisa de 3/8" para eslabones	4,14	ml	Q20,00	Q82,80
Alambre de amarre	0,10	libra	Q4,00	Q0,40
Tabla de 4 pies para formaleta	2,00	unidad	Q5,00	Q10,00
Clavos de 3"	0,10	libra	Q6,60	Q0,66
TOTAL MATERIALES (Sin IVA):				Q151,96

MANO DE OBRA				
DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO	TOTAL
Hechura de armadura No.4	1,00	ml	Q18,76	Q18,76
Elaboración de estribos No.3	6,00	unidad	Q3,25	Q19,50
Colocación de formaleta en pared	1,00	ml	Q12,07	Q12,07
Fundición de solera	1,00	ml	Q36,24	Q36,24
SUBTOTAL MANO DE OB				Q86,57
			FACTOR AY	43,50%
				Q37,66
			PRESTACIO	85,33%
				Q73,87
TOTAL MANO DE OBRA				Q198,10

OTROS	CANTIDAD	UNIDAD	TOTAL
Herramienta (5% M.O.)	1,00	global	Q9,91

COSTO DE MATERIALES		Q151,96
COSTO DE MANO DE OBRA		Q198,10
COSTO HERRAMIENTAS		Q9,91
COSTO DIRECTO		Q359,97
COSTO INDIRECTO		
IMPREVISTOS	4,00%	Q14,40
GASTOS ADMINISTRATIVOS	10,00%	Q36,00
UTILIDAD	15,00%	Q54,00
FIANZAS	0,80%	Q2,88
IVA	12,00%	Q43,20
	TOTAL	Q150,47

PRECIO UNITARIO DEL RENGLÓN	Q510,44
------------------------------------	----------------

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVIII. Presupuesto Escuela Oficial Urbana Mixta Rafael Rosales

<i>Construcción de Escuela Oficial Urbana Mixta Rafael Rosales, Jocotenango, Sacatepéquez</i>					
Renglón	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Total
1	Trabajos preliminares				
1,01	Limpieza y chapeo	m2	692,31	Q9,43	Q6 528,61
1,02	Trazo y estaqueado	ml	227,05	Q41,89	Q9 511,72
1,03	Construcción de bodega	global	1,00	Q3 078,52	Q3 078,52
2	Cimentación				
2,01	Excavación de cimentación	m3	204,34	Q123,78	Q25 293,24
2,01	Cimiento corrido	ml	681,15	Q369,03	Q251 366,10
2,03	Relleno de cimientto corrido	m3	136,23	Q122,45	Q16 681,42
2,04	Muro de cimentación	m2	272,46	Q312,48	Q85,138,56
3	Mampostería				
3,01	Solera hidrófuga	ml	988,16	Q173,76	Q171 701,47
3,02	Levantado de mampostería	m2	681,15	Q265,80	Q181 050,37
3,03	Construcción columna C-1	ml	54,40	Q216,83	Q11 795,54
3,04	Construcción columna C-2	ml	197,20	Q166,34	Q32 802,19
3,05	Construcción columna C-3	ml	241,40	Q103,43	Q24 969,03
3,06	Solera intermedia	ml	454,10	Q103,43	Q46 969,49
3,07	Solera superior	ml	227,05	Q157,51	Q35 762,44
3,08	Vigas de aula V-1	ml	42,40	Q160,04	Q6 785,68
3,09	Vigas de aula V-2	ml	16,20	Q160,04	Q2 592,64
4	Cubierta				
4,01	Losa de concreto	m2	454,57	Q380,57	Q172 997,89
5	Instalaciones hidráulicas e instalaciones sanitarias				
5,01	Acometida hidráulica	global	1,00	Q2 863,79	Q2 863,79
5,02	Red de tubería hidráulica	ml	112,98	Q274,57	Q31 020,90
5,03	Instalación de artefactos	global	1,00	Q43 742,30	Q43 742,30
5,04	Drenaje sanitario	ml	110,71	Q1 848,64	Q204 663,12
5,05	Drenaje pluvial	ml	70,50	Q597,71	Q42 138,54
6	Instalaciones eléctricas				
6,01	Acometida eléctrica	global	1,00	Q1 510,82	Q1 510,82
6,02	Instalación eléctrica (iluminación)	global	1,00	Q32 105,26	Q32 105,26
6,03	Instalación eléctrica (fuerza)	global	1,00	Q46 485,04	Q46 485,04
7	Instalaciones especiales				
7,01	Timbre	global	1,00	Q4 401,25	Q4 401,25
7,02	Instalación telefónica	global	1,00	Q4 384,79	Q4 384,79
7,03	Instalación cámaras de video	global	1,00	Q21 656,29	Q21 656,29
8	Pisos y azulejos				
8,01	Piso cerámico	m2	419,30	Q315,32	Q132 212,42
8,02	Azulejo de baño	m2	104,64	Q343,27	Q35 920,05
9	Acabados en muros y losas				
9,01	Cernido en losa	m2	454,57	Q341,92	Q155 425,21
9,02	Pintura	m2	681,15	Q80,06	Q54 535,68
10	Puertas y ventanería				
10,01	Puerta principal	unidad	1,00	Q7 268,77	Q7 268,77
10,02	Puerta tipo P-1	unidad	16,00	Q 1 688,94	Q27 023,12
10,03	Puerta tipo P-2	unidad	16,00	Q1 297,58	Q20 761,23
10,04	Puerta tipo P-3	unidad	16,00	Q1 279,21	Q20 467,42
10,05	Ventana tipo V-1	unidad	12,00	Q1 135,13	Q13 621,61
10,06	Ventana tipo V-2	unidad	7,00	Q1 087,77	Q7 614,41
10,07	Ventana tipo V-3	unidad	3,00	Q723,91	Q2 171,74
10,08	Ventana tipo V-4	unidad	8,00	Q315,67	Q2 525,38
	COSTO TOTAL DEL PROYECTO				Q1 999 544,05
	COSTO TOTAL DEL PROYECTO EN USD. Tipo de cambio Noviembre 2,019 \$7.69				\$260 018,73

Fuente: elaboración propia.

2.1.9. Análisis de impacto ambiental

Un completo análisis de impacto ambiental se puede desarrollar implementando metodologías que incorporen el análisis de efectos e impactos de las actividades que desarrolla el ser humano, considerando un análisis cualitativo como cuantitativo de las interacciones de entorno social con el medio ambiente biológico.

Los impactos ambientales se presentan cuando una actividad produce una afectación desfavorable al medio ambiente o a sus componentes, y produce una gran diferencia de la situación natural y original. Los proyectos productivos consideran la selección de un área o lugar y en muchas ocasiones no analizan los potenciales efectos que tendrán las futuras actividades del proyecto sobre el entorno y del medio ambiente, generando una gran brecha entre las necesidades económicas y sociales.

En todo proyecto de construcción es importante evaluar el impacto ambiental que la construcción pueda tener, de esta forma se puede definir la mejor forma de preservar y proteger los recursos naturales. El objetivo es identificar y mitigar de la mejor forma posible los impactos que el proyecto producirá en el medio ambiente. El estudio de impacto ambiental verifica la alteración, modificación o cambio en el ambiente, o en alguno de sus componentes de cierta magnitud y complejidad originado o producido por los efectos de la acción o actividad humana.

A continuación, se presente la matriz en donde se evalúa cada aspecto que pueda tener un impacto ambiental. Son los valores:

- Sin impacto ambiental considerable

- Leve impacto ambiental
- Nivel medio de impacto ambiental
- Impacto ambiental considerable

Tabla XLIX. **Matriz de impacto ambiental**

Aspectos a evaluar		Evaluación
Población	¿Se alterará la distribución de la población?	0
Salud	¿Existe riesgo real o potencial para la salud humana?	0
	¿Estará expuesta la salud de la población?	0
Economía	¿Se tendrá efecto adverso en la economía local, salarios, empleos, etc?	0
Reacción social	¿Habrá conflicto entre la población con la construcción de proyecto?	0
	¿Se producirán cambios en la diversidad vegetal?	1
Flora	¿Se reducirá de forma significativa el número de individuos de especies vegetales presentes?	1
	¿Existirá barreras para la migración de especies animales?	0
Fauna	¿Habrá daños sobre el habitat de especies animales?	0
	¿Existirá una barrera para la mitigación de especies animales?	0
	¿Se tendrá amplia destrucción o desplazamiento del suelo?	0
Suelo y topografía del suelo	¿Habrá impacto significativo sobre terrenos agrarios?	0
	¿Habrá cambios en la forma del terreno, orillas o cauces de fuentes de agua?	0
	¿Se tendrán vertidos en aguas superficiales o alteraciones en la calidad del agua?	0
Agua	¿Habrá cambios significativos en mantos freáticos?	0
	¿Habrá contaminación en reservas públicas de agua?	0
	¿Se tendrán alteraciones en el flujo, curso o caudal de aguas subterráneas?	0
Atmósfera y ambiente	¿Habrá emisión de contaminantes que afecten de forma significativa la calidad de aire ambiental?	0
	¿Se tendrá emisión de olores desagradables?	0
	¿Habrá emisión de contaminantes clasificados como peligrosos?	0
Fuentes de energía	¿Se utilizarán cantidades considerables de combustibles fósiles?	0
	¿Aumentará considerablemente la demanda de las fuentes de energía?	1
Exposición al ruido	¿Habrá aumento de niveles sonoros previos?	1
Residuos sólidos	¿Estará la población más expuesta a ruidos molestos?	1
Residuos peligroso	¿Se tendrán volúmenes considerables de residuos sólidos?	0
	¿Tendrá el proyecto generación, transporte, almacenamiento, o eliminación de algún residuo?	0

Fuente: elaboración propia.

- Medidas de mitigación

El propósito de las medidas de mitigación es la reducción de los riesgos y amenazas, es decir, la atenuación de los daños potenciales sobre la vida y los bienes. Para minimizar los efectos ocasionados en la construcción del presente proyecto, se deben tomar las precauciones siguientes:

- Realizar una reforestación en las áreas aledañas a las edificaciones por construir, así como también se debe controlar las actividades de limpieza, chapeo y tala de árboles solo en las áreas que sean estrictamente necesarias.
- Trasladar el material de desperdicio en el menor tiempo posible al botadero seleccionado. Cerrar un perímetro pertinente para que en el momento de la construcción esté aislado y no cause molestias con la población. Uso de agua para minimizar la generación de polvo.
- Para evitar el desperdicio o derrame de concreto en el área del proyecto, se deben preparar solamente las cantidades requeridas para las labores por realizar. Para evitar el daño al ambiente a causa de gases, humo y monóxido de carbono, se utilizará maquinaria en buen estado.

3. DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA LA RINCONADA, SACATEPÉQUEZ

3.1. Localización de la descarga

El cuerpo de descarga del drenaje sanitario para el presente diseño será el río Guacalate, el cual se encuentra contaminado por aguas residuales provenientes de los municipios por donde pasa. En este mismo se depositan las aguas residuales del municipio de Jocotenango, Sacatepéquez. Actualmente se construye la planta de tratamiento de aguas residuales municipal.

3.2. Parámetros de diseño del sistema

En todo proceso de diseño, los parámetros de diseño son aquellos elementos que se utilizan en el diseño del sistema, los cuales influyen sobre la división del trabajo y los mecanismos coordinadores, y de esta manera afecta el funcionamiento del sistema.

- Diámetros mínimos: el diámetro mínimo a utilizar en los alcantarillados sanitarios diseñados para la aldea La Rinconada será de 6" de PVC y 8" para tubos de concreto, como lo indican las normas del Instituto de Fomento Municipal (INFOM).
- Velocidades mínimas y máximas

La velocidad mínima con el caudal de diseño es de 0,60 m/s.

La velocidad máxima con el caudal de diseño es de 3,00 m/s.

- Ecuación de Manning: el flujo en las calles desemboca en canales abiertos o tuberías. La sección transversal, geometría y rugosidad deberán obtenerse para todos los tramos de canal abierto y tubería en la cuenca. La ecuación de Manning se puede utilizar para estimar velocidades promedio de flujo en tuberías y canales abiertos de la siguiente forma:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

En donde:

V es la velocidad expresada en m/s.

n es el coeficiente de rugosidad de la tabla XLIX.

R es el radio hidráulico (definido como área del flujo dividido el perímetro mojado), expresado en m.

s es la pendiente del canal abierto o tubería expresado en m/m.

Tabla L. **Coefficiente de rugosidad de Manning en tuberías y canales abiertos**

Material del conducto	n
Conductos cerrados	
Tubería de concreto	0,010 – 0,015
Tubería de metal corrugado	0,011 – 0,037
Tubería de plástico (liso)	0,009 – 0,015
Tubería de plástico (corrugado)	0,018 – 0,025
Secciones de pavimento / cunetas	0,012 – 0,016
Pequeños canales abiertos	
Concreto	0,011 – 0,015
Escombros o enrocado	0,020 – 0,035
Vegetación	0,020 – 0,150
Suelo desnudo	0,016 – 0,025
Corte en roca	0,025 – 0,045
Canales naturales (arroyos menores, ancho superior al nivel de inundación < 30m (100 pies))	
Sección bastante regular	0,025 – 0,050
Sección irregular con piscinas	0,040 – 0,150
Nota: los valores más bajos son generalmente para tuberías y canales bien contruidos y mantenidos (más lisos)	

Fuente: SÁNCHEZ HERRERA, Alfredo Alejandro. *Procedimiento general de diseño hidráulico de tragantes para alcantarillado pluvial*. p.63.

- Trazo de la red: estará basado en orientar la tubería a favor de la pendiente natural del terreno, evitando en todo lo posible una mayor profundidad del drenaje, para un mejor funcionamiento del sistema.
- Población actual: la población que se beneficiará actualmente con este proyecto de alcantarillado en la aldea San José La Rinconada es de 1 915 habitantes, con un promedio de 8 personas por vivienda.

- Período de diseño: es el tiempo en el que el sistema prestará un servicio eficiente, alcanzando los parámetros para los cuales fue diseñado; además, permite definir el tamaño del proyecto con base en la población que será atendida al final del mismo.

Las características de la población, la vida útil de los materiales, las facilidades para futuras ampliaciones, los costos y las tasas de interés; son los principales factores que influyen en la determinación del mismo.

En proyectos de alcantarillado en el área rural, como es el caso del presente diseño para la aldea La Rinconada, se recomienda asumir períodos de diseño relativamente cortos, del orden de 21 años.

Considerando la construcción por etapas, de esta forma, el efecto de posibles errores en la estimación del crecimiento de la población, consumo de agua, número de conexiones y flujos, pueden reducirse al mínimo y pueden reajustarse.

- Selección del tipo de tubería: para la selección de la tubería del sistema de alcantarillado se debe cumplir la condición de autolimpieza para limitar la sedimentación de arena y otras sustancias sedimentales (heces y otros productos de desecho) en los colectores. La eliminación continua de sedimentos es costosa y si falta mantenimiento se pueden generar problemas de obstrucción y taponamiento.

Los tubos que se emplean pueden ser de PVC o concreto, a los que deben aplicar las normas ASTM.

La adecuada selección de la tubería dependerá de las características y ventajas de la misma, la cual deberá dar la confiabilidad de construcción, la facilidad de transporte como de almacenamiento, rapidez de instalación y la economía de su precio.

Para el presente proyecto se utilizará tubería de PVC que cumpla con las especificaciones ASTM D 3034. Las campanas y dimensiones de los diferentes accesorios cumplan con las especificaciones ASTM F 949.

3.2.1. Población futura

Para la estimación del número de habitantes de una población futura, se tienen varios métodos, dentro de los cuales se pueden mencionar:

- Método aritmético
- Método geométrico
- Método gráfico

El cálculo de la población para el diseño del drenaje sanitario de la aldea San José La Rinconada, se utilizará el método geométrico.

De acuerdo con el método de incremento geométrico, el sistema de alcantarillado debe adecuarse a un funcionamiento eficiente durante un período determinado; para el presente diseño se adoptó un período de diseño de veintiún años. Para calcular la cantidad de habitantes que utilizará el servicio en un período establecido, se aplicó la fórmula de incremento de población que a continuación se describe:

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

Donde:

P_f = población futura (habitantes)

P_a = población actual (habitantes)

n = período de diseño

t = tasa de crecimiento

Para el departamento de Sacatepéquez se tiene registro de una tasa de crecimiento del 2,94 %, el cual se utilizará para el municipio de Jocotenango y para la aldea San José La Rinconada.

3.2.2. Factor de retorno

Es el porcentaje de agua que después de ser utilizada por la población, se conduce hacia los drenajes. La cantidad de aguas residuales generada por una comunidad es menor a la cantidad de agua potable que se le suministra, debido a que existen pérdidas a través del riego de jardines, bebida de animales, limpieza de viviendas, riego de calles sin pavimentación y otros usos externos.

Cuando las condiciones no permiten realizar un estudio que demuestre la cantidad exacta de agua residual que se conduce a la red, se toma un valor entre 0,70 y 0,95.

Para la aldea San José La Rinconada el factor de retorno que se empleará será del 0,85.

3.2.3. Determinación del caudal sanitario

Este se encuentra integrado por el caudal domiciliar (Q_{DOM}), el caudal comercial (Q_{COM}), el caudal industrial (Q_{IND}), el caudal por conexiones ilícitas (Q_{CI}) y el caudal de infiltración (Q_{INF}).

El caudal sanitario para la aldea La Rinconada será:

$$Q_{SAN} = Q_{DOM} + Q_{COM} + Q_{IND} + Q_{CI} + Q_{INF}$$

3.2.3.1. Caudal doméstico

Es la cantidad de aguas residuales que resultan del uso del agua potable dentro de las viviendas, en actividades como la preparación de alimentos y bebidas, la higiene personal, riego de jardines, etcétera. Para el cálculo del mismo se debe conocer la población actual y futura que utilizarán el sistema, la dotación de agua potable por habitante y el factor de retorno que se tomará en cuenta para dicha población.

Tabla LI. **Tabla de dotaciones de agua potable**

Tipo de servicio	Dotación
Servicio a base de llenacántaros exclusivamente	30 - 60 litros/habitantes/día
Servicio mixto de llenacántaros y conexiones prediales	60 - 90 litros/habitantes/día
Servicio exclusivo de conexiones prediales fuera de la vivienda	60 - 120 litros/habitantes/día
Servicio de conexión intradomiciliar, con opción a varios grifos por vivienda	90 - 120 litros/habitantes/día
Servicio de pozo excavado, con bomba de mano	Mínimo 15 litros

Fuente: NOGUERA MORALES, Julio Adolfo. *Diseño del sistema de alcantarillado sanitarios para la aldea La Majada y diseño del puente vehicular de la aldea escalón, San Jacinto, Chiquimula.* p 23.

Como no se sabe con certeza la dotación asignada a la población a servir, se puede asumir un valor aproximado tomando como referencia el tipo de clima, comunidad, densidad de vivienda, nivel económico, etcétera. Con base en estos factores y la tabla anterior, se asumirá una dotación de 100 litros/habitantes/día para el presente diseño.

El cálculo del caudal domiciliar actual como caudal futuro en litros por segundo se determina con la siguiente expresión matemática:

$$Q_{DOM} = \frac{No. habitantes * Dotación * Factor de retorno}{86\ 400}$$

3.2.3.2. Caudal comercial e industrial

- Caudal comercial (Q_{COM}): es el caudal proporcionado por las edificaciones comerciales como comedores, restaurantes, hoteles, etcétera. Por lo general, la dotación comercial varía según el establecimiento a considerar, pero puede estimarse entre 600 y 3 000 litros/comercio/día. Para el cálculo de los caudales comerciales no se toma en cuenta el factor de retorno. El caudal comercial en litros por segundo viene dado por la siguiente expresión matemática:

$$Q_{COM} = \frac{\text{No. de comercios} * \text{Dotación}}{86\,400}$$

- Caudal industrial (Q_{IND}): es el caudal proporcionado por las industrias, como fábricas de textiles, licoreras, refrescos, alimentos, etcétera. Igual que para el caso anterior, si no se cuenta con el dato de la dotación de agua suministrada, se puede estimar dependiendo del tipo de industria, entre 16 000 a 18 000 litros/industria/día. En el cálculo de este tipo de caudal no se aplica el factor de retorno, su valor en litros por segundo viene dado por la siguiente expresión matemática:

$$Q_{COM} = \frac{\text{No. de industrias} * \text{Dotación}}{86\,400}$$

Para el presente diseño sanitario de alcantarillado, el caudal industrial y comercial no se tomará en cuenta puesto que la aldea La Rinconada es un área de uso habitacional.

3.2.3.3. Caudal de infiltración

Es el caudal que se infiltra en el alcantarillado, el cual depende de la profundidad de la tubería, del terreno y de la capa freática, la posibilidad de inundaciones periódicas, la determinación de futuras roturas en juntas y otras estructuras debido a los temblores de tierras o asentamientos, tipo de juntas, calidad de mano de obra y de la supervisión técnica.

Puede calcularse en litros diarios por kilómetro de tubería; se incluye la longitud de la tubería de las conexiones domiciliarias, que supone un valor de 6,00 metros por cada casa. La dotación de infiltración varía entre 12 000 y 18 000 litros/kilómetro/día y está dado por la siguiente expresión matemática:

$$Q_{INF} = \frac{f_{inf} * longitud\ de\ tubería}{86\ 400}$$

Donde:

$$f_{inf} = \text{factor de infiltración } 1\ 600 - 18\ 000 \left[\frac{\text{litros}}{\text{km-día}} \right]$$

$$\text{Longitud de tubería} = \text{Long. De tubería en km.}$$

Debido a que se diseñó el sistema de alcantarillado de la aldea La Rinconada con tubería PVC en cumplimiento de la norma ASTM D-3034, el caudal de infiltración es tomado como cero.

3.2.3.4. Caudal de conexiones ilícitas

Es producido por las viviendas que conectan las tuberías del sistema de agua pluvial al alcantarillado sanitario sin ninguna autorización. Se estima un porcentaje de viviendas que puedan realizar conexiones ilícitas, que varía de

0,5 a 2,5 %. Este se puede calcular por medio de dos métodos. El primero se basa en la expresión matemática del método racional, ya que tiene relación con el caudal producido por las lluvias.

$$Q_{Conex.Ilic.} = \frac{CIA * 1\ 000}{360} * \%Viviendas$$

Donde:

- C = Coeficiente de escorrentía.
- I = Intensidad de lluvia en mm/hora.
- A = Área de techos y patios posibles de conectar ilícitamente (en Ha).

% Viviendas = Porcentaje estimado de viviendas que se puede conectar ilícitamente.

El otro criterio que es más práctico, utilizado por las normas de UNEPAR, asume que el $Q_{CI} = 10\ \% Q_{DOM}$. Para este diseño actual será de 0,0016 l/s y a futuro 0,0029 l/s.

3.2.3.5. Cálculo del caudal sanitario

Su cálculo está afectado por el clima, los servicios, capacidad económica de la población a servir. Para dicho cálculo se deben tomar en cuenta todos los factores que varían según la época del año. El caudal sanitario está dado por:

$$Q_{SANITARIO\ INVIERNO} = Q_{DOM} + Q_{COM} + Q_{IND} + Q_{CI} + Q_{INF}$$

Para el presente diseño el caudal sanitario actual será de 0,018 l/s y el caudal sanitario a futuro será de 0,032 l/s.

3.2.4. Determinación del caudal de diseño

Es el caudal con el que se diseñará cada tramo del sistema de drenaje sanitario. También se le llama caudal máximo. La forma de calcularlo es la siguiente:

$$q_{dis} = \#hab. * F.H. * f_{qm}$$

Donde:

#hab. = Número de habitantes

F.H. = Factor de Harmond

f_{qm} = Factor de caudal medio

Para el diseño del alcantarillado sanitario de la aldea La Rinconada se tomó el caudal de diseño actual como 0,141 l/s y el caudal de diseño futuro, como 0,256 l/s.

3.2.4.1. Factor del caudal medio

Este regula la aportación de caudal a la tubería, se obtiene al dividir el caudal sanitario o medio entre la cantidad de habitantes por servir, es constante para el sistema y la población servida. Al igual que otros datos, el f_{qm} posee valores mínimos y máximos y como se sobreentiende, si su cálculo particular diera un valor fuera del rango, se debe utilizar el máximo o mínimo según sea el caso.

Existen algunos valores típicos establecidos, con base a la experiencia, en normas creadas por algunas instituciones dedicadas al diseño y construcción de drenajes sanitarios. Según el INFOM, el factor de caudal medio es aproximadamente 0,0046; para EMPAGUA, es aproximadamente 0,003. Este

diseño se basa en los valores establecidos por DGOP, los cuales establecen el factor de caudal medio en el rango comprendido por:

$$0,002 \leq f_{qm} \leq 0,005$$

Debido a que en el presente diseño de alcantarillado los factores calculados resultaron menores que el parámetro menor establecido, se toma un f_{qm} de 0,002.

3.2.4.2. Factor de Harmond

El factor de flujo instantáneo o de Harmond es un factor que considera la posibilidad de que el sistema de drenaje sanitario pueda ser empleado por toda la población de diseño al mismo tiempo. Busca regular un valor máximo de las aportaciones, por uso doméstico. Puede variar entre 1,5 y 4,5 principalmente en las horas pico, es decir, en las horas que más se utiliza el sistema de drenajes.

Se calcula para la población acumulada para cada tramo, tanto en la actual como la futura por medio de la expresión matemática de Harmond:

$$FH = \left(\frac{18 + P^{1/2}}{4 + P^{1/2}} \right)$$

Donde:

FH = Factor de Harmond

P = Población en miles de habitantes

El factor actual de Harmond para este diseño es 4,39 l/s y el factor futuro es de 4,36 l/s.

3.2.4.3. Cálculo del caudal de diseño

Es necesario para conocer la estimación del agua residual que transportará el alcantarillado por los diferentes puntos donde este fluya.

$$q_{dis} = \#hab.* F.H.* fqm$$

El factor actual de diseño para este diseño es 0,141 l/s y el factor futuro es de 0,256 l/s.

3.2.5. Conexiones domiciliarias

Una conexión domiciliar es un tubo que lleva las aguas servidas desde una vivienda o edificio a una alcantarilla común o a un punto de desagüe. Ordinariamente, al construir un sistema de alcantarillado, se acostumbra establecer y dejar prevista una conexión en Y o en T en cada lote edificado o en cada lugar donde haya que conectar un desagüe doméstico.

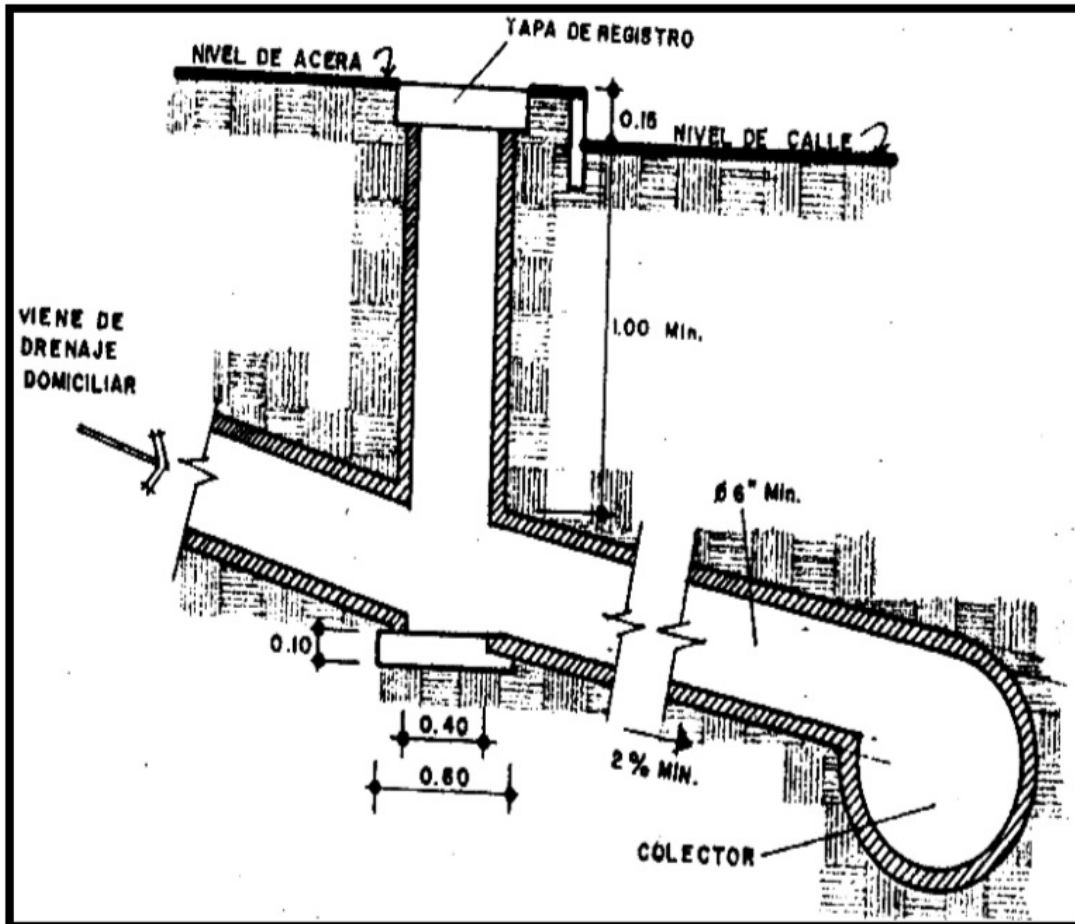
Las conexiones deben taparse e impermeabilizarse para evitar la entrada de aguas subterráneas y raíces. En colectores pequeños es más conveniente una conexión en Y, ya que proporciona una unión menos violenta de los escurrimientos que la que se conseguiría con una conexión en T.

Sin embargo, la conexión en T es más fácil de instalar en condiciones difíciles. Una conexión en T bien instalada es preferible a una conexión en Y mal establecida. Es conveniente que el empotramiento con el colector principal se haga en la parte superior para impedir que las aguas negras retornen por la conexión doméstica cuando el colector esté funcionando a toda su capacidad.

La conexión doméstica se hace por medio de una caja de inspección, construida de mampostería o con tubos de cemento colocados en una forma vertical (candelas), en la cual se une a la tubería proveniente del drenaje de la edificación a servir, con la tubería que desaguará en el colector principal. La tubería entre la caja de inspección y el colector debe tener un diámetro no menor a 0,15 metros (6 pulgadas) y debe colocarse con una pendiente del 2 % mínimo.

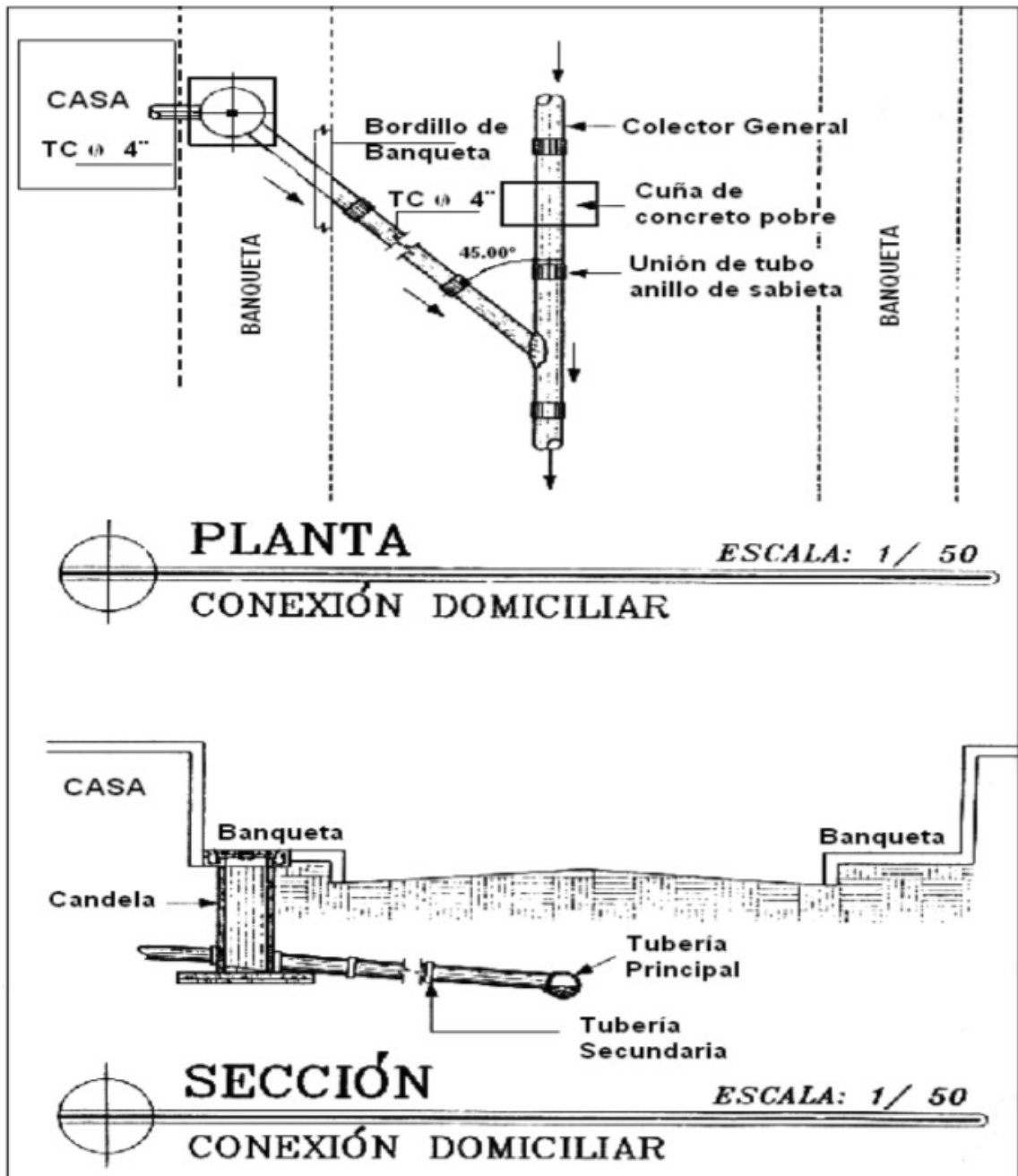
- Caja o candela: la conexión se realiza por medio de tubos de concreto colocados verticalmente, con un diámetro no menor de 12 pulgadas y una altura mínima de 1 metro. Deben estar impermeabilizados por dentro y tener una tapadera de concreto para realizar inspecciones. El fondo tiene que ser fundido de concreto y se debe dejar la respectiva pendiente para que las aguas fluyan por la tubería secundaria y pueda llevarla al colector central. Se deberá ubicar a una distancia entre 1,20 a 2,00 metros de la línea de propiedad, ya sea a izquierda o derecha.
- Tubería secundaria: sirve para unir la conexión de la candela domiciliar con el colector central. Debe tener un diámetro mínimo de 6 pulgadas para tubería de concreto y de 4 pulgadas para tubería de PVC. Debe tener una pendiente mínima del 2 % y no mayor del 6 %, a efecto de evacuar adecuadamente el agua. La conexión con el colector central se hará en el medio diámetro superior, a un ángulo horizontal de 45° con la línea central de la tubería en dirección del flujo.

Figura 26. Detalle conexiones domiciliarias



Fuente: CABRERA, Ricardo Antonio. *Apuntes de Ingeniería Sanitaria 2*. p.26.

Figura 27. Detalle dos conexiones domiciliars



Fuente: OROZCO, Juan Adolfo. *Diseño de Drenaje Sanitario Aldea San Pedro Petz departamento de San Marcos.* p.26.

3.2.6. Procedimiento de diseño hidráulico

Se realizará el diseño de drenaje sanitario para la aldea La Rinconada, en Jocotenango, Sacatepéquez. Con el diseño hidráulico se determinan los componentes, dimensiones de la red y funcionamiento del mismo, de tal manera que se puedan aplicar las necesidades sanitarias para esta comunidad.

3.2.6.1. Diseño de la red de alcantarillado

A continuación, se presenta el ejemplo de un tramo de alcantarillado sanitario, entre los pozos de visita PV-1 y PV-2. Se utiliza un diámetro mínimo de 6 pulgadas para la red principal; 4 pulgadas para las conexiones domiciliarias.

- Período de diseño: como período de diseño del proyecto se tomaron en cuenta 21 años, considerando un año para la aprobación de la ejecución del proyecto y 20 años libres de período.
- Población de diseño; es la población que contribuirá con caudales al sistema de drenaje sanitario al final del período de diseño. Tomando en cuenta que la aldea San José La Rinconada se encuentra en vías de desarrollo y con un crecimiento a ritmo exponencial, la población de diseño será calculada a través del método geométrico.

Para aplicar el método se debe conocer la población actual, la tasa de crecimiento poblacional y el período de diseño, que para este caso serán:

Densidad poblacional:	8 habitantes/vivienda
No. de viviendas:	100 viviendas
Población actual (P_0):	800 habitantes
Tasa de crecimiento (r):	2,94%, según INE

Período de diseño (n): 21 años

Población de diseño (P_f): Se calcula a través del método del incremento geométrico.

- Método del incremento geométrico

$$P_o = 16 * (1 + 0,02941)^{21} = 29 \text{ habitantes.}$$

$$P_f = 1040 * (1 + 0,02941)^{21} = 1912 \text{ habitantes.}$$

- Caudal domiciliar (Q_{DOM})

$$Q_{DOMact} = \frac{16 * 100 * 0,85}{86400} = 0,016 \text{ l/s}$$

$$Q_{DOMfut} = \frac{29 * 100 * 0,85}{86400} = 0,029 \text{ l/s}$$

- Caudal comercial y caudal industrial: tanto el caudal comercial como el caudal industrial no se tomarán en cuenta para el presente diseño de drenaje sanitario, pues la aldea San José La Rinconada es un área de uso habitacional, ya que no existen edificaciones comerciales ni industrias en ella.

- Caudal de conexiones ilícitas

$$Q_{CIact} = 10 \% * (Q_{DOM})$$

$$Q_{CIact} = 10 \% * (0,016) = 0,0016 \text{ l/s}$$

$$Q_{CIfut} = 10 \% * (0,029) = 0,0029 \text{ l/s}$$

- Caudal de infiltración: en este diseño el caudal de infiltración es considerado cero, ya que la tubería utilizada para el diseño del drenaje sanitario será PVC, norma ASTM D-3034.
- Caudal sanitario

$$Q_{SAN} = Q_{DOM} + Q_{COM} + Q_{IND} + Q_{CI} + Q_{INF}$$

$$Q_{SAN\ INV\ actual} = 0,016 + 0 + 0 + 0 + 0,0016 = 0,018\ l/s$$

$$Q_{SAN\ INV\ futuro} = 0,029 + 0 + 0 + 0 + 0,0029 = 0,032\ l/s$$

- Factor de Harmond (F.H.)

$$FH_{actual} = \left(\frac{18 + P^{1/2}}{4 + P^{1/2}} \right) = \left(\frac{18 + \left(\frac{16}{1000} \right)^{1/2}}{4 + \left(\frac{16}{1000} \right)^{1/2}} \right) = 4,39$$

$$FH_{futuro} = \left(\frac{18 + P^{1/2}}{4 + P^{1/2}} \right) = \left(\frac{18 + \left(\frac{29}{1000} \right)^{1/2}}{4 + \left(\frac{29}{1000} \right)^{1/2}} \right) = 4,36$$

- Factor de caudal medio (fqm)

$$fqm = \frac{Q_{SANITARIO}}{No. habitantes}$$

$$fqm\ actual = \frac{0,018}{16} = 0,001078$$

$$fqm\ futuro = \frac{0,032}{29} = 0,001075$$

Debido a que fqm no cumple con el rango establecido, se toma un fqm de 0,002.

- Caudal de diseño

$$q_{dis} = \#hab.* F.H.* f_{qm}$$

Entonces,

$$q_{dis\ actual} = 16 * 4,39 * 0,002 = 0,141\ l/s$$

$$q_{dis\ futuro} = 29 * 4,36 * 0,002 = 0,256\ l/s$$

- Principios hidráulicos: a través del análisis y la investigación del funcionamiento de colectores de aguas residuales, se ha establecido que las condiciones del flujo y las pendientes hidráulicas en sistemas sanitarios que trabajan por gravedad pueden ser determinadas mediante la ecuación de Manning, suponiendo que el flujo es permanente y uniforme.

El principio básico de un drenaje sanitario es transportar las aguas negras a través de tuberías como si fuesen canales abiertos, funcionando por gravedad, con un flujo determinado por la pendiente y la rugosidad de la tubería.

Al utilizar tuberías cerradas subterráneas, la superficie del flujo se ve afectada solamente por la presión atmosférica y, eventualmente, por presiones producidas por los gases que se forman por la descomposición de la materia transportada en la tubería.

Los sistemas de alcantarillado circular trabajan comúnmente a sección parcialmente llena, ya que el caudal nunca es constante. Provocan con ello una variación en el flujo, la cual hace variar el área transversal del líquido y la velocidad de este.

El dimensionamiento de la sección del conducto se hará con base en la fórmula de Manning, con los valores de caudal (q), rugosidad (n) y pendientes (s) escogidas.

- Diámetro mínimo: el diámetro mínimo de tubería que se utilizará en el presente diseño de alcantarillado sanitario será de 6 pulgadas para tubería de PVC, con el fin de cumplir con los requerimientos de limpieza y flujo, y evitar obstrucciones.

En las conexiones domiciliarias el diámetro mínimo será de 6 pulgadas para tubería de concreto y de 4 pulgadas para tubería de PVC. La candela de registro será de un diámetro mínimo de 12 pulgadas.

- Pendientes: el diseño usual del alcantarillado sanitario considera que la pendiente mínima que tendrá una alcantarilla está dada por la inclinación de la tubería, con la cual se logrará mantener la velocidad mínima y transportar el caudal máximo con un nivel por debajo del 75 % del diámetro. Mientras, la pendiente máxima será calculada para la velocidad máxima permisible.

Las pendientes de tuberías deben seguir, hasta donde sea posible, la inclinación del terreno y, de ser posible, con pendientes menores. Estas permiten mantener las condiciones de flujo mínimas, al igual que la profundidad de la tubería mínima; todo esto con el objeto de tener excavaciones mínimas.

Deben evitarse las disminuciones bruscas de la pendiente, las reducciones de la sección y en general cualquier causa de disturbios del régimen que ocasionen remansos, resaltos hidráulicos, entre otros

Para el presente diseño de alcantarillado sanitario en la aldea La Rinconada, la pendiente para el tramo en diseño corresponde a 11,16 %, acorde también a la pendiente del terreno natural.

- Velocidades mínimas y máximas: la determinación de la velocidad mínima del flujo permite verificar la autolimpieza de las alcantarillas en las horas en las que el caudal de aguas residuales es mínimo; además, se busca evitar la sedimentación de sólidos en la red.

A su vez, la velocidad mínima de autolimpieza es fundamental para minimizar las pendientes de las redes colectoras, principalmente en áreas planas, haciendo posible economizar la excavación y la reducción de los costos. La acción erosiva sobre la tubería es el factor más importante para la determinación de la velocidad máxima de las aguas residuales.

Cuando se emplea tubería de PVC se debe utilizar pendientes que permitan una velocidad mínima de 0,60 m/s y una velocidad máxima de 3 m/s.

$$V = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

Para el cálculo de la velocidad y el caudal en tuberías con sección llena, el radio hidráulico será:

$$R = \frac{D}{4}$$

Al sustituir el valor del radio hidráulico en la ecuación de Manning, ésta queda de la siguiente manera:

$$V = \frac{0,03429 * (D)^{2/3} * (S)^{1/2}}{0,010}$$

$$V = \frac{0,03429 * (6'')^{2/3} * (0,11)^{1/2}}{0,010} = 3,76 \text{ m/s}$$

- Caudal a sección llena

$$Q = 0,0005067 * \left(3,76 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right) * (6'')^2 * 1\,000 = 68,50 \text{ l/s}$$

Donde:

V = velocidad (m/s)

Q = caudal del flujo a sección llena (l/s)

D = diámetro de la sección circular (pulg.)

S = pendiente de la gradiente hidráulica (m/m)

n = coeficiente de rugosidad de Manning, 0,010 para tubo PVC norma D – 3034.

R_H = radio hidráulico, que es igual al área del flujo entre el perímetro mojado.

- Relación de caudales: es la relación que existe entre el caudal de diseño y el caudal a sección llena. Es la base para la determinación de la relación de velocidades y el tirante de flujo.

Se obtiene la relación q/Q para las condiciones actuales y futuras.

$$\frac{Q_{dis. act.}}{Q_{secc. llena}} = \frac{0,141 \frac{\text{l}}{\text{s}}}{68,50 \frac{\text{l}}{\text{s}}} = 0,0021$$

$$\frac{Q_{dis. fut.}}{Q_{secc. llena}} = \frac{0,256 \text{ l/s}}{68,50 \text{ l/s}} = 0,003$$

Donde:

q = Caudal a sección parcialmente llena

Q = Caudal a sección llena

- Relación de velocidades: la relación de caudales obtenida anteriormente, se busca en la tabla de relaciones hidráulicas o en la curva de elementos hidráulicos de sección circular, con el objetivo de encontrar su respectiva relación de velocidades, de la cual encontramos que:

$$\frac{v \text{ act.}}{V \text{ secc. Llena}} = 0,1958$$

Después se busca este valor en las tablas de diseño hidráulico. La velocidad de diseño está dada por:

$$v = \frac{v}{V} * V$$

$$v = 0,1958 * 3,76 \frac{m}{s} = 0,74 \text{ m/s}$$

La velocidad es correcta, ya que se está en el rango permisible. [0,60 m/s – 3,00 m/s], según las normas generales para el diseño de alcantarillado del Instituto de Fomento Municipal, (INFOM).

$$\frac{v \text{ fut.}}{V \text{ secc. Llena}} = 0,2363$$

$$v = 0,2363 * 3,78 \frac{m}{s} = 0,89 \text{ m/s}$$

La velocidad es correcta, ya que se está en el rango permisible. [0,60 m/s – 3,00 m/s], según las normas generales para el diseño de alcantarillado del Instituto de Fomento Municipal (INFOM).

- Relación de tirantes: el alcantarillado sanitario usualmente se calcula para transportar el caudal de diseño con un tirante de flujo de 75 % del diámetro de la tubería, no permitiéndose en ningún momento que la alcantarilla trabaje a presión. Este criterio de diseño no especifica un valor de nivel de agua mínimo en la alcantarilla.

Por tanto, el diseño de redes de drenaje sanitario, considera mantener el nivel de agua en las alcantarillas de la siguiente forma:

$$0,10 \leq \frac{d}{D} \leq 0,75$$

Donde d es el nivel del flujo que lleva la tubería y D es el diámetro de la misma.

$$\frac{d}{D} \text{ actual} = 0,03$$

Lo cual indica que no se encuentra entre el rango permisible [0,10 – 0,75]. Esto debido a que se encuentra en un tramo de inicio, pero como se comprobó en las relaciones anteriores cumple con las velocidades mínima y máxima, por lo que no se producirá la decantación de los sólidos.

$$\frac{d}{D} \text{ futura} = 0,04$$

Esta ecuación indica que no se encuentra entre el rango permisible [0,10 – 0,75] porque se encuentra en un tramo de inicio, pero como se comprobó en las

relaciones anteriores, cumple con las velocidades mínima y máxima. Por lo que, no se producirá la decantación de los sólidos.

- Cálculo de cotas invert: se llama cota invert a la parte inferior de la tubería (la que estará en contacto con el suelo). Cuando se está trabajando en el diseño de alcantarillado se tiene que calcular la profundidad mínima, según el reglamento de la Dirección General de Obras Públicas (DGOP) e INFOM será de 1,20 metros en lugares donde no pasan vehículos pesados y de 1,40 metros donde transitan vehículos pesados.

Para el cálculo de las cotas invert de salida de los pozos de visita, existen 2 casos específicos que determinan dichas cotas de salida.

- Cuando a un pozo de visita llega una o varias tuberías de igual diámetro al de la tubería de salida, la cota invert de salida debe ser como mínimo 0,03 metros por debajo de la cota invert más baja de las tuberías que llegan.
- Cuando a un pozo de visita llega una o varias tuberías de distinto diámetro y sale una de distinto diámetro o igual a alguna de las de entrada, la cota invert de salida debe ser como mínimo:
 - 0,03 metros debajo de la cota invert más baja de las tuberías de entrada.
 - La diferencia de diámetros entre la tubería más pequeña entrante y saliente.

Teniendo esta información inicial, el cálculo de las cotas invert se obtienen al restar a la cota de terreno la altura inicial del primer pozo para obtener la primera que sería cota invert de salida y para encontrar la cota invert de entrada se obtiene mediante la diferencia de cota invert de salida menos pendiente de diseño por la distancia. En el proyecto de diseño de alcantarillado para la aldea La Rinconada se ha tomado una profundidad inicial y mínima de 1,20 metros.

- Pozos de visita: son obras accesorias de un sistema de drenaje sanitario, las cuales son construidas con el fin de proporcionar acceso al sistema para realizar trabajos de limpieza e inspección. Por lo general son construidas de mampostería o de concreto.

Según las Normas Generales para Diseño de Alcantarillado del INFOM, los pozos de visitar deberán ser colocados:

- Donde hay cambio de diámetro de tubería.
- Donde hay cambio de pendiente de la tubería.
- En cambios de dirección horizontal para diámetros menores a 24 pulgadas.
- En las intersecciones de tuberías colectoras.
- En los extremos superiores de ramales iniciales.
- A distancia no mayor de 100 metros en línea recta, para diámetros menores a 24 pulgadas.
- A una distancia no mayor a 30 metros en las curvas de colectores visitables.
- En los puntos en los que se dé un cambio de material de la tubería colectora.

El ingreso es circular como un diámetro entre 0,60 y 0,75 metros. La tapadera descansa sobre un brocal, ambos construidos de concreto reforzado. En el fondo, se deberá diseñar un canal en dirección del flujo, y una pendiente del 25 % entre el borde del canal y las paredes laterales de la cámara.

Se deberá proyectar caídas especiales cuando la descarga o altura de caída con respecto al fondo del pozo sea mayor de 1 metro. Para evitar la formación de remansos, el fondo del pozo deberá tener una pendiente similar a la pendiente mayor de los conductos que llegan a ella. Podrá ser construido totalmente de concreto o con el cuerpo de ladrillo apoyado sobre una base de concreto.

En el caso que el cuerpo sea de ladrillo, deberá repellarse con mortero interna y externamente para evitar la infiltración en ambos sentidos. El diámetro interno del pozo será 1,20 metros. Para alcantarillas con diámetro menor o igual a 30 pulgadas, el diámetro interno deberá ser igual al diámetro de la tubería mayor que llegue al pozo más 0,60 metros. Además, deberá ser provisto en su interior, de peldaños con diámetro no menor de $\frac{3}{4}$ “, separados verticalmente 0,30 metros.

- Profundidad mínima de tubería: la profundidad mínima de la tubería deberá ser la requerida para prever el drenaje de todas las áreas vecinas, sin que interfiera con otros servicios públicos existentes o proyectados, y que garantice que la descarga de los lotes de pueda realizar por gravedad.

Medida desde la superficie del terreno a la parte superior de la tubería, deberá ser por lo menos de 1,00 metro en zonas con tráfico normal y por lo menos de 1,20 metros en zonas de tráfico pesado. Para el presente diseño la tubería se supone a 1,00 metro de profundidad. La profundidad máxima será aquella que no ofrezca dificultades constructivas, de acuerdo al tipo de suelo y que no obligue

al tendido de alcantarillas auxiliares. La recomendada por el CEPIS es menor o igual a 5,00 metros.

- Ancho de zanja: el ancho de zanja mínimo está determinado por el espacio mínimo que necesita un operario para instalar la tubería. El fondo de las zanjas debe compactarse y nivelarse con material selecto para evitar que la tubería pueda sufrir algún daño.

En la siguiente tabla se muestra el ancho libre de zanjas, según su profundidad y el diámetro de la tubería a instalar.

Tabla LII. Ancho libre de zanjas para tubería de PVC

Diámetro (plg)	Ancho de zanja (cm.) (según profundidad)						
	Hasta 1.30m	De 1.31 a 1.85m	De 1.86 a 2.35m	De 2.36 a 2.85m	De 2.86 a 3.85m	De 3.86 a 5.35m	De 5.36 a 6.35m
6	60	60	65	65	70	75	80
8	60	60	65	65	70	75	80
10		70	70	70	70	75	80
12		75	75	75	75	75	80
16		90	90	90	90	90	90
18		110	110	110	110	110	110
21		110	110	110	110	110	110
24		135	135	135	135	135	135
30		155	155	155	155	155	155
36			175	175	175	175	175
42				190	190	190	190
48				210	210	210	210
60				245	245	245	245

Fuente: AMANCO-TUBOVINIL. *Norma ASTM 3034, tuberías de PVC para alcantarillado sanitario*. p. 14.

Tabla LIII. Tablas de diseño de alcantarillado tramo 1

Tramo	#Hab	#HabAcum.	Dotacion	F.R	Q dom.	Q ci	Q sanitario	F.H	F. Qmedio	q dis (l/s)	D (")	R(m)	s%/100	s%	L tub	n
1	29	29	100	0,85	0,02853	0,00285	0,03138	4,36	0,002	0,253	6	0,0381	0,1100	11,00	43,65	0,01
2	44	74	100	0,85	0,07280	0,00728	0,08008	4,28	0,002	0,633	6	0,0381	0,1400	14,00	81,77	0,01
3	235	309	100	0,85	0,30399	0,03040	0,33439	4,07	0,002	2,517	6	0,0381	0,1824	18,24	94,19	0,01
4	29	338	100	0,85	0,33252	0,03325	0,36578	4,06	0,002	2,742	6	0,0381	0,0972	9,72	42,61	0,01
5	29	368	100	0,85	0,36204	0,03620	0,39824	4,04	0,002	2,973	6	0,0381	0,0925	9,25	59,43	0,01
6	118	485	100	0,85	0,47714	0,04771	0,52486	3,98	0,002	3,862	6	0,0381	0,0754	7,54	91,17	0,01
7	0	485	100	0,85	0,47714	0,04771	0,52486	3,98	0,002	3,862	6	0,0381	0,0161	1,61	31,75	0,01
8	235	721	100	0,85	0,70932	0,07093	0,78025	3,89	0,002	5,605	6	0,0381	0,0845	8,45	77,63	0,01
9	162	882	100	0,85	0,86771	0,08677	0,95448	3,83	0,002	6,764	6	0,0381	0,0891	8,91	90,91	0,01
10	147	1029	100	0,85	1,01233	0,10123	1,11356	3,79	0,002	7,804	6	0,0381	0,0866	8,66	62,15	0,01
11	103	1132	100	0,85	1,11366	0,11137	1,22502	3,76	0,002	8,523	6	0,0381	0,0598	5,98	50,47	0,01
12	338	1470	100	0,85	1,44618	0,14462	1,59080	3,69	0,002	10,837	6	0,0381	0,0294	2,94	59,62	0,01
13	0	1470	100	0,85	1,44618	0,14462	1,59080	3,69	0,002	10,837	6	0,0381	0,0596	5,96	91,24	0,01
14	0	1470	100	0,85	1,44618	0,14462	1,59080	3,69	0,002	10,837	6	0,0381	0,0120	1,20	86,44	0,01
15	0	1470	100	0,85	1,44618	0,14462	1,59080	3,69	0,002	10,837	6	0,0381	0,0021	3,00	84,88	0,01
16	0	1470	100	0,85	1,44618	0,14462	1,59080	3,69	0,002	10,837	6	0,0381	0,0196	1,96	59,71	0,01
17	0	1470	100	0,85	1,44618	0,14462	1,59080	3,69	0,002	10,837	6	0,0381	0,0218	2,18	46,88	0,01
18	0	1470	100	0,85	1,44618	0,14462	1,59080	3,69	0,002	10,837	6	0,0381	0,0536	5,36	50,94	0,01
19	0	1470	100	0,85	1,44618	0,14462	1,59080	3,69	0,002	10,837	6	0,0381	0,1246	12,46	39,32	0,01
20	441	1912	100	0,85	1,88102	0,18810	2,06912	3,60	0,002	13,770	6	0,0381	0,0257	2,57	41,95	0,01
21	0	1912	100	0,85	1,88102	0,18810	2,06912	3,60	0,002	13,770	6	0,0381	0,0525	5,25	62,62	0,01
22	0	1912	100	0,85	1,88102	0,18810	2,06912	3,60	0,002	13,770	6	0,0381	0,0533	5,33	77,9	0,01
23	0	1912	100	0,85	1,88102	0,18810	2,06912	3,60	0,002	13,770	6	0,0381	0,1053	10,53	80,83	0,01
24	0	1912	100	0,85	1,88102	0,18810	2,06912	3,60	0,002	13,770	6	0,0381	0,0334	3,34	95,38	0,01
25	0	1912	100	0,85	1,88102	0,18810	2,06912	3,60	0,002	13,770	6	0,0381	0,0733	7,33	98,69	0,01
26	0	1912	100	0,85	1,88102	0,18810	2,06912	3,60	0,002	13,770	6	0,0381	0,0214	2,14	68,14	0,01
27	0	1912	100	0,85	1,88102	0,18810	2,06912	3,60	0,002	13,770	6	0,0381	0,0133	1,33	94,48	0,01
28	0	1912	100	0,85	1,88102	0,18810	2,06912	3,60	0,002	13,770	6	0,0381	0,0064	0,64	90,71	0,01
29	0	1912	100	0,85	1,88102	0,18810	2,06912	3,60	0,002	13,770	6	0,0381	0,0062	0,62	79,31	0,01
30	0	1912	100	0,85	1,88102	0,18810	2,06912	3,60	0,002	13,770	6	0,0381	0,0060	0,60	98,65	0,01
31	0	1912	100	0,85	1,88102	0,18810	2,06912	3,60	0,002	13,770	6	0,0381	0,0196	1,96	68,72	0,01
32	0	1912	100	0,85	1,88102	0,18810	2,06912	3,60	0,002	13,770	6	0,0381	0,0077	0,77	37,68	0,01
33	0	1912	100	0,85	1,88102	0,18810	2,06912	3,60	0,002	13,770	6	0,0381	0,0727	7,27	51,83	0,01

Continuación de tabla LIII.

Velocidad en m/s	Area	Q seccion llena	q/Q	v/V	Chequeo velocidad		d/D	
3,76	1,82	68,50	0,0037	0,236362	0,9	Chequea	0,04	No Chequea
4,24	1,82	77,28	0,008	0,301478	1,3	Chequea	0,06	No Chequea
4,84	1,82	88,21	0,029	0,440505	2,1	Chequea	0,12	Chequea
3,53	1,82	64,38	0,043	0,495268	1,7	Chequea	0,14	Chequea
3,44	1,82	62,83	0,047	0,512541	1,8	Chequea	0,15	Chequea
3,11	1,82	56,69	0,068	0,569685	1,8	Chequea	0,18	Chequea
1,43	1,82	26,18	0,148	0,714949	1,0	Chequea	0,26	Chequea
3,29	1,82	60,04	0,093	0,625939	2,1	Chequea	0,21	Chequea
3,38	1,82	61,65	0,110	0,65583	2,2	Chequea	0,22	Chequea
3,33	1,82	60,77	0,128	0,687704	2,3	Chequea	0,24	Chequea
2,77	1,82	50,52	0,169	0,742568	2,1	Chequea	0,28	Chequea
1,94	1,82	35,38	0,306	0,878192	1,7	Chequea	0,38	Chequea
2,76	1,82	50,43	0,215	0,79567	2,2	Chequea	0,31	Chequea
1,24	1,82	22,65	0,478	0,988752	1,2	Chequea	0,49	Chequea
0,52	1,82	9,51	1,139	1,124311	0,6	Chequea	0,90	Chequea
1,58	1,82	28,91	0,375	0,928069	1,5	Chequea	0,42	Chequea
1,67	1,82	30,46	0,356	0,915317	1,5	Chequea	0,41	Chequea
2,62	1,82	47,81	0,227	0,807884	2,1	Chequea	0,32	Chequea
4,00	1,82	72,91	0,149	0,716516	2,9	Chequea	0,26	Chequea
1,82	1,82	33,14	0,416	0,953392	1,7	Chequea	0,45	Chequea
2,60	1,82	47,34	0,291	0,866329	2,2	Chequea	0,37	Chequea
2,61	1,82	47,67	0,289	0,863921	2,3	Chequea	0,37	Chequea
3,67	1,82	67,01	0,205	0,785985	2,9	Chequea	0,31	Chequea
2,07	1,82	37,77	0,365	0,920578	1,9	Chequea	0,42	Chequea
3,06	1,82	55,90	0,246	0,827661	2,5	Chequea	0,34	Chequea
1,66	1,82	30,23	0,455	0,976157	1,6	Chequea	0,47	Chequea
1,31	1,82	23,85	0,577	1,035662	1,4	Chequea	0,55	Chequea
0,91	1,82	16,51	0,834	1,118732	1,0	Chequea	0,70	Chequea
0,89	1,82	16,23	0,848	1,122111	1,0	Chequea	0,71	Chequea
0,88	1,82	16,00	0,861	1,124618	1,0	Chequea	0,72	Chequea
1,59	1,82	28,95	0,476	0,986983	1,6	Chequea	0,49	Chequea
0,99	1,82	18,12	0,760	1,100245	1,1	Chequea	0,65	Chequea
3,05	1,82	55,70	0,247	0,827661	2,5	Chequea	0,34	Chequea

Continuación de tabla LIII.

DE	A	CTi	CTf	Dh	S%	CIS	CIE	Hpozo
P.V.I	P.V.F							
1	2	1681,81	1676,94	43,65	0,11157	1680,61	1675,74	1,20
2	3	1676,94	1665,49	81,77	0,14003	1675,71	1664,26	1,23
3	4	1665,49	1648,31	94,19	0,1824	1664,26	1647,08	1,23
4	5	1648,31	1644,17	42,61	0,09716	1647,05	1642,91	1,26
5	6	1644,17	1638,67	59,43	0,09255	1642,88	1637,38	1,29
6	7	1638,67	1631,80	91,17	0,07535	1637,35	1630,48	1,32
7	8	1631,80	1631,29	31,75	0,01606	1630,48	1629,97	1,32
8	9	1631,29	1624,73	77,63	0,0845	1629,94	1623,38	1,35
9	10	1624,73	1616,63	90,91	0,0891	1623,35	1615,25	1,38
10	11	1616,63	1611,25	62,15	0,08656	1615,22	1609,84	1,41
11	12	1611,25	1608,23	50,47	0,05984	1609,81	1606,79	1,44
12	13	1608,23	1606,48	59,62	0,02935	1606,76	1605,01	1,47
13	14	1606,48	1601,04	91,24	0,05962	1604,98	1599,54	1,50
14	15	1601,04	1600,00	86,44	0,01203	1599,54	1598,50	1,50
15	16	1600,00	1599,82	84,88	0,00212	1598,47	1598,29	1,53
16	17	1599,82	1598,65	59,71	0,01959	1598,26	1597,09	1,56
17	18	1598,65	1597,63	46,88	0,02176	1597,06	1596,04	1,59
18	19	1597,63	1594,90	50,94	0,05359	1596,01	1593,28	1,62
19	20	1594,90	1590,00	39,32	0,12462	1593,25	1588,35	1,65
20	21	1590,00	1588,92	41,95	0,02574	1588,32	1587,24	1,68
21	22	1588,92	1585,63	62,62	0,05254	1587,21	1583,92	1,71
22	23	1585,63	1581,48	77,9	0,05327	1583,89	1579,74	1,74
23	24	1581,48	1572,97	80,83	0,10528	1579,71	1571,20	1,77
24	25	1572,97	1569,78	95,38	0,03345	1571,17	1567,98	1,80
25	26	1569,78	1562,55	98,69	0,07326	1567,95	1560,72	1,83
26	27	1562,55	1561,09	68,14	0,02143	1560,69	1559,23	1,86
27	28	1561,09	1559,83	94,48	0,01334	1559,20	1557,94	1,89
28	29	1559,83	1559,25	90,71	0,00639	1557,94	1557,36	1,89
29	30	1559,25	1558,76	79,31	0,00618	1557,33	1556,84	1,92
30	31	1558,76	1558,86	98,65	0,006	1556,81	1556,22	1,95
31	32	1558,86	1557,51	68,72	0,01964	1556,19	1554,84	2,67
32	33	1557,51	1557,22	37,68	0,0077	1554,81	1554,52	2,70
33	34	1557,22	1553,45	51,83	0,07274	1554,49	1550,72	2,73

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2018.

3.3. Presupuesto

El presupuesto para la construcción del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea San José La Rinconada, Jocotenango se desglosa en 8 renglones de trabajo, los cuales se detallan en la siguiente tabla.

Tabla LIV. **Presupuesto para el sistema de alcantarillado sanitario, aldea San José La Rinconada, Jocotenango.**

<i>Construcción de sistema de Alcantarillado Sanitario, Aldea San Jose La Rinconada, Jocotenango, Sacatepequez</i>					
No.	REGLON	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1 TRABAJOS PRELIMINARES					
1,1	Replanteo topografico	ml	2 291,65	Q 415,30	Q 951 722,25
1,2	Limpieza, trazo, estaqueo	ml	2 291,65	Q 82,32	Q 188 648,63
2 TUBERÍA PRINCIPAL					
2,1.	Excavación de zanja para tubería principal	m3	3 428,31	Q 504,95	Q 1 731 124,33
2,2	Instalacion de tuberia Ø 6" PVC	ml	2 291,65	Q 250,43	Q 573 897,91
2,3	Relleno de material selecto y compactación de zanja para tubería principal	m3	3 398,48	Q 828,18	Q 2 814 554,92
3 OBRAS COMPLEMENTARIAS					
3,1	Excavación pozo de visita altura promedio 1.87m	m3	69,80	Q 1 676,92	Q 117 049,02
3,2	Construcción cuerpo pozo de visita	Unidad	33,00	Q 7 489,33	Q 247 147,89
3,3	Construcción domiciliar	Unidad	130,00	Q 6 274,81	Q 815 725,30
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q7 439 870,23
COSTO TOTAL DEL PROYECTO EN USD. Tipo de cambio Noviembre 2,019 \$7.71					\$ 964 963,71

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2018.

3.4. Análisis socioeconómico

El análisis socioeconómico trata del tiempo en el cual será reembolsado el costo del proyecto. El tiempo de reembolso debe ser el menor que se pueda para que empiece a generar ganancias. Por medio de este estudio se puede conocer la rentabilidad del proyecto. En este caso se analizó el valor presente neto y su comparación con la tasa interna de retorno.

3.4.1. Valor presente neto

Al investigar diferentes situaciones económicas se observa que el tiempo es un factor continuo indispensable. Las escalas de tiempo son frecuentemente necesarias para visualizar el flujo previsto de efectivo resultante de una inversión propuesta. Así, las cantidades que se indiquen sobre la escala de tiempo se consideran como desembolso o ingresos. Es decir, que el valor del dinero cambia conforme el tiempo, debido a diferentes factores tales como inflación, mercado, entre otros.

Dicho valor se utiliza para comparar alternativas de inversión. Consiste en transformar la inversión inicial, los ingresos y egresos anuales, así como valores futuros de rescate de un proyecto a un valor presente, a manera de determinar si éste es rentable al término del período de funcionamiento; para el presente proyecto se determina el VPN con una tasa de interés igual a la tasa de rendimiento mínima atractiva en Guatemala que es del orden de 12,5 % y puede ser más, quizá el 15 %, pero difícil de obtener. El procedimiento a realizar es el siguiente:

La municipalidad de Jocotenango pretende invertir Q 7 439 898,81 en la ejecución del proyecto de la red de drenaje sanitario para la aldea San José La Rinconada. Para esto se emplearán los servicios de técnicos encargados de limpieza del drenaje sanitario, con un sueldo de Q 1 500,00. No se estiman ingresos. El período de diseño es de 21 años.

Tabla LV. **Costo de la red de drenaje pluvial.**

Operación		Resultado
Costo inicial	Q -	Q 7 439 898,81
Ingreso inicial	0	Q -
Costo anual	(Q1500,00) *(12 meses)	Q 18 000,00
Ingreso anual	Q -	Q -
Vida útil en años		21 años

Fuente: elaboración propia.

Se utiliza el signo negativo para los egresos y el positivo para los ingresos:

$$VPN = -\text{Costo inicial} + \text{Ingreso inicial} - \text{Costo anual} * (1 + \text{tasa de interés})^n + \text{Ingreso anual} * (1 + \text{tasa de interés})^n$$

$$VPN = -7\,439\,898,81 + Q\,0,00 - Q\,18\,000,00 * (1 + 0,125)^{21}$$

$$VPN = -Q\,7\,653\,436,96$$

El valor presente neto es negativo, ya que la inversión inicial es muy alta y el ingreso es nulo. Lo más recomendable sería no aceptar la ejecución del proyecto, ya que no se recuperará el dinero invertido, pero como este proyecto es de necesidad primaria, es conveniente la inversión, ya que se beneficiará a muchas familias y mejorará la calidad de vida de los habitantes de la aldea San José La Rinconada.

3.4.2. Tasa interna de retorno

La tasa interna de retorno se refería a la tasa en que el valor presente neto es igual a cero; se utiliza para medir la rentabilidad de un proyecto. Al no existir ningún ingreso inicial ni anual, el proyecto no presenta una tasa interna de retorno.

3.4.3. Análisis de impacto ambiental

El análisis de impacto ambiental se considera como el conjunto de estudios y sistemas técnicos que permiten estimar los efectos que la ejecución de un determinado proyecto, obra o actividad, causa sobre el medio ambiente.

Los objetivos generales del AIA son:

- Proveer información sobre los efectos ambientales del proyecto propuesto, para evaluar las distintas opciones sobre su ejecución.
- Producir, en la medida de lo posible, proyectos adecuados ambientalmente.

Se tendrá especial cuidado en no cambiar el entorno en el cual se desarrollará el proyecto de drenaje sanitario. Este se ha planificado para que la línea de conducción sea transportada por una ruta en la cual no exista vegetación, además, de esta manera se evitará que las aguas negras corran por la superficie y causen un efecto de impacto ambiental mucho más profundo.

El seguimiento lo darán los empleados de la municipalidad de Jocotenango, los cuales serán supervisados por el profesional a cargo. La frecuencia del seguimiento se dará cuando las condiciones lo exijan, pero en un lapso de 6 meses máximo.

Tabla LVI. **Presentación de instrumento ambiental B2, para diseño de drenaje sanitario**

CARÁTULA DE PRESENTACIÓN INSTRUMENTO AMBIENTAL CATEGORÍA B2		
(ACUERDO GUBERNATIVO 137-2016, REGLAMENTO DE EVALUACIÓN, CONTROL Y SEGUIMIENTO AMBIENTAL Y SU REFORMA)		
Indique con una "X" el tipo de instrumento ambiental que desea ingresar		
EAI	<input checked="" type="checkbox"/>	DABI <input type="checkbox"/>
		Sello y firma de Recibido MARN
No.	ASPECTOS REQUERIDOS	DETALLE DE LA INFORMACIÓN
1	NUMERO DE EXPEDIENTE (uso interno MARN)	
2	NOMBRE COMPLETO DEL PROYECTO	DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO, ALDEA LA RINCONADA, JOCOTENANGO.
3	TOTAL DE FOLIOS AL MOMENTO DEL INGRESO DEL EXPEDIENTE	
4	TIPO DE PROYECTO (industrial, agrícola, residencial.)	ALCANTARILLADO MUNICIPAL.
5	DIRECCION EXACTA DEL PROYECTO	ALDEA LA RINCONADA, JOCOTENANGO SACATEPÉQUEZ.
6	NO. DE FOLIO DONDE SE ENCUENTRAN LOS COSTOS DE MEDIDAS DE MITIGACIÓN.	
INFORMACIÓN DEL PROPONENTE		
7	NOMBRE DE LA EMPRESA O RAZON SOCIAL	MUNICIPALIDAD DE JOCOTENANGO, SACATEPÉQUEZ.
7.1	No. De Escritura Constitutiva	
7.2	Fecha de constitución	
7.3	Número de Registro, Folio y Libro de Patente de Sociedad	
7.4	Número de Registro, Folio y Libro de Patente de Comercio	
7.5	Número de Finca, Folio, Libro y Departamento del sitio del Proyecto	
8	NOMBRE DEL REPRESENTANTE LEGAL O PERSONA INDIVIDUAL	LICENCIADO MARCUS GONZALEZ.
8.1	Número del documento personal de identificación (DPI) del Representante Legal	
9	DIRECCION PARA RECIBIR NOTIFICACIONES	MUNICIPALIDAD DE JOCOTENANGO, SACATEPÉQUEZ.
10	NÚMERO TELEFÓNICO	
11	CORREO ELECTRÓNICO	Municipalidadjocotenango.info@gmail.com

Continuación de la tabla LVI.

12	NÚMERO DE IDENTIFICACIÓN TRIBUTARIA (NIT)	
INFORMACIÓN DE EMPRESA CONSULTORA O CONSULTOR AMBIENTAL		
13	NOMBRE DE EMPRESA O CONSULTOR AMBIENTAL QUE REALIZÓ EL INSTRUMENTO AMBIENTAL Y No. DE LICENCIA AMBIENTAL DE REGISTRO VIGENTE ANTE EL MARN	FERNANDO ESTUARDO GIL LOPEZ.
15	NÚMERO TELEFÓNICO Y CORREO ELECTRÓNICO	3081-3870 Fernandoegil.91@gmail.com
COORDENADAS DEL ÁREA DE UBICACIÓN DEL PROYECTO		
16	UTM (UNIVERSAL TRANSVERSAL DE MERCATOR DATUM WGS84)	743376.5 ; 1612466.2
	GEOGRÁFICAS (DATUM WGS84)	Latitud : 14°34'28" ; Longitud: 90°44'28"

Fuente: MARN. Acuerdo gubernativo 137-2016. Reglamento de evaluación, control y seguimiento ambiental y su reforma.

4. DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL PARA LA ALDEA LA RINCONADA SACATEPÉQUEZ

4.1. Localización de la descarga

El cuerpo de descarga para el diseño del drenaje pluvial de la aldea La Rinconada será el río Guacalate. Este se encuentra contaminado por aguas residuales, provenientes de los municipios por donde pasa y en este mismo se depositan las aguas residuales del municipio de Jocotenango, Sacatepéquez. Actualmente se construye la planta municipal de tratamiento de aguas residuales.

4.2. Análisis hidrológico de la cuenca

Los estudios hidrológicos son necesarios para todas aquellas actuaciones desarrolladas en la zona de la cuenca. La hidrología es necesaria para el desarrollo de nuevas infraestructuras o en los procesos de urbanización residencial o industrial. Estos precisan de estudios hidrológicos. Conocer las cuencas inundables a las afecciones sobre cauces son requisitos imprescindibles antes de comenzar cualquier actuación urbanística o de infraestructuras.

El primer paso para realizar estos estudios es la recopilación de información meteorológica, hídrica y topográfica de la zona de afección del proyecto. En muchos casos se carece de la topografía necesaria para realizar este tipo de estudios o no tiene el nivel de detalle requerido por los mismos. En extensiones muy grandes, donde el nivel de detalle exigido puede ser menor, es posible realizar un modelo digital del terreno mediante la interpolación de curvas de nivel

de la topografía existente o creando un nuevo mapa mediante fotografías aéreas restituidas.

4.3. Método racional

En este método se asume que el caudal máximo para un punto dado se alcanza cuando el área tributaria está contribuyendo con su escorrentía superficial, durante un período de precipitación máxima (diseño), debe prolongarse durante un período igual o mayor que el que necesita la gota de agua más lejana para llegar hasta el punto considerado (tiempo de concentración).

Para la utilización de este método se hace necesario el empleo de suficientes datos de precipitación; es el mejor de los métodos, ya que da resultados más confiables. Para este diseño se utilizaron los datos de la estación ubicada en el municipio de Pastores, Sacatepéquez, por ser la más cercana a Jocotenango.

4.3.1. Período de retorno

El período de retorno es la inversa de la probabilidad de que se presente la lluvia de diseño en un determinado intervalo de tiempo. A mayor período de retorno, mayor intensidad de lluvia.

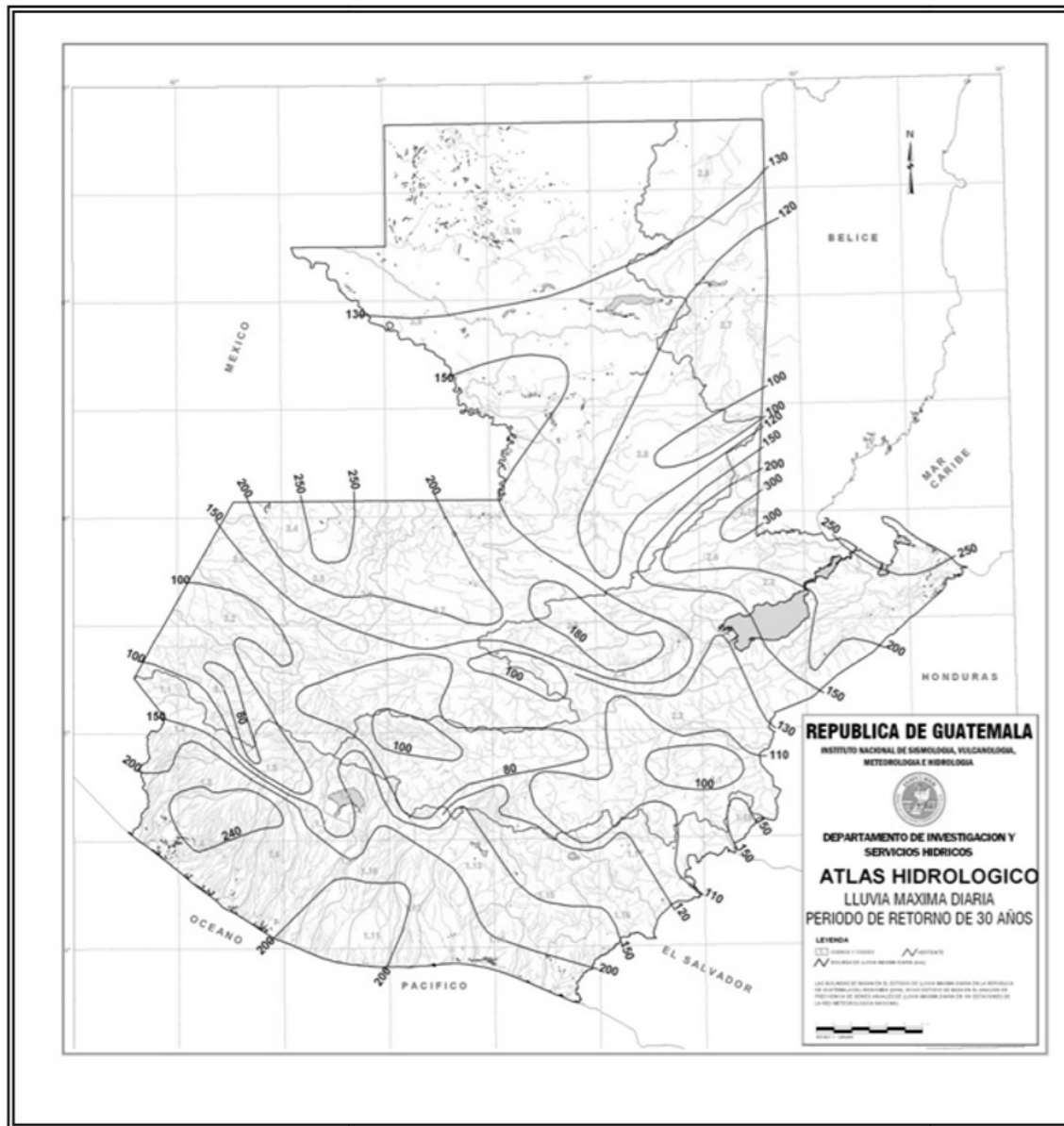
Tabla LVII. **Aplicación del período de retorno**

Período de retorno	Idoneidad de aplicación
T = 5 años	Zonas de baja riqueza del suelo, de baja densidad demográfica (si se permiten inundaciones)
T = 10 años	Zonas de riqueza media del suelo, zonas de residencia habitual
T = 20 - 25 años	Zonas de alto valor del suelo, zonas históricas (en las que sería necesario protección especial)
T = 25 años	Emisarios y colectores principales

Fuente: elaboración propia.

El período de retorno para el diseño del drenaje pluvial para la aldea La Rinconada es T = 30 años.

Figura 28. Lluvia máxima diaria, período de retorno 30 años



Fuente: Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología.

4.3.2. Tiempo de concentración

Es el tiempo que emplea el agua superficial en descender desde el punto más remoto de la cuenca hasta la sección a estudiar. En tramos iniciales el tiempo de concentración será igual al tiempo de entrada y se estimará en 12 minutos. El tiempo de concentración en minutos se calculará así para cada tramo:

$$T_c = T_1 + \frac{L}{60 * V_1}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración hasta el tramo considerado

T_1 = Tiempo de concentración hasta el tramo anterior

L = Longitud del tramo anterior en metros

V_1 = Velocidad a sección llena el tramo anterior

4.3.3. Coeficiente de escorrentía

Es el porcentaje de agua total llovida tomada en consideración, puesto que no todo el volumen de precipitación pluvial drena por medio de la alcantarilla natural o artificial. Esto se debe a la evaporación, infiltración, retención en oquedades del suelo, entre otros, por lo que existirá diferente tipo de coeficiente para cada tipo de terreno, el cual será mayor cuanto más impermeable sea la suficiente.

El coeficiente de escorrentía promedio se calculará así:

$$C = \frac{\sum(c * a)}{\sum a}$$

Donde:

c = Coeficiente de escorrentía de cada una de las áreas parciales.

a = Áreas parciales (hectáreas).

C = Coeficiente de escorrentía promedio del área drenada.

Tabla LVIII. **Valores indicativos del coeficiente de escorrentía**

Valores de C para superficies	Capacidad de infiltración del suelo		
	Mínimo	Máximo	Adoptado
Techos impermeables	0,70	0,95	0,80
Pavimento de asfalto en buen estado	0,85	0,90	0,90
Superficie sin pavimentos, patios y lotes sin construir	0,10	0,90	0,30

Fuente: elaboración propia.

El coeficiente de escorrentía promedio para el presente diseño de alcantarillado pluvial es 0,7840 para todos los tramos.

4.3.4. Intensidad de la precipitación

Es el espesor de la lámina de agua por unidad de tiempo, producida por esta; suponiendo que el agua permanece en el sitio donde cayó. Se mide en milímetros por hora. La intensidad de lluvia se determinó de acuerdo con las curvas de intensidad elaboradas por el INSIVUMEH, con base en estaciones pluviométricas ubicadas en el departamento de Sacatepéquez.

Para el presente trabajo se utilizó la estación ubicada en el municipio de Pastores, Sacatepéquez por ser la más cercana a Jocotenango.

Se tomará la probabilidad de ocurrencia de 10 años, dada por la fórmula siguiente:

$$I = \frac{1,324}{t + 4}$$

Donde:

I = Intensidad de lluvia promedio en la zona drenada en mm/hora

t = tiempo de concentración en minutos

Para este diseño de alcantarillado pluvial el cálculo de la intensidad se determinará para cada tramo.

4.3.5. Cálculo del caudal de diseño

Para la determinación del caudal pluvial se utilizará el método racional, cuya fórmula general es la siguiente:

$$Q = \frac{C.I.A}{360}$$

Donde:

Q = Caudal en m³/s

C = Relación entre la escorrentía y la cantidad de lluvia caída en el área

I = Intensidad de lluvia en mm/hora

A = Área a drenar en hectáreas

Para este diseño de alcantarillado pluvial el cálculo del caudal de diseño se determinará para cada tramo.

4.4. Obras complementarias

Se diseñan para garantizar el buen funcionamiento del sistema de drenaje.

- Pozos de visita: sirven para verificar el buen funcionamiento de la red de tubería, así como para efectuar operaciones de limpieza y mantenimiento; se pueden construir de cualquier material, siempre que sea impermeable y duradero, dentro del período de diseño. Se diseñan en los siguientes casos:
 - Cambio de diámetro.
 - Cambio de pendiente.
 - Cambios de dirección horizontal, para diámetros menores de 24”.
 - Las intersecciones de dos o más tuberías.
 - Los extremos superiores de ramales iniciales.
 - A distancias no mayores de 100 metros en línea recta, en diámetros de hasta 24”.
 - A distancias no mayores de 300 metros en diámetros superiores a 24”.

La diferencia de cotas invert entre las tuberías que entran y salen de un pozo de visita será, como mínimo de 0,03 m.

Cuando el diámetro interior de la tubería que entra a un pozo de visita sea menor que el diámetro interior de la que sale, la diferencia de cotas invert será, como mínimo, la diferencia de dichos diámetros. Cuando la diferencia sea mayor que 0,70 metros, deberá diseñarse un accesorio especial que encauce el caudal con un mínimo de turbulencia.

- Tragantes: se consideran a los tragantes como aberturas colocadas en las cunetas, para absorber las aguas de tormenta y conducir las al colector principal de aguas pluviales. Se diseñan para asumir todo el caudal de escorrentía que pase por su punto de ubicación, y evitar la entrada de sólidos que puedan obstruir los conductos, de acuerdo con los siguientes criterios:
 - En la parte baja, al final de cada cuadra, a 5,00 metros de la esquina.
 - En puntos intermedios de las cuerdas, cuando el caudal acumulado provoque un tirante superior a 0,10 metros.
 - La distancia entre sumideros varía de acuerdo al tipo de calle y la intensidad de las lluvias de la zona.
 - Se recomienda que el tirante de escorrentía no sea mayor a 0,03 metros en promedio, o 0,10 m. en la boca.
 - Los tragantes se diseñaron con paredes de ladrillo, unido con un mortero de cemento y arena en proporción 1:3 reforzado a cada 0,50 m. y revestido interiormente con enlucido del mismo mortero de un espesor de 0,002 m. La base y tapadera de concreto armado en ambos sentidos, con una proporción de 1:2:4 y espesor de 0,20 y 0,10 m. respectivamente, como recomienda el Colegio de Ingenieros de Guatemala.
 - La boquilla o pañuelo del tragante tiene por objeto captar toda el agua posible y conducirla hacia la entrada del tragante. Estas se diseñaron de 1,50 m de largo por 0,50 m de ancho, con pendiente de 14 % hacia la entrada del tragante, comenzando 0,50 m aguas arriba de la toma del tragante para asegurar captar toda el agua posible.
 - Los mismos miden 1 m de ancho, 0,80 m de largo y 1,55 m de altura.

- Únicamente en aquellas calles que cuenten con pavimento, que hayan recibido o que vayan a recibir algún tipo de tratamiento para estabilizar su superficie.
 - Únicamente cuando las calles cuenten con bordillo o que se conozcan las cotas definitivas de la rasante.
- Selección adecuada del tipo de tragante: la selección del tipo de tragante apropiado es de suma importancia, pues esta selección depende de la capacidad de captación, eficiencia hidráulica, localización de la entrada, seguridad peatonal y de bicicletas y condiciones de carga.

Tabla LIX. **Uso de tragante según su tipo de entrada**

Tipo de tragante según su entrada	Descripción de uso
Tragante de ventana o acera	En pendientes menores de 3 %.
Tragante de rejilla en cuneta	En pendientes mayores de 3 %.
Tragante mixto	En donde por condiciones de tránsito se necesita un tragante de ventana, pero cuya eficiencia sea menor del 70 % por la pendiente pronunciada.
Tragante transversal o de calzada	En condiciones de gran aporte de escorrentía superficial. Se recomienda su uso en áreas de poco tránsito vehicular.

Fuente: SÁNCHEZ HERRERA, Alfredo Alejandro. *Procedimiento general de diseño hidráulico de tragantes para alcantarillado pluvial*. p.46.

4.5. Desarrollo para el cálculo de alcantarillado

El área por drenar del tramo 1-2 es de:

$$A = (\text{dist. Pozos}) * (\text{ancho de calle} + \text{largo de calles laterales})$$

Donde:

Ancho de calle = 6 m

Largo de calle = 75 m

(Estos datos se obtuvieron con base en mediciones hechas en el lugar)

$$A = (76) * (6 + 75 + 75) / (10\ 000) = 1,1856 \text{ ha}$$

Tabla LX. **Integración de coeficiente de escorrentía**

% de Áreas	C	a	C*a
Casas 44%	0,800	0,522	0,417
Áreas verdes 12%	0,300	0,142	0,043
Calles 44%	0,900	0,522	0,470
Sumatoria		1,186	0,930

Fuente: elaboración propia.

$$C = \frac{0,930}{1,1856} = 0,7840$$

En tramos iniciales, el tiempo de concentración será igual al tiempo de entrada y se estimará en 12 minutos.

La intensidad de lluvia se calcula de la siguiente manera:

$$I = \frac{1,324}{12 + 4} = 82,75 \text{ mm/h}$$

El caudal de escorrentía de diseño está dado por:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360} = \frac{0,784 * 82,75 * 1,19}{360} * 1\ 000 = 214,451 \frac{l}{s}$$

Iniciando con un tubo de 12" y una pendiente de 12,41 % se calcula la velocidad de flujo y el caudal a sección llena.

$$V = \frac{0,03429 * D^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}}{n} = \frac{0,03429 * (12)^{\frac{2}{3}} * (0,124)^{1/2}}{0,015} = 4,221 \text{ m/s}$$

Caudal a sección llena:

$$Q = A * V = \frac{\pi(12 * 0,0254)^2}{4} * 4,221 \frac{\text{m}}{\text{s}} * (1000) = 307,988 \text{ l/s}$$

Se procede a la obtención de la relación q/Q

q = Caudal de diseño

Q = Caudal a sección llena

$$q/Q = 0,696 \quad v/V = 1,079$$

Chequeo de velocidad:

$$V = 1,079 * 4,221 \text{ m/s} = 4,554 \text{ m/s}$$

La velocidad de flujo v por norma debe ser mayor de 0,60 m/s, para que no exista sedimentación, y menor o igual que 5,00 m/s para que no exista erosión o desgaste. Por estar dentro del rango permitido, el valor hallado para la velocidad chequea.

Cálculo de tirantes: a partir de la relación q/Q se puede obtener el valor del tirante de agua. Para que no exista taponamiento en la tubería ni se sobrepase la capacidad del tubo, el tirante debe cumplir con la siguiente condición:

$$0,10 \leq \frac{d}{D} \leq 0,90$$

Entonces:

$$\frac{d}{D} = 0,612$$

$0,100 \leq 0,612 \leq 0,90$, lo que indica que es aceptable.

Debido a que la velocidad y diámetro chequean se concluye el cálculo de diseño; este mismo modelo se adoptó para todos los tramos.

- Análisis y diseño hidráulico de elementos de un tragante para alcantarillado pluvial: el análisis y diseño hidráulico de un tragante implica justificar la ubicación, el número y tipo de tragante por utilizar según las características de la zona por drenar, de forma que se garantice un desfogue de caudal de lluvia en una cuenca urbana eficiente y que se sustituya artificial y correctamente los procesos de drenaje de una cuenca que no haya sido alterada por procesos antropogénicos (cuenca rural).
- Diseño hidráulico de tragantes: el diseño hidráulico de tragantes debe tener en consideración que la capacidad de captación debe ser congruente con el diseño hidráulico de la red de alcantarillado en el cual estará conectado, de forma que el caudal producido por una tormenta de lluvia no se convierta en una inundación en las calles y afecte la movilización de vehículos y peatones.
- Caudal máximo en cuneta: para el análisis y diseño hidráulico de un tragante se debe determinar la capacidad máxima de la cuneta que trasportará el caudal producido por una tormenta de lluvia antes de ingresar al tragante; esta capacidad está directamente relacionada con la pendiente longitudinal de la superficie por drenar, del ancho de inundación

permitido (0,75 m según reglamento de EMPAGUA) y del tirante máximo permitido al borde de la acera (0,03 m según reglamento de EMPAGUA).

Las condiciones límite que presenta EMPAGUA son un tanto radicales para la realidad y condiciones actuales de Guatemala. Diversos autores sugieren que el tirante de escorrentía no supere la altura del bordillo de acera (evitar la inundación de aceras) y el ancho de inundación sea como máximo de 3,00 m.

La cuneta se puede considerar como un canal abierto de sección triangular que se forma por el garabito de las calles y por sus características se puede acudir a la ecuación de Manning para su análisis. Al diseñar la cuneta se hace la suposición de un transporte de flujo constante y uniforme, comportamiento que en la práctica no ocurre; el caudal de una cuneta varía aumentándose a medida que aumenta la intensidad de la tormenta y cuando la pendiente longitudinal es muy pequeña (menor que el 1 %). Suponer un flujo constante y uniforme conlleva sobrestimar el caudal que transportará la cuneta.

La ecuación de Manning, descrita en el inciso 3.2 del presente trabajo, adecuada a las características de una sección transversal triangular, se expresa de la siguiente manera:

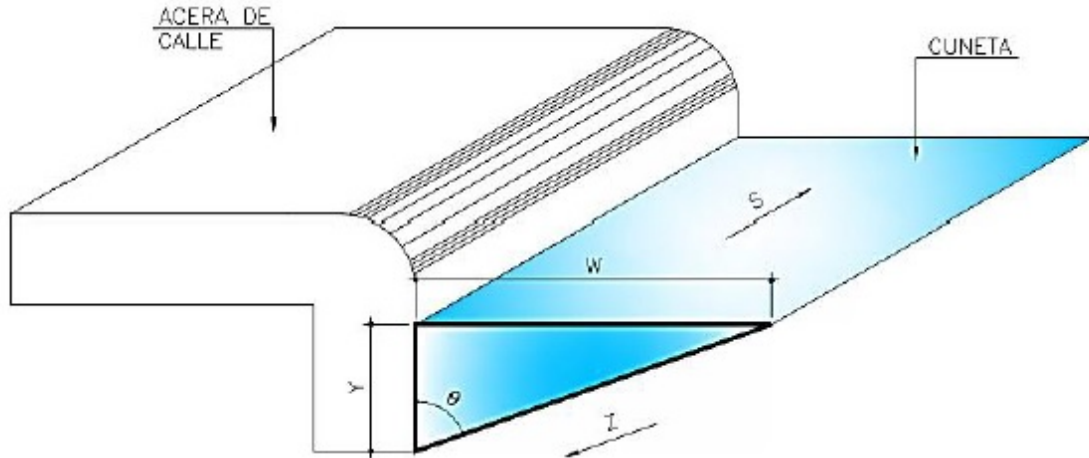
$$Q = 0,375 \frac{Z}{n} Y^{8/3} S^{1/2}$$

En donde:

- Q es el caudal en la cuneta obtenido del método racional, expresado en m³/s.
- z es el inverso de la pendiente transversal de la cuneta expresado 1/(m/m).
- n es el coeficiente de rugosidad de la tabla XL.
- Y es el tirante máximo permitido al borde de la acera expresado en m.

S es la pendiente del canal abierto expresado en m/m.

Figura 29. **Esquema de canal abierto de sección triangular formado en cuneta**



Fuente: SÁNCHEZ HERRERA, Alfredo Alejandro. *Procedimiento general de diseño hidráulico de tragantes para alcantarillado pluvial*. p.77.

A través del esquema de la figura 29 se puede realizar un análisis de trigonometría para determinar el ancho de inundación W producido por determinado caudal de escorrentía. El análisis es el siguiente:

$$W = Y \tan \theta$$

En donde:

W es el ancho de inundación de la calle expresado en m.

Y es el tirante al borde de la acera expresado en m.

θ es el ángulo formado por la pendiente transversal de la calle y la vertical del bordillo de acera, expresado en grados sexagesimales.

Se procede a calcular el tirante en una cuneta para el tramo 1 – 2. Se ha obtenido a través de un estudio hidrológico que el caudal de escorrentía que producirá la tormenta de diseño es de 0,2144 m³/s. La calle de análisis es un pavimento asfáltico con una pendiente longitudinal de 4,00 % y un bombeo de 3,00 %. Debido a que la calle posee un bombeo transversal, significa que el caudal total de la escorrentía se dividirá en dos, yendo en partes iguales a la cuneta de cada lado de la calle.

$$Q = 0,375 \frac{Z}{n} Y^{8/3} S^{1/2}$$

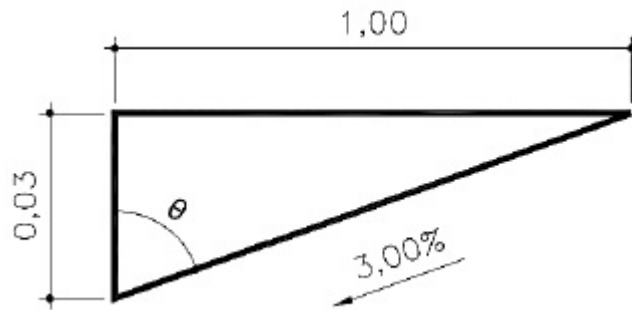
$$\frac{0,21}{2} = 0,375 \frac{1}{\frac{0,030}{0,011}} Y^{8/3} (0,040)^{1/2}$$

$$Y = 0,056 \text{ m}$$

Con el tirante de inundación de 5,60 cm con trigonometría se puede obtener el ancho de inundación, para lo cual se necesita obtener el ángulo entre la pendiente transversal de la calle y la vertical del bordillo de acera.

Se asume un ancho de inundación de 1,00 m para determinar θ , ya que conociendo el porcentaje de la pendiente transversal se sabe que por cada metro, la altura del triángulo que se forma aumentará 0,03 m.

Figura 30. **Esquema de canal abierto de sección triangular formado en cuneta**



Fuente: SÁNCHEZ HERRERA, Alfredo Alejandro. *Procedimiento general de diseño hidráulico de tragantes para alcantarillado pluvial*. p.79.

$$\tan \theta = \frac{1,00}{0,03}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{1,00}{0,03} \right)$$

$$\theta = 88,28^\circ$$

Si se conoce el valor del ángulo se procede a calcular el ancho de inundación real.

$$W = Y \tan \theta$$

$$W = 0,056 \tan(88,28)$$

$$W = 1,864 \text{ m}$$

- Diseño de entrada de tragante: el diseño de la entrada de un tragante depende de las condiciones de la superficie por drenar, ya que con base en ellas se elegirá el tipo de entrada.
 - Tragante de rejilla en cuneta: el diseño de una entrada con rejilla involucra la determinación del área efectiva de captación, ya que, a

diferencia de una entrada de ventana, el área que ocupa la rejilla interfiere en la libre captación del flujo superficial.

La capacidad de captación de una entrada con rejilla se puede determinar de la siguiente manera:

$$Q = 2,96 * A_0 * Y + d_e^{1/2}$$

En donde:

- Q es el caudal en la cuneta expresando en m³/s.
- A₀ es el área efectiva de captación de la rejilla en m².
- Y es el tirante máximo permitido al borde de la acera expresado en m.
- d_e es la depresión de la cuneta expresada en m.

Debido a que una rejilla puede ser obstruida por basura se puede utilizar un factor de seguridad alrededor de 0,75 para el caudal definido por la expresión anterior, esto queda a criterio del diseñador, considerando las características de la zona por drenar.

La longitud de la rejilla en sentido del flujo también es importante para el diseño de la entrada, esto con el propósito de que el flujo alcance a pasar por la rejilla y no se produzca el efecto fuente. Para la determinación de la longitud necesaria para una rejilla se puede utilizar la siguiente expresión empírica:

$$L = 0,94 V H^{0.5}$$

Donde:

- L_F es la longitud necesaria de rejilla en sentido del flujo, expresada en m.
- v es la velocidad media de la escorrentía en cuneta expresada en m/s.

H es el tirante máximo permitido al borde de la acera más el espesor de rejilla expresado en m.

Se procede a diseñar una entrada de tragante con rejilla sin depresión con la capacidad para captar el caudal de escorrentía igual a 0,21 m³/s que puede ser producido por una tormenta. En el tramo 1 – 2 la calle por drenar tiene una longitud de 75 m y 6 m de ancho, con una pendiente transversal de 3,00 % y una pendiente longitudinal de 12,41 %. Del análisis se determinó que el tirante de inundación es de 0,056 m y el ancho de inundación es de 1,86 m.

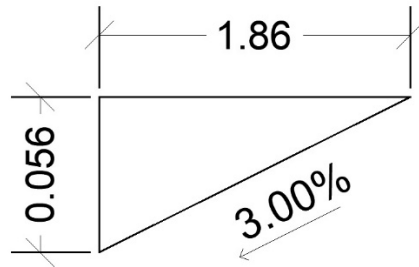
$$Q = 2,96 * A_0 * Y + d_e^{1/2}$$
$$\frac{0,21}{2} = 2,96 * A_0 * (0,056) + (0)^{1/2}$$
$$0,105 = 2,96 * A_0 * (0,056) + (0)^{1/2}$$
$$A_0 = 0,633 m^2$$

Ahora, previendo que la rejilla pueda ser obstruida por basura arrastrada por la escorrentía, como se mencionó anteriormente se puede utilizar un factor de seguridad de 0,75.

$$A_0 = 0,633m^2 * \frac{1}{0,75}$$
$$A_0 = 0,844 m^2$$

Con el área efectiva que se necesita para interceptar el flujo se procede a determinar la longitud de la rejilla en sentido del flujo, para esto, se tiene que conocer la velocidad del flujo. El análisis se basará en el canal abierto de sección triangular formado en la cuneta.

Figura 31. **Esquema de sección triangular formato en cuneta**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020

$$Q = V * A$$

$$0,105 = V * \frac{1}{2} (1,86) * (0,056)$$

$$V = 2,01 \text{ m/s}$$

Si se conoce la velocidad del flujo se puede determinar la longitud de la rejilla en sentido del flujo, proponiendo una rejilla de espesor 0,017 m.

$$L_F = 0,94 (2,01)(0,056 + 0,017)^{0,5}$$

$$L_F = 0,94 (2,01)(0,056 + 0,017)^{0,5}$$

$$L_F = 0,51 \text{ m}$$

Con estos datos se diseña la rejilla, por ejemplo, fabricándola con angular, una práctica muy común en Guatemala.

Figura 32. **Esquema de diseño de rejilla en cuneta**

Se propone colocar dos seguidas para cumplir con los requerimientos de área.



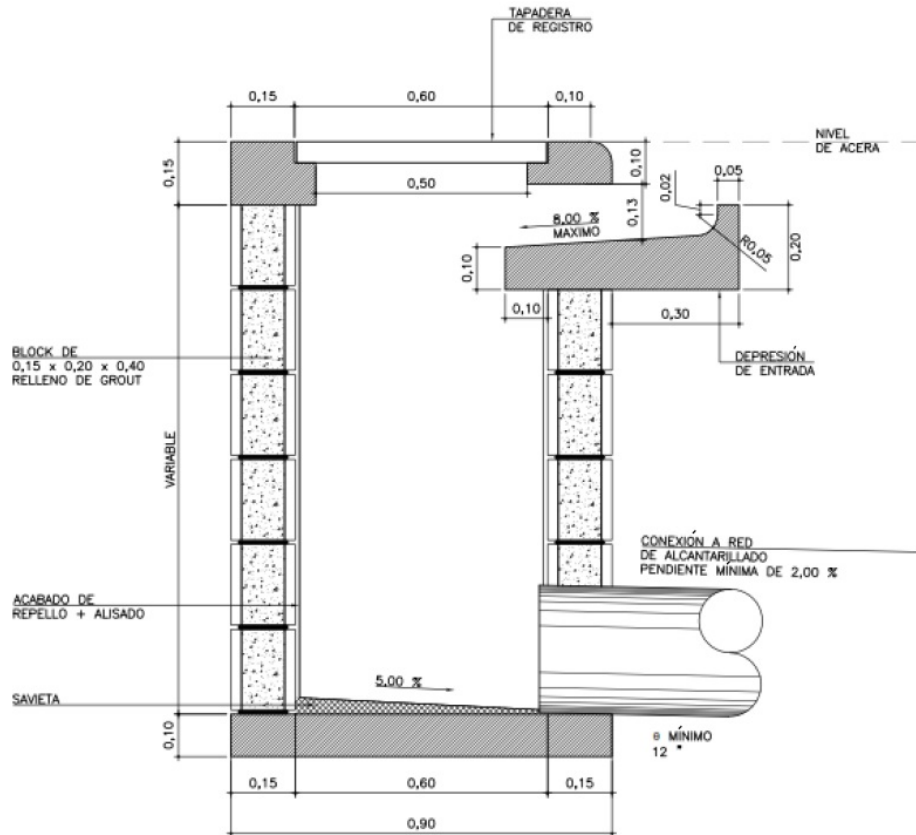
Fuente: elaboración propia, usando AutoCAD 2020.

- Diseño de caja recolectora: la caja de un tragante tiene como función principal permitir que el agua superficial captada por la entrada sea introducida a la red de alcantarillado pluvial. Como la función secundaria, las cajas también sirven como puntos de acceso para la limpieza e inspección.

El diseño hidráulico de la caja de recolección consistirá en dimensionarla de forma que haga cumplir con los parámetros establecidos del sistema de alcantarillado, es decir, el ancho y largo dependerán de las dimensiones de la entrada y la altura dependerá de la profundidad a la cual se encuentran las tuberías del sistema de alcantarillado, de forma que permita una pendiente mínima del 2 % para la tubería de conexión a la red de alcantarillado.

Otro aspecto importante es verificar si el volumen de la caja es capaz de recolectar temporalmente el del caudal captado por la entrada del tragante para su correcto traslado a la red de alcantarillado.

Figura 33. Detalle típico de caja de tragante



Fuente: SÁNCHEZ HERRERA, Alfredo Alejandro. *Procedimiento general de diseño hidráulico de tragantes para alcantarillado pluvial*. p.124.

Tabla LXI. Cálculo hidráulico de drenaje pluvial

Tramo	Dist. Pozos	Area Drenar	Area calles	Area Casas	Area Verde	C	L	D (plg)	D(m)	n
1	76,00	1,19	0,521664	0,52166400	0,14	0,7840	53,19	12	0,305	0,015
2	81,77	1,28	0,561269	0,56126928	0,15	0,7840	79,62	12	0,305	0,015
3	94,19	1,47	0,646520	0,64652016	0,18	0,7840	94,85	12	0,305	0,015
4	42,61	0,66	0,292475	0,29247504	0,08	0,7840	41,55	12	0,305	0,015
5	59,43	0,93	0,407928	0,40792752	0,11	0,7840	60,35	12	0,305	0,015
6	91,17	1,42	0,625791	0,62579088	0,17	0,7840	92,49	12	0,305	0,015
7	31,75	0,50	0,217932	0,21793200	0,06	0,7840	31,33	12	0,305	0,015
8	77,63	1,21	0,532852	0,53285232	0,15	0,7840	80,15	12	0,305	0,015
9	90,90	1,42	0,623938	0,62393760	0,17	0,7840	91,64	12	0,305	0,015
10	62,15	0,97	0,426598	0,42659760	0,12	0,7840	61,08	12	0,305	0,015
11	50,47	0,79	0,346426	0,34642608	0,09	0,7840	50,18	12	0,305	0,015
12	59,62	0,93	0,409232	0,40923168	0,11	0,7840	59,26	12	0,305	0,015
13	91,24	1,42	0,626271	0,62627136	0,17	0,7840	91,48	12	0,305	0,015
14	86,44	1,35	0,593324	0,59332416	0,16	0,7840	50,18	12	0,305	0,015
15	84,88	1,32	0,582616	0,58261632	0,16	0,7840	41,38	12	0,305	0,015
16	59,71	0,93	0,409849	0,40984944	0,11	0,7840	81,94	12	0,305	0,015
17	59,71	0,93	0,409849	0,40984944	0,11	0,7840	59,33	12	0,305	0,015
18	88,31	1,38	0,606160	0,60615984	0,17	0,7840	61,06	12	0,305	0,015
19	36,28	0,57	0,249026	0,24902592	0,07	0,7840	43,50	12	0,305	0,015
20	18,14	0,28	0,124513	0,12451296	0,03	0,7840	43,50	12	0,305	0,015
21	57,48	0,90	0,394543	0,39454272	0,11	0,7840	35,99	12	0,305	0,015
22	71,71	1,12	0,492217	0,49221744	0,13	0,7840	59,63	12	0,305	0,015
23	87,06	1,36	0,597580	0,59757984	0,16	0,7840	69,42	12	0,305	0,015
24	95,38	1,49	0,654688	0,65468832	0,18	0,7840	88,43	12	0,305	0,015
25	98,69	1,54	0,677408	0,67740816	0,18	0,7840	98,12	12	0,305	0,015
26	68,14	1,06	0,467713	0,46771296	0,13	0,7840	97,72	12	0,305	0,015
27	94,48	1,47	0,648511	0,64851072	0,18	0,7840	68,98	12	0,305	0,015
28	90,71	1,42	0,622633	0,62263344	0,17	0,7840	98,13	12	0,305	0,015
29	79,31	1,24	0,544384	0,54438384	0,15	0,7840	98,90	12	0,305	0,015
30	98,65	1,54	0,677134	0,67713360	0,18	0,7840	66,40	12	0,305	0,015
31	68,72	1,07	0,471694	0,47169408	0,13	0,7840	97,41	12	0,305	0,015
32	37,68	0,59	0,258636	0,25863552	0,07	0,7840	68,79	12	0,305	0,015
33	34,72	0,54	0,238318	0,23831808	0,06	0,7840	47,80	12	0,305	0,015
34	18,62	0,29	0,127808	0,12780768	0,03	0,7840	38,12	12	0,305	0,015

Fuente: elaboración propia.

Continuación tabla LXI.

s%/100	s%	v (m/s)	t concentracion	Intensidad mm/h	q diseño [l/s]	Area	Q llena [l/s]
0,124	12,41	4,22	12,00	82,75	213,658	0,073	307,9896
0,139	13,89	4,47	12,30	81,23	225,647	0,073	325,8377
0,135	13,48	4,40	12,61	79,73	255,144	0,073	320,9927
0,089	8,94	3,58	12,96	78,06	112,995	0,073	261,4080
0,091	9,14	3,62	13,16	77,15	155,778	0,073	264,3159
0,075	7,52	3,29	13,43	75,94	235,227	0,073	239,7503
0,008	0,83	1,09	13,90	73,98	79,801	0,073	79,6506
0,086	8,60	3,51	14,38	72,03	189,971	0,073	256,3890
0,107	10,74	3,93	14,75	70,62	218,076	0,073	286,5183
0,056	5,63	2,84	15,14	69,19	146,096	0,073	207,4457
0,063	6,30	3,01	15,50	67,90	116,423	0,073	219,4424
0,026	2,61	1,94	15,78	66,94	135,585	0,073	141,2441
0,067	6,65	3,09	16,29	65,25	202,246	0,073	225,4556
0,026	2,58	1,92	16,78	63,70	187,069	0,073	140,4300
0,006	0,60	0,93	17,53	61,49	177,307	0,073	67,7214
0,003	0,26	0,61	19,06	57,42	116,484	0,073	44,5797
0,008	0,80	1,07	20,69	53,63	108,798	0,073	78,1979
0,052	5,22	2,74	21,61	51,69	155,077	0,073	199,7494
0,102	10,20	3,83	22,15	50,63	62,400	0,073	279,2224
0,002	0,23	0,57	22,31	50,32	31,012	0,073	41,9290
0,016	1,61	1,52	22,84	49,34	96,342	0,073	110,9336
0,003	0,33	0,69	23,47	48,20	117,436	0,073	50,2235
0,053	5,34	2,77	25,20	45,34	134,097	0,073	202,0323
0,102	10,24	3,83	25,73	44,54	144,322	0,073	279,7694
0,033	3,25	2,16	26,14	43,93	147,276	0,073	157,6129
0,074	7,40	3,26	26,90	42,84	99,181	0,073	237,8297
0,019	1,87	1,64	27,25	42,37	135,986	0,073	119,5559
0,010	0,95	1,17	28,21	41,10	126,665	0,073	85,2142
0,009	0,88	1,12	29,51	39,51	106,468	0,073	82,0147
0,002	0,16	0,48	30,68	38,17	127,940	0,073	34,9712
0,004	0,36	0,72	34,11	34,74	81,102	0,073	52,4568
0,036	3,57	2,26	35,71	33,34	42,685	0,073	165,1902
0,007	0,69	1,00	35,98	33,11	39,059	0,073	72,6231
0,062	6,20	2,98	36,57	32,64	20,647	0,073	217,6938

Fuente: elaboración propia.

Continuación tabla LXI.

q/Q	v/V	Chequeo de velocidad		d/D		DE	A	CIS	CIE	Hpz
						P.V.I	P.V.F			
0,694	1,079	4,556	Chequea	0,612	Chequea	1	2	1680,860	1674,760	1,80
0,693	1,079	4,820	Chequea	0,612	Chequea	2	3	1674,730	1663,170	1,83
0,795	1,110	4,881	Chequea	0,673	Chequea	3	4	1663,140	1646,250	1,86
0,432	0,963	3,450	Chequea	0,459	Chequea	4	5	1646,220	1642,100	1,89
0,589	1,041	3,770	Chequea	0,552	Chequea	5	6	1642,070	1636,550	1,92
0,981	1,140	3,745	Chequea	0,803	Chequea	6	7	1636,520	1629,570	1,95
1,002	1,140	1,244	Chequea	0,821	Chequea	7	8	1629,540	1629,280	1,98
0,741	1,094	3,846	Chequea	0,640	Chequea	8	9	1629,250	1622,350	2,01
0,761	1,100	4,320	Chequea	0,652	Chequea	9	10	1622,320	1614,180	2,04
0,704	1,083	3,079	Chequea	0,618	Chequea	10	11	1614,150	1609,010	2,07
0,531	1,014	3,050	Chequea	0,517	Chequea	11	12	1608,980	1606,020	2,10
0,960	1,139	2,204	Chequea	0,785	Chequea	12	13	1605,990	1604,340	2,13
0,897	1,131	3,495	Chequea	0,739	Chequea	13	14	1604,310	1598,630	2,16
1,332	1,124	2,164	Chequea	0,900	Chequea	14	15	1598,600	1597,810	2,19
2,618	1,124	1,044	Chequea	0,900	Chequea	15	16	1597,780	1597,780	2,22
2,613	1,124	0,687	Chequea	0,900	Chequea	16	17	1597,750	1597,540	2,25
1,391	1,124	1,205	Chequea	0,900	Chequea	17	18	1597,510	1596,280	2,28
0,776	1,105	3,024	Chequea	0,662	Chequea	18	19	1596,250	1593,070	2,31
0,223	0,805	3,081	Chequea	0,321	Chequea	19	20	1593,040	1587,660	2,34
0,740	1,094	0,629	Chequea	0,639	Chequea	20	21	1587,630	1587,630	2,37
0,868	1,126	1,712	Chequea	0,720	Chequea	21	22	1587,600	1586,020	2,40
2,338	1,124	0,774	Chequea	0,900	Chequea	22	23	1585,990	1582,890	2,43
0,664	1,069	2,961	Chequea	0,595	Chequea	23	24	1582,860	1579,150	2,46
0,516	1,008	3,863	Chequea	0,509	Chequea	24	25	1579,120	1570,070	2,49
0,934	1,136	2,455	Chequea	0,766	Chequea	25	26	1570,040	1566,850	2,52
0,417	0,954	3,111	Chequea	0,450	Chequea	26	27	1566,820	1559,590	2,55
1,137	1,124	1,842	Chequea	0,900	Chequea	27	28	1559,560	1558,260	2,58
1,486	1,124	1,313	Chequea	0,900	Chequea	28	29	1558,230	1557,310	2,61
1,298	1,124	1,264	Chequea	0,900	Chequea	29	30	1557,280	1556,420	2,64
3,658	1,124	0,539	Chequea	0,900	Chequea	30	31	1556,390	1556,330	2,67
1,546	1,124	0,808	Chequea	0,900	Chequea	31	32	1556,300	1555,950	2,70
0,258	0,838	1,897	Chequea	0,346	Chequea	32	33	1555,920	1554,820	2,73
0,538	1,018	1,013	Chequea	0,522	Chequea	33	34	1554,790	1553,960	2,76
0,095	0,630	1,878	Chequea	0,208	Chequea	34	35	1553,930	1550,660	2,79

Fuente: elaboración propia.

4.6. Presupuesto

El presupuesto para la construcción del sistema de alcantarillado pluvial para la aldea San José La Rinconada, Jocotenango se desglosa en 8 renglones de trabajo, los cuales se detallan en la siguiente tabla.

Tabla LXII. **Presupuesto para el sistema de alcantarillado pluvial, aldea San José La Rinconada, Jocotenango**

<i>Construcción de sistema de Alcantarillado Sanitario, Aldea San José La Rinconada, Jocotenango, Sacatepéquez</i>						
No.	Renglón	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Total	
1	Trabajos preliminares					
1,01	Replanteo topografico	ml	2 301,87	Q 532,36	Q	1 225 423,51
1,02	Limpieza, trazo, estaqueo	ml	2 301,87	Q 53,66	Q	123 518,34
2	Tubería principal				Q	-
2,01	Excavación de zanja para tubería principal	m3	4 253,86	Q 138,04	Q	587 202,25
2,02	Instalacion de tuberia Ø 12", cemento	ml	2 301,87	Q 272,13	Q	626 407,88
2,03	Relleno de material selecto y compactación de zanja para tubería principal.	m3	4 216,85	Q 277,31	Q	1 169 373,90
3	Obras complementarias				Q	-
3,01	Excavación de pozo de visita altura promedio 2,31m	m3	66,65	Q 1 241,24	Q	82 722,44
3,02	Construcción de pozos de visita de 1,20m de diámetro y un promedio de altura de 2,31m	Unidad	34,00	Q 8 330,07	Q	283 222,38
3,03	Construcción de rejillas	Unidad	29,00	Q 1 771,85	Q	51 383,65
3,04	Construcción de caja de drenaje	Unidad	29,00	Q 703,00	Q	20 387,00
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q	4 169 641,36
COSTO TOTAL DEL PROYECTO EN USD. Tipo de cambio Noviembre 2 019 \$7,71					\$	540 809,51

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2018.

4.7. Análisis socioeconómico

Es el análisis de la dinámica de la población, la estructura demográfica, el estado de la salud humana, los recursos de infraestructura, además de los atributos económicos, como el empleo, el ingreso per cápita, la agricultura, el comercio y el desarrollo industrial en el área de estudio.

4.7.1. Valor presente neto

Para el presente proyecto se determina el VPN con una tasa de interés igual a la tasa de rendimiento mínima atractiva en Guatemala, que es del orden de 12,5 % y puede ser más, quizá el 15 %; pero difícil de obtener. El procedimiento es el siguiente:

La municipalidad de Jocotenango pretende invertir Q 4 169 629,73 en la ejecución del proyecto de la red de drenaje pluvial para la aldea San José La Rinconada. Para esto se emplearán los servicios de técnicos encargados de limpieza del drenaje sanitario, con un sueldo de Q 1 500,00. No se estiman ingresos. El período de diseño es de 21 años.

Tabla LXIII. Valor presente neto

Operación		Resultado
Costo inicial	Q -	Q 9 587 267,96
Ingreso inicial	Q -	Q -
Costo anual	(Q1500,00) *(12 meses)	Q 18 000,00
Ingreso anual	Q -	Q -
Vida útil en años		21 años

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2018.

Se utiliza el signo negativo para los egresos y el positivo para los ingresos:

$$\text{VPN} = -\text{Costo inicial} + \text{Ingreso inicial} - \text{Costo anual} * (1 + \text{tasa de interés})^n + \text{Ingreso anual} * (1 + \text{tasa de interés})^n$$

$$\text{VPN} = -\text{Q } 4\ 169\ 629,73 + \text{Q } 0,00 - \text{Q } 18\ 000,00 * (1 + 0,125)^{21}$$

$$\text{VPN} = -\text{Q } 4\ 383\ 167,88$$

El valor presente neto es negativo, ya que la inversión inicial es muy alta y el ingreso es nulo. Como este proyecto es de necesidad primaria, es conveniente la inversión, ya que se beneficiará a muchas familias y mejorará la calidad de vida de los habitantes de la aldea San José La Rinconada.

4.7.2. Tasa interna de retorno

La tasa interna de retorno se refería a la tasa en que el valor presente neto es igual a cero. Se utiliza para medir la rentabilidad de un proyecto. Al no existir ningún ingreso inicial ni anual, el proyecto no presenta una tasa interna de retorno.

4.8. Elaboración de planos

Los planos representan gráficamente a escala el futuro proyecto de alcantarillado sanitario en la aldea La Rinconada. Ver planos adjuntos en apéndice 3.

4.9. Análisis de impacto ambiental

El agua es un recurso natural, tiene múltiples usos, el más común es el uso doméstico, riego, agricultura, para generar energía hidroeléctrica, entre otros. El crecimiento poblacional ha provocado mayor explotación del recurso hídrico, sin contar con un manejo adecuado; ya que solamente se extrae agua del subsuelo más rápidamente de lo que este se abastece.

Por lo anterior, se considera de suma importancia aprovechar el agua de lluvia, y como esta tendrá su propio colector, es factible utilizarla. Entre los posibles usos del agua de lluvia se encuentran los siguientes:

- Retroalimentación de acuíferos subterráneos
- Riego de zonas agrícolas o áreas verdes
- Consumo
- Para depósitos de inodoro

Lo anterior se puede realizar de distintas maneras, con un gran beneficio, como se explica a continuación:

- Retroalimentación de acuíferos: pueden construirse embalses, presas de tierra para suministrar agua y alimentar pozos al absorberse en el suelo.
- Riego de zonas agrícolas o áreas verdes: al utilizar el agua no nos percatamos que estamos despilfarrando agua potable para regar jardines, lavado de carros, etcétera, cuando realmente para esto no es necesaria el agua potable. Inclusive el agua de lluvia puede producir beneficios económicos, ya que permitiría, por ejemplo, la producción de plantas ornamentales (viveros), diversificación de producción agrícola, producción agrícola para consumo de las familias.
- Consumo doméstico: se podría reciclar el agua de lluvia, dándole previamente un tratamiento para reducir la acidez, filtración y eliminación de partículas contaminantes. Para potabilizar el agua es necesario seguir una serie de pasos entre los cuales se mencionan la aireación, coagulación, ablandamiento, eliminación de hierro y manganeso, eliminación de olor y sabor, sedimentación, filtración, control de corrosión, evaporación y desinfección.

Tabla LXIV. **Presentación de instrumento ambiental B2, para diseño de drenaje pluvial**

CARÁTULA DE PRESENTACIÓN INSTRUMENTO AMBIENTAL CATEGORÍA B2		
<p>(ACUERDO GUBERNATIVO 137-2016, REGLAMENTO DE EVALUACIÓN, CONTROL Y SEGUIMIENTO AMBIENTAL Y SU REFORMA)</p> <p>Indique con una "X" el tipo de instrumento ambiental que desea ingresar</p> <p>EAI <input checked="" type="checkbox"/> DABI <input type="checkbox"/></p>		
		Sello y firma de Recibido MARN
No.	ASPECTOS REQUERIDOS	DETALLE DE LA INFORMACIÓN
1	NUMERO DE EXPEDIENTE (uso interno MARN)	
2	NOMBRE COMPLETO DEL PROYECTO	DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO, ALDEA LA RINCONADA, JOCOTENANGO.
3	TOTAL DE FOLIOS AL MOMENTO DEL INGRESO DEL EXPEDIENTE	
4	TIPO DE PROYECTO (industrial, agrícola, residencial.)	ALCANTARILLADO MUNICIPAL
5	DIRECCION EXACTA DEL PROYECTO	ALDEA LA RINCONADA, JOCOTENANGO SACATEPÉQUEZ
6	NO. DE FOLIO DONDE SE ENCUENTRAN LOS COSTOS DE MEDIDAS DE MITIGACIÓN.	
INFORMACIÓN DEL PROPONENTE		
7	NOMBRE DE LA EMPRESA O RAZON SOCIAL	MUNICIPALIDAD DE JOCOTENANGO, SACATEPÉQUEZ
7.1	No. De Escritura Constitutiva	
7.2	Fecha de constitución	
7.3	Número de Registro, Folio y Libro de Patente de Sociedad	
7.4	Número de Registro, Folio y Libro de Patente de Comercio	
7.5	Número de Finca, Folio, Libro y Departamento del sitio del Proyecto	
8	NOMBRE DEL REPRESENTANTE LEGAL O PERSONA INDIVIDUAL	LICENCIADO MARCUS GONZALEZ
8.1	Número del documento personal de identificación (DPI) del Representante Legal	
9	DIRECCION PARA RECIBIR NOTIFICACIONES	MUNICIPALIDAD DE JOCOTENANGO, SACATEPÉQUEZ
10	NÚMERO TELEFÓNICO	
11	CORREO ELECTRÓNICO	Municipalidadjocotenango.info@gmail.com

Continuación tabla LXIV.

12	NÚMERO DE IDENTIFICACIÓN TRIBUTARIA (NIT)	
INFORMACIÓN DE EMPRESA CONSULTORA O CONSULTOR AMBIENTAL		
13	NOMBRE DE EMPRESA O CONSULTOR AMBIENTAL QUE REALIZÓ EL INSTRUMENTO AMBIENTAL Y No. DE LICENCIA AMBIENTAL DE REGISTRO VIGENTE ANTE EL MARN	FERNANDO ESTUARDO GIL LOPEZ
15	NÚMERO TELEFÓNICO Y CORREO ELECTRÓNICO	3081-3870 Fernandoegil.91@gmail.com
COORDENADAS DEL ÁREA DE UBICACIÓN DEL PROYECTO		
16	UTM (UNIVERSAL TRANSVERSAL DE MERCATOR DATUM WGS84)	743376.5 ; 1612466.2
	GEOGRÁFICAS (DATUM WGS84)	Latitud : 14°34'28" ; Longitud: 90°44'28"

Fuente: MARN. Acuerdo gubernativo 137-2016. Reglamento de evaluación, control y seguimiento ambiental y su reforma.

CONCLUSIONES

1. El diseño del edificio escolar posee gran cantidad de muros de pequeña longitud, debido a los requerimientos de área de iluminación natural y de ventilación, establecidos por el Ministerio de Educación. Lo anterior obliga a utilizar gran cantidad de columnas de pequeña sección.
2. El diseño de la red de drenaje sanitario mejorará las condiciones sanitarias y urbanísticas del casco urbano del municipio, eliminando la contaminación producida por las aguas servidas descargadas a cielo abierto y, por ende, disminuyendo las enfermedades gastrointestinales que afectan a la población. Se propuso la tubería elaborada con cloruro de polivinilo (PVC) fabricado bajo control de la norma ASTM-D 3034, por su alta impermeabilidad en las juntas, lo cual previene la infiltración del agua subterránea.
3. Diseñar y planificar el sistema de drenaje pluvial de la aldea La Rinconada facilitará el trabajo de la Unidad Técnica de la Municipalidad, acelerará el proceso de construcción de las obras y mejorará la calidad de vida de los habitantes de la colonia en cuestión.
4. El estudio económico para ambos proyectos presenta resultados negativos; pero debido a que son proyectos sociales, en los cuales el Estado absorbe un alto porcentaje del costo del proyecto, estos podrán llevarse a cabo, para beneficio de toda la población.

RECOMENDACIONES

1. Al construir el centro educativo y el salón de usos múltiples, se deben seguir estrictamente todos los detalles y especificaciones que se encuentran en los planos. Tomar en cuenta como bibliografía de apoyo para construir y supervisar la construcción de las estructuras de los proyectos, el reglamento de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES).
2. Los presupuestos son una referencia y no se deben tomar como definitivos al momento de cotizar, ya que están sujetos a cambios principalmente por las circunstancias económicas que existen al construir, por ello es recomendable que se actualicen al hacer la contratación.
3. Evitar la tala de árboles y la destrucción de cualquier otro tipo de vegetación, para evitar que se siga dando la erosión del suelo y cambie el planteamiento del problema.
4. Darle mantenimiento adecuado a la red de drenajes sanitarios, verificando periódicamente, a través de los pozos de visita, el buen funcionamiento de este, para garantizar el período de vida útil y el buen funcionamiento del mismo. Utilizar mano de obra local en lo que sea posible, para generar fuentes de trabajo temporal e ingresos a la población.

BIBLIOGRAFÍA

1. ALVAREZ HAASE, Ricardo Augusto. *Programas para análisis de estructuras de mampostería reforzada por los métodos simplista y realista*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2005. 185p.
2. ARGUETA HERNÁNDEZ, Oscar. *Estudio sobre el comportamiento de muros de mampostería como estructura de edificios*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1981. 126p.
3. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Cartilla de diseño estructural de mampostería reforzada para albañiles y constructores*. Guatemala: AGIES, 2015. 78 p.
4. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2018. 75 p.
5. Instituto de Fomento Municipal. *Normas generales para diseño de alcantarillados*. Edición 2009. Guatemala: INFOM, 2001. 22p.

6. JUÁREZ LÓPEZ, Angélica. *Diseño de un edificio escolar y de alcantarillado sanitario, para el caserío joya verde, Municipio de Fraijanes, Departamento de Guatemala*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2008. 234p.
7. MANZO GARCÍA, Juan Pablo. *Diseño de la escuela urbana mixta “Eufemia Córdova”; y diseño del “Salón de usos múltiples y coliseo polideportivo”, municipio de Santa Cruz del Chol, Departamento de Baja Verapaz*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2011. 113p.
8. MENDEZ BERREONDO, Luis Antonio. *Diseño del edificio escolar y gimnasio polideportivo en la aldea cerro de oro del municipio de Santiago Atitlán del departamento de Sololá*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2012. 220p.
9. MÉNDEZ RAMOS, Liggia Milithza. *Diseño de edificio de dos niveles aldea nuevo San Antonio y sistema de abastecimiento de agua potable aldea Chiquival Viejo, Municipio de San Carlos Sija, Quetzaltenango*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2004. 159p.

10. PATZÁN CON, Carlos Francisco. *Diseño del sistema de alcantarillado sanitario ubicado en el caserío Pajacay, de la aldea Cruz Blanca y muro de contención de mampostería reforzada ubicado en la aldea comunidad zet, del municipio de San Juan Sacatepéquez, departamento de Guatemala*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2010. 119p.

11. RAMÍREZ GONZÁLEZ, Álvaro Alfredo. *Planificación y diseño de pavimento y drenaje pluvial, de la colonia la arada, ubicada en la zona 4 de villa nueva, Municipio de Guatemala*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2006. 113 p.

APÉNDICE

Apéndice 1. Planos de Escuela Oficial Urbana Mixta, Rafael Rosales.

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 2. Planos diseño de drenaje sanitario aldea La Rinconada.

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 3. Planos diseño de drenaje pluvial aldea La Rinconada.

Fuente: elaboración propia.

