



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

**DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y
OFICINAS DE COCODE Y SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN
CASERÍO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ**

Astrid Gabriela Díaz Hernández
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, agosto de 2021

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y
OFICINAS DE COCODE Y SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN
CASERÍO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERA CIVIL

GUATEMALA, AGOSTO 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 Armando Cruz Lorente
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
EXAMINADORA	Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE COCODE Y SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN CASERÍO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 29 de octubre de 2020.

Astrid Gabriela Díaz Hernández



Guatemala, 02 de noviembre de 2020
REF.EPS.DOC.359.11.2020

Ing. Oscar Argueta Hernández
Director Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Argueta Hernández:


Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), de la estudiante universitaria **Astrid Gabriela Díaz Hernández, Registro Académico 201403536 y CUI 3001 10359 0101** de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE COCODES Y SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN CASERÍO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ.**

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"



Ing. Juan Merck Cos
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
JMC/ra



Guatemala, 09 de noviembre de 2,020

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

Estimado Ingeniero Aguilar Polanco:

Le informo que he revisado la trabajo graduación de EPS **DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE COCODES Y SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN CASERÍO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ**, desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil **Astrid Gabriela Díaz Hernández, CUI:3001103590101**, Registro Académico: 201403536, quien contó con la asesoría del **Ing. Juan Merck Cos**, considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

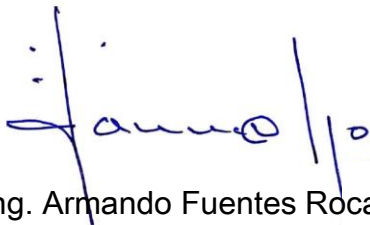
Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor del Departamento de Hidráulica

FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
U S A C

/mrrm.



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. **Juan Carlos Merck Cross** y del Revisor del Departamento de Estructuras Ing. **Jose Estuardo Galindo**, además como coordinador de estructuras, y conocer sobre el trabajo de graduación del estudiante **Astrid Gabriela Díaz Hernández**, titulado **DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE COCODES Y SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN CASERÍO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ**, basado en los dictámenes que **antecedentes** da por este medio su aprobación a dicho trabajo.



Ing. Armando Fuentes Roca



Guatemala, Enero 2021

/mrrm.

Universidad de San Carlos de
Guatemala



Facultad de Ingeniería
Unidad de EPS

Guatemala, 03 de febrero de 2021
REF.EPS.D.21.02.2021

Ing. Armando Fuentes Roca
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Fuentes Roca

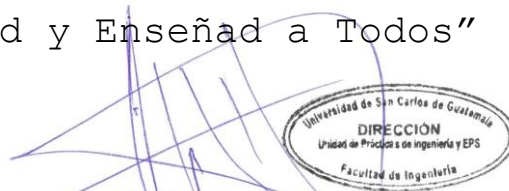
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE COCODES Y SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN CASERÍO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ**, que fue desarrollado por la estudiante universitaria **Astrid Gabriela Díaz Hernández, CUI 3001 10359 0101 y Registro Académico 201403536**, quien fue debidamente asesorada y supervisada por el Ing. Juan Merck Cos.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”



Ing. Oscar Argueta Hernández
Director Unidad de EPS

OAH/ra



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y del Coordinador de E.P.S. Ing. Oscar Argueta Hernández, al trabajo de graduación de la estudiante Astrid Gabriela Díaz Hernández **DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE COCODE Y SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN CASERÍO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ** da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Sin otro particular, le saludo muy atentamente.

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Armando Fuentes Roca

Director Escuela Ingeniería Civil



Guatemala, agosto 2021

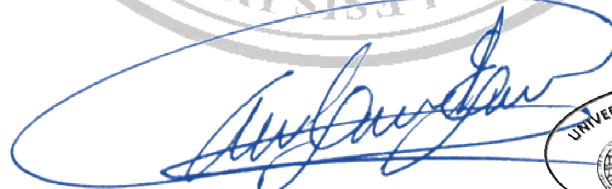
/mrrm.



DTG. 325.2021

La Decana de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE COCODE Y SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN CASERÍO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ**, presentado por la estudiante universitaria: **Astrid Gabriela Díaz Hernández**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Inga. Anabela Cordova Estrada
Decana



Guatemala, agosto de 2021

AACE/cc

ACTO QUE DEDICO A:

Dios

Por ser mi mayor fuente de sabiduría, por darme vida, salud, paciencia y siempre el ánimo para seguir adelante, cuidarme y guiarme en cada uno de los momentos de mi vida. Gracias, señor por permitirme poder cumplir este sueño.

Mis padres

Rosidalia Odilia Hernández Pérez y Saúl Díaz Hernández por el apoyo incondicional, por el esfuerzo y dedicación para ayudarme a cumplir este sueño.

Mis hermanas

Reyna y Brenda Díaz por su amor, cariño y consejos, gracias por estar conmigo en todo momento y por su apoyo incondicional, las quiero mucho.

Mi novio

Sergio García por apoyarme a lo largo de mi carrera, por su paciencia, comprensión y palabras de ánimo.

Mis tíos

Aroldo, Enriqueta Ramírez, Ervin Hernández, Maynor Díaz, Ovidio Baten, Vilma Hernández por ser un pilar importante para mi familia, por siempre apoyarnos en las buenas y en las malas y tomarse un minuto de su tiempo para saber cómo estábamos.

Mis primos

Bibi, Emily, Herberth Chutan, Claudia, Edwin Díaz, por sus palabras de motivación y por cada uno de los momentos compartidos. Por su afecto y cariño.

Seño Ericka

Por ser un pilar importante en mi educación y formación como persona, por haberme guiado en mis primeras letras. Gracias por su apoyo y motivación.

Mis amigos

Marvin Salguero, Arleny González, Daniel Pérez, Marlón López, Velvet Hernández, Lily Álvarez, Ricardo Medina, Ronald Castellanos, André Martínez, Raúl Noj, por cada uno de los momentos compartidos, por brindarme su apoyo a lo largo de estos años.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por ser la fuente de conocimiento para mi formación profesional.
Facultad de Ingeniería	Por ser una parte fundamental en mi formación brindando la oportunidad de ampliar mis conocimientos.
Municipalidad de San José Chacayá, Sololá	Por darme la oportunidad de poder realizar el Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), por el apoyo y la confianza brindada.
Mi asesor	Ing. Juan Merck Cos por brindarme sus conocimientos y experiencias para la elaboración de este proyecto de graduación. Por el apoyo, paciencia y palabras de aliento.
Ing. Rafael Córdón	Por apoyarme a crecer profesionalmente, por sus consejos y apoyo.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	IX
LISTA DE SÍMBOLOS	XIX
GLOSARIO	XXVII
RESUMEN	XXXIII
OBJETIVOS.....	XXXV
INTRODUCCIÓN	XXXVII
1. PROYECTO DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del caserío Los Planes, San José Chacayá, Sololá.....	1
1.1.1. Aspectos generales	1
1.1.2. Localización del caserío Los Planes.....	2
1.1.3. Ubicación geográfica	3
1.1.4. Colindancias	4
1.1.5. Vías de acceso	5
1.1.6. Clima	5
1.1.6.1. Estación meteorológica	6
1.1.7. Demografía.....	8
1.1.8. Vivienda.....	9
1.1.9. Economía.....	9
1.1.9.1. Niveles de pobreza	10
1.1.10. Servicios públicos	10
1.1.10.1. Educación	11
1.1.10.2. Salud	11
1.1.10.3. Drenaje	13

	1.1.10.4. Agua potable	13
1.1.11.	Caracterización biofísica (medio ambiente).....	14
1.1.12.	Hidrología	16
1.1.13.	Manejo de desechos sólidos	18
1.1.14.	Diagnóstico de las necesidades de servicios básicos, saneamiento e infraestructura del caserío Los Planes.....	19
1.1.15.	Descripción de las necesidades	19
1.1.16.	Análisis y priorización de necesidades	21
2.	SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	23
2.1.	Diseño de edificación de dos niveles para Alcaldía Auxiliar y Oficinas de Cocode, en caserío Los Planes, San José Chacayá, Sololá	23
2.1.1.	Descripción del proyecto	23
2.1.2.	Ubicación de proyecto	24
2.1.3.	Criterios de diseño	25
2.1.4.	Estudio de Suelo	26
	2.1.4.1. Ensayo triaxial y cálculo del valor soporte	27
2.1.5.	Diseño arquitectónico	30
	2.1.5.1. Requerimiento de áreas	30
	2.1.5.2. Distribución de ambiente	31
	2.1.5.3. Altura y cota	32
	2.1.5.4. Selección del sistema estructural	33
2.1.6.	Análisis estructural	33
	2.1.6.1. Predimensionamiento estructural	35
	2.1.6.1.1. Predimensionamiento de losas.....	35

	2.1.6.1.2.	Predimensionamiento de vigas	38
	2.1.6.1.3.	Predimensionamiento de columnas	40
2.1.6.2.		Cargas aplicadas a marcos dúctiles con nudos rígidos	42
	2.1.6.2.1.	Cargas verticales en marcos dúctiles.....	42
	2.1.6.2.2.	Integración de carga vertical	44
	2.1.6.2.3.	Cargas horizontales según AGIES.....	56
	2.1.6.2.4.	Integración de carga horizontal.....	57
2.1.6.3.		Modelos matemáticos de marcos dúctiles con nudos rígidos	95
2.1.6.4.		Análisis de marco dúctiles usando software	96
2.1.6.5.		Análisis de marco dúctiles mediante el método numérico Kani	103
	2.1.6.5.1.	Análisis de marco dúctiles para cargas verticales	113
	2.1.6.5.2.	Análisis de marco dúctiles para carga sísmica	157
2.1.6.6.		Comparación de resultados entre método Kani y software utilizado	181

2.1.6.7.	Momentos últimos por envolventes de momentos.....	183
2.1.6.8.	Cortante último en marcos dúctiles	190
2.1.6.9.	Diagrama de corte y de momento	197
2.1.6.10.	Diseño estructural	202
2.1.6.10.1.	Diseño de losas.....	203
2.1.6.10.2.	Diseño de vigas.....	235
2.1.6.10.3.	Diseño de columnas....	259
2.1.6.10.4.	Diseño de nudo sísmico.....	300
2.1.6.10.5.	Diseño de cimientos....	313
2.1.6.10.6.	Junta sísmica	383
2.1.6.10.7.	Gradas	385
2.1.6.11.	Instalaciones eléctricas	396
2.1.6.12.	Instalaciones hidráulicas	399
2.1.6.13.	Instalaciones sanitarias	404
2.1.6.14.	Planos constructivos	409
2.1.6.15.	Presupuesto	410
2.1.6.16.	Cronograma de ejecución	412
2.1.6.17.	Evaluación de impacto ambiental.....	412
2.2.	Diseño del sistema de alcantarillado sanitario en el caserío Los Planes, San José Chacayá, Sololá.....	413
2.2.1.	Descripción del proyecto	413
2.2.2.	Normas y reglamentos aplicar.....	414
2.2.3.	Levantamiento topográfico	415
2.2.3.1.	Planimetría	416
2.2.3.2.	Altimetría	417
2.2.4.	Descripción del sistema a utilizar	417
2.2.4.1.	Alcantarillado separado.....	418

	2.2.4.1.1.	Alcantarillado sanitario.....	418
	2.2.4.1.2.	Alcantarillado pluvial...	418
	2.2.4.2.	Alcantarillado combinado.....	419
	2.2.4.3.	Selección de sistema de alcantarillado.....	419
2.2.5.		Partes del alcantarillado sanitario	419
	2.2.5.1.	Colector	420
	2.2.5.2.	Pozos de visita.....	421
	2.2.5.3.	Conexiones domiciliarias.....	422
2.2.6.		Periodo de diseño.....	423
2.2.7.		Estimación de la población futura	425
	2.2.7.1.	Método de crecimiento geométrico....	425
		2.2.7.1.1. Población inicial.....	426
		2.2.7.1.2. Tasa de crecimiento ...	426
2.2.8.		Determinación de caudales	427
	2.2.8.1.	Dotación	428
	2.2.8.2.	Factor de retorno del sistema	429
	2.2.8.3.	Caudal sanitario.....	430
		2.2.8.3.1. Caudal domiciliar	430
		2.2.8.3.2. Caudal industrial.....	431
		2.2.8.3.3. Caudal comercial.....	432
		2.2.8.3.4. Caudal por conexiones ilícitas	435
		2.2.8.3.5. Caudal por infiltración.	436
		2.2.8.3.6. Caudal sanitario.....	437
		2.2.8.3.7. Factor caudal medio ...	437
		2.2.8.3.8. Factor de Harmon.....	438
		2.2.8.3.9. Caudal de diseño.....	440

2.2.9.	Fundamentos hidráulicos	441
2.2.9.1.	Ecuación de Manning para flujo	442
2.2.9.2.	Relaciones de diámetro y caudales....	443
2.2.9.3.	Relaciones hidráulicas	443
2.2.9.4.	Velocidades máximas y mínimas	444
2.2.9.5.	Coeficiente de rugosidad.....	445
2.2.9.6.	Diámetro de colector	445
2.2.9.7.	Profundidad de colector.....	446
	2.2.9.7.1. Profundidad mínima de colector.....	446
	2.2.9.7.2. Ancho de zanja	447
	2.2.9.7.3. Cotas Invert.....	450
2.2.9.8.	Ubicación de pozos de visitas	453
2.2.9.9.	Profundidad de pozos de visitas.....	453
2.2.10.	Características de las conexiones domiciliarias	454
2.2.11.	Diseño hidráulico, ejemplo de diseño de un tramo	454
	2.2.11.1. Ejemplo de diseño para tramo de PV- 18 al PV-34.....	455
2.2.12.	Propuesta de tratamiento primario	464
	2.2.12.1. Diseño de fosas sépticas.....	465
	2.2.12.1.1. Predimensionamiento de fosa séptica	467
	2.2.12.1.2. Diseño de muro de gravedad para fosa séptica.....	471
	2.2.12.2. Desfogue hacia cuerpo receptor	482
2.2.13.	Administración, operación y mantenimiento	482
2.2.14.	Elaboración de planos.....	483

2.2.15.	Presupuesto.....	484
2.2.16.	Cronograma de ejecución.....	485
2.2.17.	Evaluación impacto ambiental	485
CONCLUSIONES		487
RECOMENDACIONES.....		489
BIBLIOGRAFÍA.....		491
APÉNDICES		493
ANEXOS		515

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización caserío Los Planes	3
2.	Colindancias con el caserío Los Planes.....	4
3.	Estación meteorológica Santiago Atitlán	6
4.	Ubicación de Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE.....	25
5.	Planta amueblada del primer nivel	32
6.	Planta amueblada del segundo nivel.....	32
7.	Cargas exteriores que pueden aplicarse en una estructura	34
8.	Identificación de losa crítica	36
9.	Sección transversal de viga	40
10.	Sección transversal de columna	41
11.	Planta de áreas tributarias en losas	45
12.	Carga muerta y viva por tramos, marco 3	51
13.	Carga muerta y viva por tramos, marco C.....	55
14.	Ubicación de centro de masa y centro rigidez.....	87
15.	Cargas aplicadas al marco 2, sentido X	95
16.	Cargas aplicadas al marco C, sentido Y	95
17.	Selección de códigos	97
18.	Creación de ejes en sentido X y Y	97
19.	Creación de elementos estructurales	98
20.	Modelo 3D de la estructura	98
21.	Aplicación de carga viva según ocupación.....	99
22.	Aplicación de cargas actuantes sobre la estructura	99
23.	Momentos finales de carga muerta para marco 3 utilizando ETABS .	100

24.	Momentos finales de carga viva para marco 3, utilizando ETABS.....	101
25.	Momentos finales carga sísmica para marco 3, utilizando ETABS	101
26.	Momentos finales de carga muerta para marco C, utilizando ETABS	102
27.	Momentos finales de carga viva para marco C, utilizando ETABS	102
28.	Momentos finales carga sísmica para marco C, utilizando ETABS ...	103
29.	Identificación de momentos fijos	114
30.	Análisis de Kani de carga muerta para marco 3	130
31.	Análisis de Kani de carga viva para marco 3	130
32.	Momentos finales de carga muerta en vigas (ton-m), marco 3	138
33.	Momentos finales de carga muerta en columna (ton-m), marco 3.....	138
34.	Momentos finales de carga viva en vigas (ton-m), marco 3.....	144
35.	Momentos finales de carga viva en columna (ton-m), marco 3.....	144
36.	Momentos finales de carga muerta en vigas (ton-m), marco C	150
37.	Momentos finales de carga muerta en columnas (ton-m), marco C ...	150
38.	Momentos finales de carga viva en vigas (ton-m), marco C	156
39.	Momentos finales de carga viva en columna (ton-m), marco C	156
40.	Análisis de Kani de carga sísmica para marco 3	171
41.	Momentos finales de carga sísmica en vigas (ton-m), marco 3	174
42.	Momentos finales de carga sísmica en viga (ton-m), marco C	176
43.	Momentos finales de carga sísmica en columnas (ton-m), marco 3 ...	179
44.	Momentos finales de carga sísmica en columnas (ton-m), marco C...	181
45.	Momentos últimos en vigas (ton-m), marco 3	198
46.	Momentos últimos en vigas (ton-m), marco C	198
47.	Momentos últimos en columnas (ton-m), marco 3	199
48.	Momentos últimos en columnas (ton-m), marco C.....	199
49.	Cortante en vigas (ton), marco 3.....	200
50.	Cortante en vigas (ton), marco C	200
51.	Cortante en columnas (ton), marco 3.....	201
52.	Cortante en columnas (ton), marco C	201

53.	Distribución de losas para diseño estructural	206
54.	Balance de momentos.....	224
55.	Detalle de armado típico de losa	235
56.	Longitud de confinamiento	252
57.	Diseño de viga A-B.....	258
58.	Detalle de Viga A-B corte A-A'	259
59.	Áreas tributarias de las columnas	260
60.	Grados de empotramiento en sentido X y sentido Y	269
61.	Diagrama de interacción para el primer nivel	286
62.	Diagrama de interacción para segundo nivel	286
63.	Detalle de columna.....	299
64.	Conexiones típicas viga-columna.....	301
65.	Carga y momentos de trabajo sobre la zapata excéntrica	319
66.	Esfuerzos de compresión y tensión de la zapata aislada excéntrica .	320
67.	Diagrama de zapata aislada excéntrica	322
68.	Diagrama de cortante simple en zapata aislada excéntrica	332
69.	Diagrama de cortante punzonante en zapata excéntrica	335
70.	Diagrama de momento flector sentido X y sentido Y	338
71.	Detalle de armado de zapata excéntrica Z-1.....	342
72.	Sección y fuerzas sobre zapatas combinada en sentido Y	343
73.	Planta de zapata combinada.....	346
74.	Diagrama de cuerpo libre de fuerzas actuantes sobre la zapata combinada.....	347
75.	Diagrama de presiones últimas de diseño	352
76.	Diagrama de presión última máxima y mínima de diseño en la zapata combinada.....	353
77.	Diagrama de presiones últimas de diseño por metro cuadrado de la zapata combinada	356

78.	Diagrama de presiones ultimas de diseño por metro lineal de la zapata combinada.....	358
79.	Imagen de q diseño Xc	360
80.	Diagrama de corte de zapata combinada	363
81.	Diagrama de momentos de zapata combinada	365
82.	Planta de vigas transversales de zapata combinada	375
83.	Diagrama de corte actuante en vigas transversales de la zapata combinada	377
84.	Diagrama de flexión de vigas transversales de zapata combinada	378
85.	Detalle de zapata combinada Z-2	381
86.	Separación entre edificios adyacentes para evitar choques	384
87.	Condiciones para el diseño de gradas.....	386
88.	Módulo de gradas	387
89.	Planta alta de plano pluvial	407
90.	Cronograma de ejecución de Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE	412
91.	Dimensiones de zanja para tubería RIB LOC	448
92.	Representación gráfica de alturas en fosa séptica	466
93.	Requerimiento para muro de contención	473
94.	Diseño de muro de contención para fosa	482
95.	Cronograma de ejecución para sistema de alcantarillado sanitario	485

TABLAS

I.	Colindancias con el caserío Los Planes	4
II.	Datos meteorológicos de la estación Santiago Atitlán, Sololá.....	7
III.	Continuación de datos meteorológicos de la estación Santiago Atitlán, Sololá.....	8
IV.	Ríos y su ubicación.....	17
V.	Trabajabilidad de losa	37
VI.	Altura mínima de vigas no preesforzadas	39
VII.	Resumen datos obtenidos del predimensionamiento de los elementos estructurales.....	42
VIII.	cargas muertas de diseño	43
IX.	carga viva de diseño	44
X.	Áreas tributarias.....	46
XI.	Integración de carga para marco 3 por tramos.....	50
XII.	Integración de cargas para marco C por tramos	55
XIII.	Índice de sismicidad	59
XIV.	Nivel mínimo de protección y probabilidad de sismo de diseño	60
XV.	Clasificación del tipo de suelo	61
XVI.	Coeficiente de sitio F_a	61
XVII.	Coeficiente de sitio F_v	62
XVIII.	Tipo de fuente sísmica	62
XIX.	Factor N_a para períodos cortos de vibración.....	63
XX.	Factor N_v para períodos largos de vibración.....	63
XXI.	Factores de K_d de acuerdo con el nivel de sismo	64
XXII.	Coeficientes y factores diseño de sistemas sismorresistentes.....	68
XXIII.	Distribución vertical de fuerzas sísmicas.....	75
XXIV.	Integración de peso de losas del primer nivel	77
XXV.	Integración de peso de vigas del primer nivel	78

XXVI.	Integración de peso de columnas del primer nivel	79
XXVII.	Integración de peso de muro del prime nivel	79
XXVIII.	Tabla resumen de integración de peso	80
XXIX.	Resumen centro de masa	81
XXX.	Centro de rigidez en X del segundo nivel.....	84
XXXI.	Centro de rigidez en X del primer nivel	85
XXXII.	Centro de rigidez en Y del segundo nivel.....	85
XXXIII.	Centro de rigidez en Y del primer nivel	86
XXXIV.	Resumen centro de rigidez	86
XXXV.	Resumen de fuerzas cortante por nivel.....	92
XXXVI.	Fuerza por marcos del segundo nivel en sentido X	92
XXXVII.	Fuerza por marcos del primer nivel en sentido X.....	92
XXXVIII.	Fuerza por marcos del segundo nivel en sentido Y	93
XXXIX.	Fuerza por marcos del primer nivel en sentido Y	94
XL.	Resumen de fuerzas por marco	94
XLI.	Rigideces de vigas en marco 3 (sentido X).....	106
XLII.	Rigideces de viga en marco C (sentido Y).....	107
XLIII.	Rigidez de columnas.....	108
XLIV.	Factores de giro de segundo nivel para marco 3 (sentido X).....	110
XLV.	Factores de giro de primer nivel para marco 3 (sentido X)	111
XLVI.	Factores de giro de segundo nivel para marco C (sentido Y)	112
XLVII.	Factor de giro de primer nivel para marco C, (sentido Y).....	112
XLVIII.	Momentos fijos de carga muerta para marco 3.....	115
XLIX.	Momentos fijos de carga viva para marco 3.....	117
L.	Momentos fijos de carga muerta para marco C	119
LI.	Momentos fijos de carga viva para marco C	120
LII.	Momento de sujeción de carga muerta para marco 3	122
LIII.	Momento de sujeción de carga muerta para marco C	122
LIV.	Momento de sujeción de carga viva para marco 3.....	123

LV.	Momento de sujeción de carga viva para marco C	124
LVI.	Momentos finales carga muerta en los extremos vigas marco 3.....	133
LVII.	Valores de carga muerta para marco 3	134
LVIII.	Momentos finales carga muerta al centro de la viga marco 3	135
LIX.	Momentos finales de carga muerta en columnas para marco 3.....	137
LX.	Momentos finales carga viva en los extremos de vigas marco 3.....	140
LXI.	Valores de carga viva para marco 3.....	141
LXII.	Momentos finales de carga viva al centro de la viga marco 3	142
LXIII.	Momentos finales de carga viva en columnas para marco 3.....	143
LXIV.	Momentos finales de carga muerta en vigas para marco C	146
LXV.	Valores de carga muerta para marco C	146
LXVI.	Momentos finales carga muerta al centro de la viga marco C.....	147
LXVII.	Momentos finales de carga muerta en columnas para marco C	149
LXVIII.	Momentos finales de carga viva en vigas para marco C	152
LXIX.	Valores de carga viva para marco C	152
LXX.	Momentos finales de carga viva al centro de la viga marco C.....	153
LXXI.	Momentos finales de carga viva en columnas para marco C	155
LXXII.	Factores de corrimiento para marco 3 (sentido X)	159
LXXIII.	Factores de corrimiento para marco C (sentido Y).....	160
LXXIV.	Fuerzas de sujeción por nivel en cada marco	161
LXXV.	Momentos finales carga sísmica extremos de vigas marco 3	173
LXXVI.	Momentos finales carga sísmica extremos de vigas marco C.....	175
LXXVII.	Influencias de desplazamiento por nivel para marco 3.....	177
LXXVIII.	Momentos finales de carga sísmica en columnas para marco 3.....	178
LXXIX.	Influencias de desplazamiento por nivel para marco C	179
LXXX.	Momentos finales de carga sísmica en columnas para marco C	180
LXXXI.	Momentos más críticos en la viga C-D.....	183
LXXXII.	Combinaciones de carga según la Norma de Seguridad estructura de AGIES	184

LXXXIII.	Momento último en viga C-D, marco 3.....	186
LXXXIV.	Momentos últimos en vigas, marco 3.....	186
LXXXV.	Momentos últimos en vigas, marco C	187
LXXXVI.	Momento último en columna A-G, marco 3.....	188
LXXXVII.	Momentos últimos en columnas, marco 3.....	189
LXXXVIII.	Momentos últimos en columnas, marco C	190
LXXXIX.	Combinaciones de carga para cortante en vigas	191
XC.	Cortante último en vigas para marco 3	194
XCI.	Cortante en vigas para marco C	195
XCII.	Cortante último en columnas para marco 3	196
XCIII.	Cortante en columnas para marco C	197
XCIV.	Valores de integración de carga para losas	205
XCV.	Carga ultima de azotea	207
XCVI.	Carga ultima de losas de primer nivel	208
XCVII.	Momentos negativos en losa del primer nivel	211
XCVIII.	Momentos positivos en losas del primer nivel, lado corto	214
XCIX.	Momentos positivos en losas del primer nivel, lado largo	215
C.	Momentos positivos totales en losas del primer nivel	216
CI.	Momento negativo para bordes discontinuos en losas de primer nivel.....	218
CII.	Balance de momentos en losas de primer nivel sentido X.....	222
CIII.	Balance de momentos en losas de primer nivel sentido Y.....	223
CIV.	Área de acero y espaciamiento para losas de primer nivel.....	229
CV.	Área de acero y espaciamiento para losas de primer nivel.....	230
CVI.	Cortante actuante losas del primer nivel	233
CVII.	Chequeo de cortante.....	234
CVIII.	Área de acero para momentos actuantes en vigas del marco 3	241
CIX.	Área de acero para momentos actuantes en vigas del marco C.....	242
CX.	Armado final en Vigas de marco 3	244

CXI.	Armado final en vigas de marco C	246
CXII.	Comparación de cortante para marco 3	249
CXIII.	Comparación de cortante marco C.....	250
CXIV.	Longitud de confinamiento para vigas.....	253
CXV.	Longitud de confinamiento para vigas de acuerdo con ACI318S-14..	254
CXVI.	Datos para el diseño de columna	261
CXVII.	Momento magnificado de diseño.....	279
CXVIII.	Excentricidades por nivel en cada marco.....	283
CXIX.	Valor de diagonales por nivel en cada marco.....	284
CXX.	Coeficientes de Bresler	287
CXXI.	Resistencia nominal a carga axial en sentido X y Y	288
CXXII.	comprobación de carga axial en columna	290
CXXIII.	Cortante actuante en columnas por nivel	294
CXXIV.	Datos para determinar momentos nominales de columna	303
CXXV.	Momentos máximos permisibles en vigas	307
CXXVI.	Datos para zapata aislada excéntrica	317
CXXVII.	Chequeo de presiones para zapata excéntrica	330
CXXVIII.	Datos para zapata combinada.....	344
CXXIX.	Chequeo de presiones para zapata combinada	351
CXXX.	Armados finales de los elementos estructurales	382
CXXXI.	Instalaciones eléctricas de iluminación por ambientes.....	397
CXXXII.	Instalaciones eléctricas de circuito de fuerza	397
CXXXIII.	Unidades de gato para el cálculo de tuberías de distribución de agua en los edificios (aparatos de uso público)	401
CXXXIV.	Gasto probable para la aplicación del método de Hunter (lts/seg)	402
CXXXV.	Unidades de descarga y diámetro mínimo	405
CXXXVI.	Presupuesto de Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE.....	411
CXXXVII.	Periodo de diseño	424
CXXXVIII.	Datos para estimación de población futura	427

CXXXIX.	Consumo de agua por persona.....	428
CXL.	Datos para el cálculo de caudal domiciliar	431
CXLI.	Comercios dentro del caserío Los planes	433
CXLII.	Profundidad mínima de colector para evitar rupturas	447
CXLIII.	Valores recomendados de zanjas de acuerdo con el diámetro de tubería.....	449
CXLIV.	Datos generales para la realización del diseño hidráulico del tramo PV-18 al PV-34.....	455
CXLV.	Datos para el diseño de fosa séptica	467
CXLVI.	Dimensiones de fosa séptica	471
CXLVII.	Datos para diseñar muro	473
CXLVIII.	Determinación de momento resistente.....	476
CXLIX.	Presupuesto de sistema de alcantarillado sanitario	484

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
H_n	Altura de nivel analizado
h	Altura de la sección transversal del elemento
h_n	Altura total del edificio
H_{fosa}	Altura total interna de la fosa séptica
H_{util}	Altura útil de la fosa séptica
A_{fosa}	Ancho de fosa séptica
θ	Ángulo de fricción interna
A_s	Área de acero
$A_{s,máx}$	Área de acero máxima
$A_{s,min}$	Área de acero mínima
$A_{s,temp}$	Área de acero por temperatura
$A_{s,propuesto}$	Área de acero propuesto
$A_{s,real}$	Área de acero real
$A_{s,requerido}$	Área de acero requerido
A_g	Área de la sección transversal de la columna
A	Área de una superficie
A_j	Área efectiva de la sección transversal de nodo
A_{sh}	Área total de refuerzo transversal, incluyendo ganchos suplementario.
A_t	Área tributaria
b	Base de la sección transversal del elemento
N_u	Carga axial actuante última

P'_t	Carga axial efectiva para zapata excéntrica
PU	Carga axial última
P_c	Carga crítica de pandeo
CM	Carga muerta
CS	Carga sísmica
CU	Carga última
CV	Carga viva
Q_{com}	Caudal comercial
$Q_{conexión\ ilícitas}$	Caudal de conexiones ilícitas
$q'_{diseño}$	Caudal de diseño
Q_{dom}	Caudal domiciliario
Q_{ind}	Caudal industrial
Q_{inf}	Caudal por infiltración
Q_s	Caudal sanitario
cm	Centímetros
C_m	Centro de masa en el sentido analizado
CR	Centro de rigidez en el sentido analizado
$K'_x, K'_y,$	Coefficientes de Bresler en X o Y
C_u	Coefficiente de cohesión de suelo
K_a	Coefficiente de empuje activo
n_r	Coefficiente de rugosidad de Manning
C_a^-, C_a^+	Coefficientes para momentos positivos o negativos lado corto.
C_b^-, C_b^+	Coefficientes para momentos positivos o negativos lado largo.
C_{aCM}	Coefficientes para momento positivo debido a carga muerta lado corto.
C_{bCM}	Coefficientes para momento positivo debido a carga

muerta lado largo.

C_{acv}	Coeficientes para momento positivo debido a carga viva lado corto.
C_{bcv}	Coeficientes para momento positivo debido a carga viva lado corto.
ψ	Coeficiente promedio del grado de empotramiento
C_S	Coeficiente sísmico de diseño
V_B	Cortante Basal
V_{CM}	Cortante por carga muerta
V_{CV}	Cortante por carga viva
V_{CS}	Cortante por carga sísmica
V_u	Cortante últimos por envolventes de momentos
CT	Cota de terreno
CI_E	Cota invert de entrada
CI_S	Cota invert de salida
$\rho_{balanceado}$	Cuantía de acero balanceada
$\rho_{m\acute{a}x}$	Cuantía máxima de acero
D_f	Desplante de cimentación en metros
\emptyset	Diámetro de la varilla
d_b	Diámetro nominal de una barra o alambre
d_i	Distancia en el centro de rigidez de la estructura el eje de cada marco, tomando como origen de la medición el centro de rigidez.
d_{pozo}	Distancia entre pozos
\bar{X}_i, \bar{Y}_i	Distancia medida desde el centro hacia el elemento analizado en el eje X o Y.
$dot.$	Dotación de agua potable

E	Esbeltez
σ	Esfuerzo
S	Espaciamiento
$S_{m\acute{a}x}$	Espaciamiento máximo
$S_{confinamiento}$	Espaciamiento para estribos de confinamiento
S_{corte}	Espaciamiento para estribos de corte
t	Espesor de elemento estructural
e	Excentricidad
e_{acc}	Excentricidad accidental
$e_{dise\~{n}o}$	Excentricidad diseno
f_{qm}	Factor caudal medio
N_c	Factor de capacidad de carga debido a la cohesión
N_q	Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga
N_γ	Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo
F_{CU}	Factor de carga última
ν	Factor de corrimiento
R	Factor de curva
β_{dns}	Factor de flujo plástico de concreto
μ	Factor de giro
F_H	Factor de Harmond
k	Factor de longitud efectiva
δ	Factor de magnificación de momentos
λ	Factor de modificación
Ψ	Factor de modificación para longitud de desarrollo
Φ	Factor de reducción de resistencia
α	Factor de reducción de resistencia de momento a flexión en vigas.
$F_{retorno}$	Factor de retorno

F_s	Factor mínimo de seguridad
β_1	Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión.
c_m	Factor que relaciona un diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momento uniforme con la profundidad del eje neutro.
F	Fuerza actuante en nivel analizado
Q_n	Fuerzas cortantes de piso
F_m	Fuerza cortante por nivel de la edificación
V_t	Fuerza cortante por torsión
V_{total}	Fuerza cortante total de diseño
F_n	Fuerza de sujeción
\bar{F}_y	Fuerza resultante de empuje
I_o	Índice de sismicidad
I	Inercia de la sección transversal del elemento
M''	Influencias de desplazamiento de la columna
M'	Influencias de giro del elemento
Kg	Kilogramo
L_o	Longitud de confinamiento
ℓ_{ah}	Longitud de desarrollo
L_f	Longitud de fosa séptica
ℓ_u	Longitud de la columna entre apoyos
l_a	Longitud de lado corto de losa analizada
l_b	Longitud de lado largo de losa analizada
L	Longitud del tramo
$P_{n,max}$	Máximo valor de resistencia nominal a la compresión
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
$S_{módulo}$	Módulo de sección

$M_{a_{CM}}$	Momentos actuantes debido a carga muerta lado corto
$M_{b_{CM}}$	Momento actuante debido a carga muerta lado largo
$M_{a_{CV}},$	Momento actuante debido a carga viva lado corto
$M_{b_{CV}},$	Momento actuante debido a carga viva lado largo
M_a^-, M_a^+	Momento actuante negativo o positivo lado corto
M_b^-, M_b^+	Momento actuante negativo o positivo lado largo
$M_{actuante}$	Momento actuante por la fuerza de empuje del suelo
$M_{balanceado}$	Momento balanceado
M_{dx}, M_{dy}	Momento de diseño obtenido de la envolvente de diseño.
I_g	Momento de inercia de la sección bruta con respecto al eje que pasa por el centroide
M_n	Momentos de piso
M_{S_i}	Momentos de sujeción
MF	Momentos fijos
M_u	Momentos finales al centro de la viga
\overline{MF}	Momentos finales del elemento analizado
M_x, M_y	Momento magnificado de diseño
M_{pr}	Momento máximo permisible
M_{1ns}	Momento mayorado en el extremo del miembro a compresión, que no causa desplazamiento lateral.
M_{1S}	Momento mayorado en el extremo del miembro a compresión, que causa desplazamiento lateral.
M_{nc}	Momentos nominales de flexión de columnas
M_{nb}	Momentos resistentes a flexión de las vigas
$M_{Resistente}$	Momento resistente del muro de contención
G	Módulo de rigidez
$M_{As\ min}$	Momento soportado por acero mínimo

MU	Momentos últimos por envolventes de momentos
$S\%_{\text{terreno}}$	Pendiente del terreno
$S\%_{\text{tubería}}$	Pendiente de la tubería
d	Peralte efectivo
T_o	Período corto del espectro
n	Periodo de diseño en años en la cual se desea obtener la población futura.
T_{limpieza}	Período de limpieza
T	Periodo de retención de lodos
T_s	Período de vibración de transición
T_a	Período de vibración empírico
SC	Peso de sobrecarga
W	Peso del elemento estructural
γ_c	Peso específico de concreto
γ_s	Peso específico de suelo
Pp	Peso propio del elemento
P_i	Población inicial
P_f	Población futura
q_{max}	Presión máxima
q_{min}	Presión mínima
$q_{\text{diseño}}$	Presión última de diseño
a	Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.
r	Radio de giro de la sección transversal de la columna
R_h	Radio hidráulico
rec	Recubrimiento mínimo del elemento analizado
f_y	Resistencia especificada a la fluencia del acero
$f'c$	Resistencia especificada del concreto

P_o	Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad cero.
P'_u	Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes.
P'_x	Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada a lo largo del eje X.
P'_y	Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada a lo largo del eje Y.
K_{ik}	Rigidez del elemento
K	Rigidez del nivel analizado
K_m	Rigidez del marco analizado
EI_{eff}	Rigidez efectiva a flexión del miembro
$\%r$	Tasa de crecimiento anual
T_{on}	Toneladas
V_a	Valor cortante actuante del elemento analizado
V_c	Valor cortante de concreto
$V_{c,sismo}$	Valor cortante de sismo
$V_{resistente}$	Valor cortante resistente
ρ_μ	Valor de curva
γ	Valor de la gráfica
V_s	Valor soporte de suelo
q_o	Valor soporte límite
q_u	Valor soporte neto ultimo
$v_{diseño}$	Velocidad de diseño
$Vol_{Exc.}$	Volumen de excavación
V_{fosa}	Volumen de fosa séptica
$V_{liquidos}$	Volumen de líquidos de la fosa séptica
V_{lodos}	Volumen de lodos de la fosa séptica.

GLOSARIO

ACI	American Concrete Institute, código que establece los requisitos para concreto estructural.
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
Alcantarillado	Sistema de tuberías que recolecta las aguas residuales de una población, conocido como red de drenajes.
Área tributaria	Área específica con cargas aplicadas, las cuales se transmitirán a un elemento estructural.
Carga muerta	Carga vertical aplicada sobre la estructura, corresponde al peso propio de los elementos permanentes que estén presentes en la estructura.
Carga viva	Son aquellas cargas no permanentes y están en función del uso y ocupación normal de la estructura.
Carga de sismo	Fuerza lateral producida sobre una estructura debido a movimientos sísmicos.

Corte basal	Fuerza cortante lateral que es aplicada a una estructura para simular en un modelo matemático los efectos producidos por un sismo.
Cocode	Se le denomina así al Consejo Comunitario de Desarrollo Urbano y Rural (COCODE), que pertenece al Sistema Nacional de Consejos de Desarrollo de Guatemala. Se integran por la Asamblea Comunitaria, integrada por los residentes de la comunidad.
Colector	Tubería de diferentes diámetros que se utilizan para recolectar las aguas residuales de un sistema y las transportan hasta su destino final.
Concreto ciclópeo	Tipo de concreto que está compuesto de un concreto simple y canto rodado, su porcentaje es 60% de concreto y 40 % de piedra. El tamaño de canto debe estar entre 15 cm a 30 cm.
Confinar	Colocar refuerzo transversal, con el objetivo de limitar el refuerzo longitudinal y conservar el núcleo del elemento sometido a fuerzas de compresión, tensión, cortante o flexión.
Cotas Invert	Es la distancia vertical medida desde la subrasante hacia la parte inferior de cada colector en un pozo de visita.

Cuantía de acero	Relación entre el área de refuerzo y el área neta del elemento estructural.
Desfogue	Lugar donde serán evacuados las aguas residuales provenientes del sistema de alcantarillado.
Dotación	Cantidad de agua en litros que es asignada a una persona por día, la cual debe satisfacer sus necesidades.
Esbeltez	Es la relación que existe entre la sección del elemento estructural y su longitud
Espaciamiento	Distancia medida de centro a centro entre elementos adyacentes, tales como refuerzo longitudinal y refuerzo transversal.
Estribo	Acero de refuerzo transversal dispuesto atar las barras longitudinales para mantenerlas en su sitio durante la colocación de concreto, resiste las tensiones de corte en un elemento estructural.
ETABS	Software utilizado para el predimensionamiento de elementos estructurales, permite realizar el análisis estructural y diseño de edificaciones.

Excentricidad	Es la distancia que se produce cuando el centro de masa no coincide con el centro de rigidez, dicha distancia produce esfuerzos de torsión en la estructura.
Infom	Instituto de Fomento Municipal (INFOM), entidad en Guatemala, que se encarga de gestionar políticas y estrategias para el sector agua potable y saneamiento.
Magnificador de momentos	Factor de seguridad que toma en cuenta los efectos de pandeo entre los extremos de la columna debido a la esbeltez.
Mampostería	Sistema tradicional constructivo conformado por bloques de concreto o arcilla, colocados horizontal y verticalmente unidos con mortero.
Método Hunter	Método utilizado para la determinación de unidades de gasto y descarga de los artefactos hidráulicos de un edificio.
Método Kani	Método exacto de análisis estructural que permite determinar los momentos finales de la estructura bajo efectos de cargas verticales y horizontales a través de un proceso iterativo.
Peralte	Distancia desde la fibra extrema a compresión al centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

Peso	Fuerza ejercida sobre un elemento estructural causadas por sus dimensiones y los materiales que lo componen.
Predimensionar	Consiste en dar medidas preliminares a los elementos estructurales (losas, vigas, columnas), posteriormente verificar si las medidas son capaces de resistir las cargas aplicadas.
Recubrimiento	Distancia entre la superficie externa del refuerzo y la superficie externa más cerca del concreto. Protección de concreto que se le da a las estructuras de refuerzo de acero con el fin de evitar que se deterioren.
Rigidez	Capacidad que tiene un elemento estructural de oponerse a la deformación.

RESUMEN

El siguiente proyecto de graduación presenta el diseño de dos proyectos que se desarrollaron mediante el Ejercicio Profesional Supervisado (EPS). La primera propuesta es el diseño de una edificación de dos niveles para la Alcaldía Auxiliar y Oficinas de atención del Consejo Comunitario de Desarrollo Urbano y Rural (COCODE), la segunda propuesta es el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario, ambas propuestas son para el caserío Los Planes, San José Chacayá, Sololá.

Este trabajo consta de dos capítulos, los cuales contiene la fase de investigación y la fase de servicio técnico-profesional. En el capítulo I se desarrolla la fase de investigación la cual consta de una monografía de los aspectos más importantes del municipio de San José Chacayá y del caserío Los Planes, así como de un diagnóstico de las principales necesidades de servicios básicos, saneamiento e infraestructura, de la cual se determinó, en conjunto con la Dirección Municipal de Planificación (DMP), la selección de dos necesidades prioritarias.

El capítulo II contiene el servicio técnico-profesional en el cual se realiza el diseño de los siguientes proyectos: el primero trata del diseño de la edificación de dos niveles para la alcaldía auxiliar y oficinas de atención del COCODE por medio de sistema estructural de marcos dúctiles resistente a momentos. Para el segundo proyecto se realizó el diseño del sistema de la red de alcantarillado sanitario y una propuesta de tratamiento primario a base de fosas sépticas. En la parte final del trabajo se presentan los presupuestos, cronogramas de ejecución y los planos correspondientes.

OBJETIVOS

General

Diseñar la edificación de dos niveles para la Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE y el sistema de alcantarillado sanitario, para el caserío Los Planes, San José Chacayá, Sololá

Específicos

1. Desarrollar una investigación monográfica y un diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos, saneamiento e infraestructura para el caserío Los Planes.
2. Diseñar una edificación de dos niveles para Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE que ofrezca un funcionamiento eficiente durante su periodo de diseño y que cumpla con los requisitos para concreto estructural y sismo-resistencia de acuerdo con el código ACI 318S-14 y los lineamientos establecidos en la normativa AGIES 2018.
3. Realizar el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario para el caserío Los Planes, bajo las normas generales establecidas por el Instituto de Fomento Municipal (INFOM), para su correcto funcionamiento.
4. Elaborar juego de planos, presupuesto y cronograma de ejecución, para facilitar el proceso constructivo de cada uno de los proyectos.

INTRODUCCIÓN

El EPS es una parte fundamental en la formación del estudiante permitiendo enriquecer los conocimientos del estudiante al interpretar objetivamente la realidad nacional mediante la confrontación cotidiana de la teoría con la práctica, además permite brindar la ayuda técnica necesaria para la mejora de proyectos de infraestructura actual del país a través de diseños profesionales, beneficiando en este caso al municipio de San José Chacayá, Sololá.

Durante el EPS se realizó un diagnóstico de necesidades de los servicios básicos de infraestructura del municipio, en la cual en conjunto con la Dirección Municipal de Planificación (DMP), se priorizo el diseño de Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE y el sistema de alcantarillado sanitario, ambos proyectos a realizar en el caserío Los Planes.

Con el primer proyecto mencionado se busca fortalecer la participación de los habitantes a nivel municipal, dar seguimiento a las gestiones y tramites requeridos por la comunidad, la promoción de actividades culturales dentro del caserío, el impulso y apoyo de proyectos a desarrollar para beneficio del caserío y caseríos aledaños. Además, beneficiara a miembros del COCODE que actualmente se les dificultad tratar las problemáticas del caserío, porque no cuentan con un espacio específico para sus reuniones. El diseño está conformado en la planta baja por los siguientes ambientes: recepción y sala de espera, área de pago, tres oficinas municipales, archivo, mantenimiento y servicios sanitarios. En la planta alta: cuatro oficinas municipales, una oficina del director de la Alcaldía Auxiliar y una sala de reuniones.

La segunda propuesta consiste en el diseño de alcantarillado sanitario, con el cual se busca satisfacer las necesidades de saneamiento las cuales son imprescindibles para el desarrollo del municipio, con dicho proyecto se espera proteger la salud, prevenir las enfermedades infecciones y mejorar la calidad de vida de los habitantes. Las aguas negras producidas por las viviendas desembocan a las cunetas de las calles y en su minoría cuentan con letrinas, por lo cual es de prioridad la implementación de dicho proyecto. Estas aguas residuales, con el nuevo sistema de alcantarillado sanitario, serán conducidas hasta una fosa séptica en la cual se les dará a las aguas servidas un tratamiento primario para posteriormente desembocar en el Río Quiscab.

1. PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del caserío Los Planes, San José Chacayá, Sololá

Este capítulo presenta una breve descripción de las características del municipio de San José Chacayá referente a lo social, cultural, económico y geográfico con el fin de identificar los problemas de infraestructura que se desarrollan en la población y de acuerdo con esta información poder determinar soluciones viables. En conjunto con la municipalidad de San José Chacayá se seleccionó el caserío Los Planes para la realización del diseño de una edificación para Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE y un sistema de alcantarillado sanitario en el mismo caserío.

1.1.1. Aspectos generales

El municipio de San José Chacayá se encuentra ubicado en la parte Norcentral del departamento de Sololá con una extensión territorial de 44 km². Según la información contenida en el Plan de Desarrollo Municipal (PDM), la palabra Chacayá proviene de las voces en idioma Kaqchiquel: «ch-ca», que significa golpe o caída y «ya», que significa agua, lo que traduce como caída o golpe de agua, y que podría deberse al hecho de que en inmediaciones del poblado existen varias caídas de agua o cataratas.

El municipio de San José Chacayá está conformado por el área que ocupa la cabecera municipal, una colonia de nombre Romec y ocho caseríos; estos últimos son: Chuacruz, Las Minas, Parromero, San Felipe, Los Chávez, Los Planes, Villa Linda y Chuimanzana.

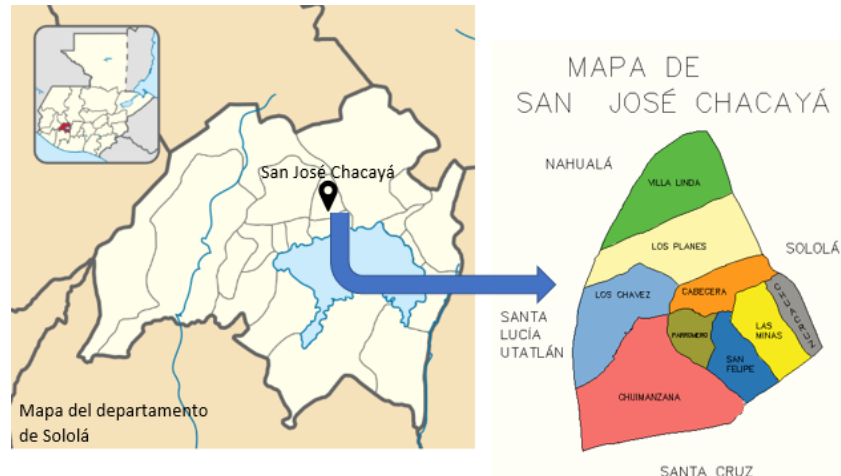
Según los registros municipales, el caserío Los Planes tiene su origen del en el año 1908, con el nombre de “Paraje Pacacay”, en el año 1950 las autoridades que ejercían en la municipalidad de San José Chacayá le dominaron cantón Los Tablones, porque en tal comunidad se talaban muchos árboles, de los cuales se sacaba la madera para construcción de casas. En el año 1995, el cantón Los Tablones fue reconocido oficialmente con el nombre de Caserío Los planes, se llamó así por las características del lugar, que es totalmente plano. Sus primeros habitantes fueron: Francisco Xitamul, Matías Chutá, Ignacio Lejá Xitamul, Mariano Xitamul, Francisco Ramírez y Miguel Ramírez; se supone que estos habitantes eran provenientes de algunas comunidades de Sololá.

1.1.2. Localización del caserío Los Planes

El municipio de San José Chacayá está situado al noreste del departamento de Sololá. La cabecera municipal dista a seis kilómetros de la Cabecera departamental y 146 km de la Ciudad Capital.

El caserío Los Planes, se encuentra en el área norte de San José Chacayá, a una distancia aproximada de tres kilómetros.

Figura 1. **Localización caserío Los Planes**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

1.1.3. **Ubicación geográfica**

El municipio de San José Chacayá se encuentra a una altitud de 2 210 metros sobre el nivel del mar y sus coordenadas son: 14° 46' 18.96" N de latitud y 91° 12' 55" O de longitud, tomando como referencia la municipalidad de San José Chacayá. Con base en la información documental disponible en la Dirección Municipal de Planificación (DMP), el municipio pertenece a tierras altas cristalinas con montañas bajas y colinas moderadas.

El caserío los planes se sitúa a una altitud de 2 393 metros sobre el nivel del mar (m s.n.m), en las coordenadas 14° 46' 55" N de latitud y 91° 13' 59.94" O de longitud, si se toma como referencia el instituto de educación básica de la localidad.

1.1.4. Colindancias

El caserío Los Planes colinda al norte con el caserío Villa Linda del municipio de San José Chacayá, al sur con el caserío Los Chávez municipio de San José Chacayá, al oeste con el municipio de Santa Lucía Utatlán del departamento de Sololá y al este con Chuiquel, del municipio Sololá.¹

Figura 2. **Colindancias con el caserío Los Planes**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018

Tabla I. **Colindancias con el caserío Los Planes**

Nombre	Dirección
Caserío Villa Linda del municipio de San José Chacayá	Norte
Caserío Chusquel del municipio de Sololá	Este
Caserío Los Chávez del municipio de San José Chacayá	Sur
Municipio de Santa Lucía Utatlán del departamento de Sololá	Oeste

Fuente: elaboración propia.

¹ Municipalidad de San José Chacayá. *Plan Comunitario de Desarrollo de Caserío Los Planes 2010-2018*. p.5.

1.1.5. Vías de acceso

Para llegar al caserío Los planes se cuenta con tres vías de acceso, la primera es por medio de la Ruta Interamericana que une la ciudad capital y el centro del país al altiplano, en el kilómetro 140, pasando por Los Encuentros y posteriormente por el municipio de San Juan Argueta; la segunda que lo comunica directamente con la cabecera departamental de Sololá, pasando por la cabecera municipal de San José Chacayá y posteriormente recorrer tres kilómetros, dicha carretera es accesible en verano, mientras que en época de invierno por las pendientes pronunciadas y barrancos en donde corre el río Chuiscalera y se hace necesario dar mantenimiento para que sea accesible; la tercera vía de acceso es por el municipio de Santa Lucía Utatlán, esta vía está compuesta de terracería mayoritariamente, esta vía es utilizada sobre todos por los habitantes de Santa Lucía y caseríos de San José Chacayá, como la forma más rápida de acceder a la cabecera municipal de ambos municipios.

1.1.6. Clima

En el municipio existe la unidad bioclimática bosque muy húmedo premontano tropical (bmh-PMT), que corresponde a un clima frío, ya que por lo general afecta a alturas que van desde los 1 800 a 3 000 metros sobre el nivel del mar. El tipo de clima que prevalece en el municipio se caracteriza por ser semi frío y húmedo. En San José Chacayá la temperatura generalmente varía de 6 °C a 23 °C y rara vez baja a menos de 4 °C sube a más de 24 °C.

El invierno está comprendido en los meses de mayo a octubre, con un periodo de canícula en el mes de julio; el verano es caluroso pero la temperatura tiende a descender en horas de la tarde y se concentran bloques de nubosidad cuyas dimensiones ascienden a 5 octas (cinco octavos de cielo cubierto de

nubosidad). La precipitación pluvial anual es de 1 500 milímetros y un promedio de 131 días de lluvia al año. En los meses de diciembre, enero y febrero es cuando se presentan temperaturas mínimas absolutas, alcanzan el nivel de helada meteorológica entre 2 °C.

1.1.6.1. Estación meteorológica

Según la información obtenido del Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Metrología e Hidrología (Insivumeh), la estación más cercana está ubicada en el municipio de Santiago Atitlán. Su latitud es de 14° 63' norte y su longitud es 91° 23' oeste. Su altitud es de 1 580 metros sobre el nivel del mar.

Figura 3. Estación meteorológica Santiago Atitlán



Fuente: COJULÚN Ricardo. *Comparación del modelo insivumeh contra el modelo wenzel para la elaboración de curvas IDF en los departamentos de San Marcos, Quetzaltenango, Sololá y Retalhuleu.* p.19.

Tabla II. **Datos meteorológicos de la estación Santiago Atitlán, Sololá**

Año	Temperatura máxima (°C)	Temperatura mínima (°C)	Temperatura media (°C)	Lluvia media (mm)
2009	25,58	12,76	19,12	3,21
2010	24,88	12,53	18,90	7,71
2011	25,03	12,43	18,95	6,04
2012	25,31	11,68	19,10	3,32
2013	25,36	11,90	19,26	4,05
2014	25,61	12,05	19,27	2,30
2015	25,82	12,83	19,75	2,75
2016	25,44	13,00	19,59	2,89
2017	24,99	13,68	19,32	3,84
2018	25,71	13,63	19,51	2,08
2019	26,10	13,41	19,64	2,93

Fuente: elaboración propia, con datos de INSIVUMEH año 2019.

Tabla III. **Continuación de datos meteorológicos de la estación
Santiago Atitlán, Sololá**

Año	Evaporación tanque total (mm)	Nubosidad (Octas)	Dirección de viento (grados cardinalidad)	Velocidad viento media (Km/h)	Humedad relativa media (%)
2009	4,21	4,10	153,49	7,15	76,97
2010	3,71	4,66	243,78	7,46	81,79
2011	-----	4,70	257,87	7,65	80,41
2012	2,65	4,75	262,60	8,05	77,78
2013	3,36	4,35	220,91	5,73	81,88
2014	3,00	4,00	160,68	3,46	80,00
2015	3,01	3,70	140,92	2,45	79,84
2016	2,82	3,89	61,53	1,87	79,73
2017	2,80	3,51	55,11	1,95	82,89
2018	2,99	3,67	67,20	2,16	81,63
2019	2,87	3,72	61,09	9,11	80,51

Fuente: elaboración propia, con datos de INSIVUMEH año 2019.

1.1.7. Demografía

De acuerdo con el XI Censo Nacional de Población y VI de Habitación realizado por el Instituto Nacional de Estadística (INE)², en el 2002, el municipio de San José Chacayá contaba con una población total de 2 445 habitantes.

Según el censo realizado en marzo del 2011 por la Dirección Municipal de Planificación del municipio de San José Chacayá se contabilizó un total de

² Oficina Municipal de Planificación. *Censo Municipal Original 2016*. p.1

583 personas dentro del caserío Los planes, San José Chacayá. Las mujeres que habitan en el caserío representan el 51,28 % de la población y los hombres el 48,72 %. Se identificó que en el caserío viven 92 familias con un promedio de seis a siete personas por familia.

De acuerdo con el censo realizado en el 2016 por la Dirección Municipal de Planificación se lograron identificar un total de 192 viviendas con un promedio de siete personas por familia.

1.1.8. Vivienda

El caserío Los Planes es uno de los más poblados dentro del municipio contando con 192 hogares, la gran mayoría de las viviendas están construidas de mampostería de un nivel, los techos son de lámina y algunas de terraza.

Con base en los estudios realizados, los pisos son por lo general de tierra, torta de cemento y muy pocas utilizando piso cerámico. En cuanto a tendencia de tierras el 97 % son propiedad privada, 1 % propiedad municipal, 1 % propiedad comunal y 1 % estatal.

1.1.9. Economía

Entre las fuentes de trabajo de los habitantes del caserío Los planes están: la elaboración de trigo, carbón, textiles (cortes y tejidos güipiles), las ventas de leña, comidas, tiendas. Otra actividad económica es la agricultura especialmente cultivo de cebolla, zanahorita, papa, maíz.

Según el análisis de la información recopilada, el 25 % cuenta con un trabajo formal prestando sus servicios dentro del caserío o en el municipio de:

secretarios/as, maestra, enfermeras en el puesto de salud o en el centro de atención permanente, de este 25 % el 10 % cuenta con un trabajo dentro del caserío y el otro 15 % sale a trabajar al municipio. Algunos se dedican a trabajos como: jornaleros, carpinteros, leñadores, albañiles, mientras que las mujeres realizan bordados de güipiles, fajas y cortes.

La población del caserío Los Planes a pesar de las circunstancias que no existen fuentes de trabajo, son personas emprendedoras, que en algunos casos han tenido que partir en busca de trabajo a la ciudad capital, Quetzaltenango, Sololá, Chimaltenango para trabajar como albañiles, carpinteros, panaderos, entre otros.

1.1.9.1. Niveles de pobreza

Se encuentra en esta situación las personas que con los ingresos que obtienen no son suficientes para cubrir la canasta básica familiar, 18 % de las familias obtienen ingresos mensuales que oscilan entre Q 1,00 a Q 500,00; el 52 % de Q 501,00 a Q 1 500,00. Mientras que el 30 % restante no se califica como pobre porque sus ingresos sobrepasan los Q 1 500,00 mensuales. Con respecto al nivel de pobreza se puede indicar que el 70 % de hogares se encuentra en dicho nivel, es decir, no logran cubrir sus necesidades básicas. Estos datos se obtuvieron de la consulta documental propia de la municipalidad.

1.1.10. Servicios públicos

En este apartado se presentan los servicios básicos los cuales benefician a los/as vecinos/as del caserío Los Planes, San José Chacayá.

1.1.10.1. Educación

En el año 1980 fue fundada la Escuela Oficial Rural Mixta (EORM), por el señor Florencio Tuíz Zet con el apoyo de toda la comunidad, en la cual se atienden estudiantes de los niveles de educación Preprimaria y Primaria, en jornada matutina.

Con base en la información de la Coordinación Técnico-Administrativa (CTA), del Ministerio de Educación (Mineduc), para el año 2019, la matrícula registró 159 alumnos inscritos.

Según registros académicos de la CTA correspondiente, el 87 % de la población escolar finalizó sus estudios en el año 2019, mientras que el 13 % interrumpió su ciclo académico retirándose de centro educativo en todos los niveles.

En cuanto a educación básica en el año 2009, se creó el Instituto Mixto de Educación Básica por Cooperativa (Imebcoop), en la jornada vespertina. Según las estadísticas oficiales del Mineduc, la matrícula escolar para el año 2019 fue de 95 alumnos inscritos.

Cabe resaltar que la mayoría de los alumnos inscritos pertenecen al caserío Los Planes y otra minoría son de los diferentes caseríos cercanos como por ejemplo del caserío Villa Linda y del caserío Los Chávez.

1.1.10.2. Salud

El Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social (MSPAS), cuenta con un Centro de Atención Permanente (CAP), ubicando en la cabecera municipal. El

CAP de San José Chacayá, es atendido por quince personas, diez mujeres y cinco hombres. Los servicios a los que tiene acceso la población son: atención medica asistencial, medicamentos, emergencias y consultas las veinticuatro horas del día y servicio de ambulancia. Los servicios se presentan de forma gratuita.

La atención se hace en el idioma Kaqchiquel, primero para facilitar la comunicación en el momento de la evaluación médica y segundo porque los pacientes se sienten más cómodos y de esta forma se obtiene un mejor diagnóstico. Sin embargo, las doctoras que atienden el centro no hablan kaqchikel, por lo tanto, se apoyan en una enfermera auxiliar, quien traduce la conversación.

El caserío Los Planes cuenta con un servicio de salud por medio de un centro de convergencia, prestando los siguientes servicios:

- Atención a niños/as menores de cinco años en cuanto a: suplementación de hierro, administración de desparasitantes a niños/as hasta los cinco años, monitoreo y promoción del crecimiento, suplementación de vitamina "A" y visitas domiciliarias a niños/as.
- Atención a mujeres en edad fértil en el área de consulta general, vacunación a mujeres embarazadas y otros servicios como: exámenes de Papanicolau, control prenatal y post natal, planificación familiar y visita domiciliarias a mujeres embarazadas.
- Servicios de madres consejeras en: lactancia materna exclusiva, alimentación complementaria y monitoreo de crecimiento, cuidado de alimentación del niño/a, enfermo/a, prevención de la desnutrición aguda,

cuidado y alimentación de la mujer embarazada y madre lactante y señales de peligro durante el embarazo, parto y post parto.

1.1.10.3. Drenaje

En el municipio de San José Chacayá se cuenta con una planta de tratamiento de aguas residuales, que captan las aguas residuales de los sistemas de alcantarillados de algunas viviendas de la cabecera municipal, el caserío Chuacruz y del caserío Las Minas, según datos de la municipalidad no todas las viviendas de los caseríos mencionados cuentan con dicho servicio ya que cada hogar debe realizar su conexión a la red principal del sistema.

Los siguientes caseríos del municipio no cuenta con un sistema adecuado de drenaje: Los Planes, Villa linda, Los Chávez, Chuimanzana, Parromero, por lo que los vecinos para mitigar este servicio han construido sus propios pozos sépticos.

1.1.10.4. Agua potable

Este servicio es de vital importancia para cualquier comunidad ya que es utilizado para las actividades diarias como, por ejemplo: higiene personal, limpieza de casas y en su mayoría en el área rural para el riego de cultivos.

Con base en el análisis de la información recopilada, el municipio de San José Chacayá el agua no es potable, porque carece de tratamiento alguno, por lo que se califica como agua entubada. Actualmente la cabecera municipal, el caserío Chuacruz y el caserío Las Minas es abastecido por la municipalidad y los demás caseríos cuentan con sistema de abastecimiento de agua por medio de nacimientos.

El caserío Los planes cuenta con un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad, compartido con el caserío Villa Linda, pero se está implementando un nuevo sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo únicamente para abastecer al caserío Los Planes.

1.1.11. Caracterización biofísica (medio ambiente)

La caracterización física es aquella información que se refiere a la característica renovables existentes en el área de estudio. Lo constituyen todas las riquezas de fuerzas naturales como, por ejemplo: bosques, flora, fauna y suelos.

Con base en los estudios realizados, la región del lago de Atitlán tiene una larga historia volcánica. A ocho kilómetros del casco urbano del municipio de San José Chacayá se encuentra ubicado el volcán de San Pedro, a 14 kilómetros el volcán de Santiago y a 146 kilómetros el volcán de San Lucas Tolimán.

Con base en la información documental disponible en la Dirección Municipal de Planificación (DMP), el municipio pertenece a tierras altas cristalinas con montañas bajas y colinas moderadas.

Dentro de la cobertura boscosa predominan los árboles y otras plantas leñosas. Estos juegan un papel sumamente importante en la protección del medio ambiente; como reguladores biológicos del clima, protectores genéticos del suelo y del hábitat humano. Entre los tipos de bosque existentes en el municipio de San José Chacayá se encuentran: los bosques maderables, estos son utilizados para leña y como explotación de madera para la fabricación de muebles; los bosques frutales los cuales son distribuidos en todo el municipio, el fruto de los árboles es aprovechado por la población para venta y el consumo.

El municipio cuenta con una fauna muy diversa, la fauna predominante en el municipio está compuesta por: murciélago, armadillo, conejo de monte, ardilla gris, ratón, puercoespín, coyote, comadreja, zorrillos. El caserío Los Planes cuenta con una diversidad de árboles entre las que podemos mencionar: pino, ilamo, encino, ciprés, cancho de venado, árboles frutales como duraznales, manzanales, aguacatales. Además, se pueden observar plantas ornamentales como geranios, rosas, margaritas, plantas parasitas. A pesar de la importancia de la conservación de los bosques, en la actualidad los vecinos no realizan acciones para contribuir en la reforestación de su comunidad.

Según el sistema de clasificación de los suelos del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA), los suelos de San José Chacayá se encuentran el 37 % de los suelos son de la clase VIII, cuya vocación es para parques nacionales o áreas de protección especial, de recarga hídrica y de esparcimiento; se encuentra áreas de suelos clases VII (12 %) y VI (14 %) que requieren cuidado especial en la selección de los cultivos. El caserío Los Planes tiene una tierra de tipo negra, la cual es utilizada especialmente para la agricultura en época de invierno. El suelo del caserío Los Planes es utilizado en un 45 % para la agricultura, el 17 % es utilizado por los bosques y el 38 % es utilizado para las viviendas. En la actualidad los vecinos/as no realizan acción para conservar la fertilidad de sus suelos.

Entre las áreas que reflejan el paisaje cultural como parte de la identidad que caracteriza a la población se encuentran seis altares mayas cuatro en el caserío Las Minas, son estos: La Campana, La Cuerva, San Isidro y La Torre; uno en el caserío Chuacruz con mirador al lago y uno en la cumbre de Parromero. En Los Planes y Villa Linda se encuentra el atractivo del río Patzuibaj lago.

El municipio de San José Chacayá se encuentra en el área protegida de la Cuenca del Lago de Atitlán, la población solicita la capacitación y asistencia técnica sobre uso y manejo de recurso forestal, técnicas de uso y conservación de los suelos entre otros de organización gubernamentales como el Consejo Nacional de Áreas Protegidas (CONAP), el Instituto Nacional de Bosques (INAB) y Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN).

1.1.12. Hidrología

Los recursos hídricos en el municipio juegan un papel sumamente importante, ya que en su mayoría se destina a los sistemas de riego en algunos caseríos, consumo animal y uso humano.

A la luz de estudios de diagnósticos, el municipio tiene gran capacidad hidrográfica, que no se aprovecha adecuadamente, porque los productores de la región carecen de sistemas de riego que no les permite cosechar todo el año y obtener una mayor rentabilidad, los caseríos que se benefician con el sistema de mini riego y aprovechan el recurso natural hidrológico son: Las minas, Chuacruz y la cabecera municipal, los demás por falta de financiamiento no hacen uso de dicho recurso.

Según el Plan de Desarrollo Municipal con Enfoque Territorial de San José Chacayá (PDM), existen Dieciséis nacimientos de agua que sirven para abastecer los centros poblados del municipio. El caserío con mayor número de nacimientos es Parromero, el cual cuenta con seis nacimientos; el segundo lugar con cinco nacimientos se encuentra el caserío Chuimanzana, el caserío Los Chávez cuenta con dos nacimientos; en el caserío Los Planes se encuentran dos nacimientos y en caserío Las Minas se encuentra uno.

Por el municipio pasa el río Quiscab, durante su recorrido los pobladores no le asignan nombres diferentes. A continuación, se describen las características que adopta el río en su recorrido por cada uno del caserío:

Tabla IV. **Ríos y su ubicación**

Ríos	Ubicación	Descripción
Tunayá	Caserío Villa Linda	Su caudal es pequeño y en época lluviosa su caudal es regular.
Chuiscalera	Caserío Los Chávez	Cause ingresa por Santa Lucía Uatlán, se aprovecha como espacio de recreación.
Chuichimuch	Caserío Chuimanzana	Cause ingresa por el caserío Los Chávez, esta fuente no es aprovechada.
Xescalera	Caserío Parromero	Cause ingresa por Chuimanzana, esta fuente es aprovechada por los pobladores para riego de cultivos.
La toma-Molina	Cabecera Municipal	Cause ingresa por el caserío Parromero, esta fuente es aprovechada para generar energía que permite mover una máquina para moler trigo, además es utilizada por pobladores para uso domésticos, lavar hortalizas y riego de cultivos.

Fuente: elaboración propia.

Únicamente en la cabecera municipal recorren dos riachuelos, uno pasa por el centro del municipio, en el lado suroeste del estadio municipal, colinda al noreste del edificio que ocupa el Organismo Judicial (OJ), desciende por debajo del puente Copante que conduce a la municipalidad, en invierno su caudal crece, se desborda y causa daños a los cultivos. El otro riachuelo sirve de límite territorial entre el caserío Chuacruz y la cabecera municipal, en invierno crece y su fuente no es aprovechado por los pobladores.

En ambos riachuelos se han convertido en basurero, porque algunos vecinos tiran diferentes objetos plásticos, metas y vidrio.

Todos los recursos hídricos mencionados desembocan en el lago Atitlán, esto contribuye en la contaminación y afecta el atractivo turístico. Las amenazas a los elementos naturales hídricos se dan principalmente por la descarga de aguas residuales y de los residuos sólidos.

1.1.13. Manejo de desechos sólidos

Dentro del municipio de San José Chacayá se cuenta con un planta de tratamiento para el manejo adecuado de residuos y desechos sólidos, en donde trabajan tres personas encargadas para clasificar los desechos sólidos (vidrio, cartón, botellas plásticas, desechos orgánicos) y la basura no reciclable se ingresa en una de las fosas que se construyó para un periodo de vida útil de cinco años, pero con el aumento poblacional y de desechos se estima que se llenara en dos años máxima según indican los trabajadores de la planta de tratamiento.

Con base en la información recopilada, dentro de la planta de tratamiento se puede encontrar un área administrativa, cuenta con cuatro áreas para la preparación de material orgánico (lombricompost), piletas para la clasificación de vidrios el cual se realiza dependiendo del color, lugar de descarga de desechos sólidos, dos rellenos sanitario completamente llenos y un relleno sanitario en uso.

Para la recolección de basura se cuenta con dos camiones los cuales forman parte del tren de aseo, el cual pasa los miércoles y viernes en los caseríos Chuimanzana, Chuacruz, Las minas, Los Planes y Villa linda y los jueves se recolectan los desechos sólidos de las escuelas de todos los caseríos.

El programa Ejercicio Profesional Supervisado multidisciplinario (Epsum), está trabajando en todo el departamento de Sololá, a través de estudiantes de EPS de las diferentes carreras, con la problemática del mal manejo de los residuos y desechos sólidos, esto con el objetivo de evitar la contaminación del lago de Atitlán. Uno de los principales objetivos del programa dentro del municipio de San José Chacayá es la implementación de un Plan de gestión integral de residuos y desechos sólidos (PGIRS), creado en el 2018. En la propuesta del PGIRS se tienen las siguientes actividades: sensibilización a la población, capacitaciones a personal de la municipal y población en general, jornadas de limpieza, identificación y eliminación de basureros clandestinos, la implementación y monitoreo del tren de aseo en todos los caseríos.

1.1.14. Diagnóstico de las necesidades de servicios básicos, saneamiento e infraestructura del caserío Los Planes

Fue necesario realizar un diagnóstico para definir las principales necesidades de los servicios básicos dentro del municipio de San José Chacayá, por lo que fue necesario analizar las diferentes áreas de servicios públicos entre los cuales se tiene: el área de infraestructuras, área de hidráulica y saneamiento, área de topografía y transporte.

De acuerdo con la información proporcionada por la Dirección Municipal de Planificación (DMP), se determinó que en el municipio se cuenta con algunas necesidades en las áreas de infraestructura y saneamiento.

1.1.15. Descripción de las necesidades

La cabecera municipal cuenta con un sistema de alcantarillado sanitario y el resto de los caseríos suelen utilizar pozos ciegos o letrinas, los cuales no son

recomendables para la evacuación de aguas residuales pudiendo ocasionar problemas de salud en los pobladores específicamente en niños y adultos.

En el municipio de San José Chacayá no se cuenta con sistemas de alcantarillado pluvial, lo cual, en época de invierno, la falta de este sistema afecta gravemente las calles, deteriorándolas y haciéndolas prácticamente intransitables.

Dentro del municipio de San José Chacayá la mayoría de los caseríos cuenta con su sistema de abastecimiento de agua potable, pero en los últimos años el caserío Los Planes y el caserío Villa Linda comparten el sistema de abastecimiento de agua potable, pero por el crecimiento poblacional del caserío Los Planes se necesita la implementación de un nuevo sistema de abastecimiento que logre beneficiar a todos los habitantes de dicho caserío. La municipalidad está realizando estudios para la implementación de un sistema de abastecimiento de agua por bombeo.

Otras de las problemáticas dentro del área de infraestructura es el actual edificio municipal, no se cuenta con suficiente espacio para proporcionar un ambiente de trabajo adecuado a los trabajadores, no se cuenta con la cantidad de oficinas necesarias para los diferentes departamentos, ya que en el momento de su construcción no se tomaron en cuenta la implementación de algunas oficinas tales como: oficina de ambiente, Dirección Municipal de la Mujer (DMM), oficina de la niñez y juventud, oficina de seguridad alimentaria y nutricional municipal, oficinas para los concejales. Así también los miembros de los Cocode manifestaron su interés por la construcción de un espacio para realizar reuniones.

1.1.16. Análisis y priorización de necesidades

Para la priorización y elección de los proyectos de acuerdo con la DMP, los recursos disponibles y los requisitos que demanda el EPS se seleccionaron los siguientes proyectos:

- Diseño de una edificación para Alcaldía Auxiliar y Oficinas de los Cocode en caserío Los Planes.
- Diseño de un sistema de alcantarillado sanitario para el caserío Los Planes.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de edificación de dos niveles para Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE, en caserío Los Planes, San José Chacayá, Sololá

A continuación, se describe el diseño de edificación de dos niveles.

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste como bien su nombre indica en el diseño de una edificación para Alcaldía Auxiliar el cual contará con oficinas destinadas para miembros de los COCODE los cuales no cuentan con un espacio para gestionar soluciones a los problemas que afectan al caserío.

El diseño de la estructura contará con los siguientes ambientes:

- Planta baja: recepción, área de espera, área de pagos, tres oficinas municipales, área de cafetería, archivo, área de mantenimiento y servicios sanitarios.
- Planta alta: oficina para alcalde auxiliar, dos oficinas para miembros de COCODE, dos oficinas municipales y un salón de reuniones.

Para el diseño de la edificación de la Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE se utilizará el sistema estructural E1-Tipo DA “Estructura de marcos simples de alta ductilidad, de acuerdo con las normas de seguridad estructural de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES),

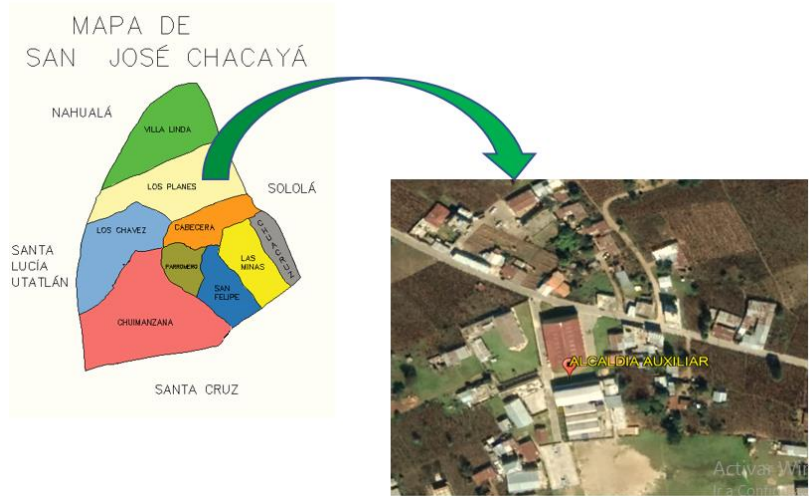
NSE-3 “Diseño estructural de edificaciones” el cual está integrado con marcos de columnas y vigas.

Para los elementos estructurales de la edificación se utilizará el método de diseño por resistencia Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), utilizando los factores de mayoración de carga de las normas de seguridad estructural 2018 de AGIES, NSE-1 “Generalidades, administración, de las normas y supervisión técnica”, NSE-2 “Demandas estructurales y condiciones de sitio”, NSE- ““Diseño estructural de edificaciones” y los factores de resistencia de los elementos del código ACI 318-14. Este método está basado en el criterio de estados limites, en el cual un elemento estructural bajo carga se ve afectado a tal grado que deja de ser seguro para los ocupantes.

2.1.2. Ubicación de proyecto

El proyecto donde se construirá la alcaldía auxiliar y oficinas de los COCODE estará ubicado en el caserío Los planes, en frente del salón comunal y aún costado del centro de salud.

Figura 4. **Ubicación de Alcaldía auxiliar y Oficinas de COCODE**



Fuente: elaboración propia, empleando Google Earth.

2.1.3. Criterios de diseño

Para el diseño de Alcaldía Auxiliar y Oficinas de los COCODE se utilizará las Normas de Seguridad Estructural para Guatemala (NSE), siendo estas:

- NSE-1 para determinar la categoría ocupacional en la cual se estableció que será de categoría III, obra importante.
- NSE 2 para determinar las cargas vivas de cada ambiente de acuerdo con el tipo de ocupación-uso y los aspectos sísmicos de la estructura, las cuales nos ayudará a establecer la carga de sismo a la que estará sometida el edificio.

- NSE 3 para seleccionar la configuración estructural y sistemas sismorresistentes a utilizar en el diseño, los parámetros para determinar la carga sísmica estática equivalente.

Para el diseño de los elementos estructurales (losas, vigas, columnas, zapatas), se utilizará el código ACI 318 S-14 en el cual se establecen los requisitos para el concreto estructural.

2.1.4. Estudio de Suelo

Para el estudio de suelo se realizó el ensayo triaxial no consolidado no drenado, con el fin de determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Para ello en el terreno destinado, se realizó una excavación a 1,50 m de profundidad extrayendo una muestra inalterada de suelo de un pie cúbico. Posteriormente se llevó al laboratorio de suelos del Centro de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería en la cual se extrajo una muestra de forma cilíndrica la cual fue sometida a una presión de confinamiento en todas sus caras. Este ensayo nos ayudó a determinar el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo, los cuales nos permitirán establecer la capacidad soporte de suelo. Los resultados del laboratorio se encuentran ubicados en la sección de apéndice.

- Tipo de ensayo: ensayo triaxial no consolidado y no drenado
- Descripción del suelo: limo arenoso color café claro
- Profundidad de la extracción de muestra: 1,50 metros
- Dimensión y tipo de probeta: 2,5"x 5,0"
- Ángulo de fricción de interna (θ): 23,09°
- Cohesión (C_u): 1,05 ton/m²
- Peso específico del suelo: 0,90 ton/m³

2.1.4.1. Ensayo triaxial y cálculo del valor soporte

La carga admisible en una cimentación es aquella que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada, teniendo además un margen de seguridad, esta carga no depende únicamente del terreno, sino también de la cimentación, característica de la estructura y del coeficiente de seguridad que se adopte en cada caso.

Para determinar la capacidad de carga límite para zapata cuadrada, se utilizan los postulados de Karl Terzaghi³, siendo esta:

$$q_o = (1,3 * C_u * N_c) + (\gamma_s * D_f * N_q) + (0,4 * \gamma_s * b_{zapata} * N_\gamma)$$

En esta ecuación N_c, N_q, N_γ , son coeficientes sin dimensión que depende únicamente del ángulo de fricción interna del suelo y se llaman factores de capacidad de carga debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo, respectivamente.

Donde:

q_o = Valor soporte de suelo ton/m²

C_u = Coeficiente de cohesión de suelo ton/m²

γ_s = Peso específico del suelo ton/m³

D_f = Desplante de cimentación en m

b_{zapata} = Ancho de zapata en m

N_c = Factor de capacidad de carga debido a la cohesión

N_q = Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga

N_γ = Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

³ Karl Terzaghi. Ingeniero, reconocido como la mecánica de suelos.

$\theta =$ Angulo de fricción interna

- Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga (N_q)

$$N_q = \frac{e^{(\frac{3}{2}\pi - \theta_{rad}) \tan \theta}}{2(\cos(45 + \frac{\theta}{2}))^2}$$
$$N_q = \frac{e^{(\frac{3}{2}\pi - \frac{23,09 * \pi}{180}) \tan 23,09}}{2(\cos(45 + \frac{23,09}{2}))^2}$$
$$N_q = 10,33$$

- Factor de capacidad de carga debido a la cohesión (N_c)

$$N_c = \cot \theta * (N_q - 1)$$
$$N_c = \cot 23,09 * (10,33 - 1)$$
$$N_c = 21,88$$

- Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo (N_γ)

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan(\theta)$$
$$N_\gamma = 2 * (10,33 + 1) * \tan(23,09)$$
$$N_\gamma = 9,66$$

- Capacidad de carga límite

$$q_o = (1,3 * 1,05 * 21,88) + (0,90 * 1,50 * 10,33) + (0,4 * 0,90 * 1,50 * 9,66)$$
$$q_o = 49,03 \text{ ton/m}$$

- Capacidad de carga admisible

Se define como la presión máxima por unidad de área de la cimentación que puede ser soportada por el suelo debido al exceso de presión causada por el suelo circundante al nivel de la cimentación.

La capacidad de carga admisible se obtiene dividiendo la capacidad de carga límite por un factor de seguridad que el Dr. Terzaghi recomienda que no sea menor de tres.⁴

$$V_s = \frac{q_u}{F_s}$$

Donde:

$$\begin{aligned}q_u &= q_o - (\gamma * D_f) \\q_u &= 49,03 - (0,90 * 1,50) \\q_u &= 47,68 \text{ ton}/m^2\end{aligned}$$

Para el diseño se estableció un factor de seguridad de 3.

$$\begin{aligned}V_s &= \frac{47,68 \text{ ton}/m^2}{3} \\V_s &= 15,89 \text{ ton}/m^2\end{aligned}$$

El valor soporte de suelo es de $15,89 \text{ ton}/m^2$, el cual será utilizado para el diseño de la cimentación de la edificación.

⁴ CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Capacidad de carga de las cimentaciones*. p.297.

2.1.5. Diseño arquitectónico

Para el diseño de la edificación se tomaron en consideración las necesidades propuestas por el director de la dirección municipal de planificación y de los miembros del COCODE del caserío. El edificio consta de dos niveles, en el primer nivel se tendrán tres oficinas destinadas para miembros municipales, una recepción, área de espera, archivo, área de mantenimiento, área de pago y servicios sanitarios. En el segundo nivel se contará con una oficina destinada para el director de la alcaldía auxiliar, dos oficinas para miembros del COCODE, dos oficinas para miembros municipales y un salón de reuniones.

La oficina municipal de planificación y los miembros del COCODE del caserío los planes proporcionaron un terreno de 22,80 m x 7,55 m para el diseño de la edificación. En dicho terreno se considera un área para el módulo de gradas el cual se diseñará con un sistema estructura tipo 2 “Estructura de muros tipo cajón de mampostería reforzada”.⁵

Se tendrá una junta de construcción entre la estructura y el módulo de gradas, esta separación está en base a las derivas laterales de la estructura.

2.1.5.1. Requerimiento de áreas

Para el diseño de ambientes se tomaron en consideración las necesidades de los miembros del COCODE los cuales no cuentan con oficinas para tratar los problemas de la comunidad. Además, dentro de la Alcaldía Municipal no se cuenta con un área de pagos para el municipio.

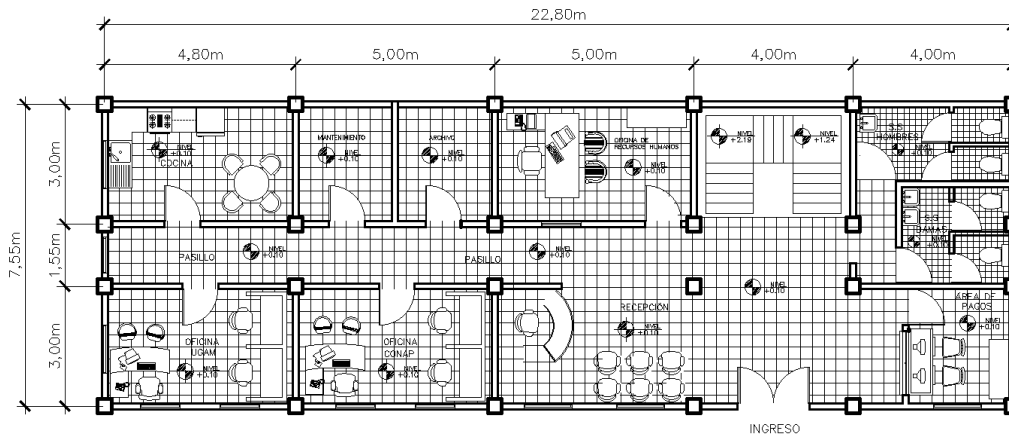
⁵ AGIES. *Bases del diseño estructural, estructura de muros. Diseño estructural de edificaciones.*

Dentro de la municipalidad actual no se cuenta con un área adecuada en las oficinas actuales de la DMP y la DMM, por lo cual se recomienda trasladar a la planta alta de la alcaldía auxiliar.

2.1.5.2. Distribución de ambiente

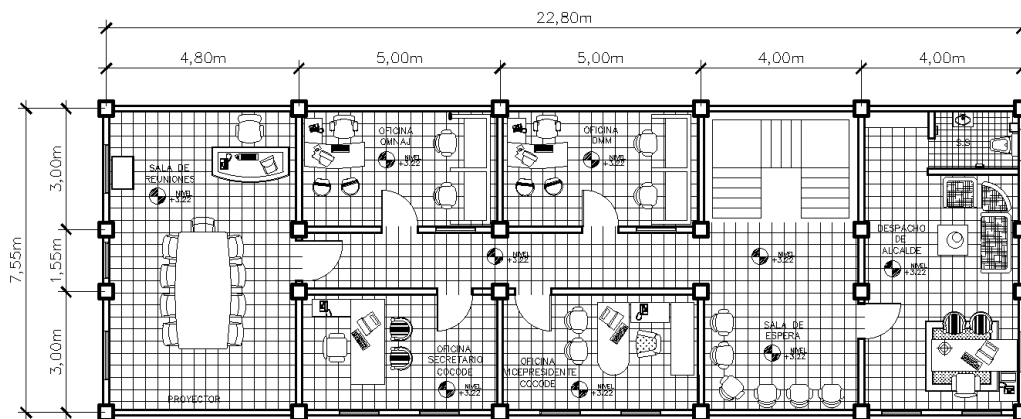
La distribución de ambientes de la Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE se realizó con el fin de que se cubran las necesidades primarias solicitadas. La distribución de ambientes quedó de la siguiente forma:

Figura 5. Planta amueblada del primer nivel



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 6. Planta amueblada del segundo nivel



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.1.5.3. Altura y cota

La altura de piso a cielo para ambos niveles será de tres metros con el fin proporcionar ambientes cómodos y funcionales para su uso.

2.1.5.4. Selección del sistema estructural

Un sistema estructural E1 está integrado por marcos de columnas y vigas que soportan toda la carga vertical y además todas las sollicitaciones horizontales. Todos los marcos deben estar unidos entre sí por diafragmas de piso horizontales. Los marcos, atendiendo a sus capacidades sismorresistentes, pueden ser Alta Ductilidad (Tipo DA), Ductilidad Intermedia (Tipo DI) o, en algunos casos de Baja Ductilidad (Tipo DB).

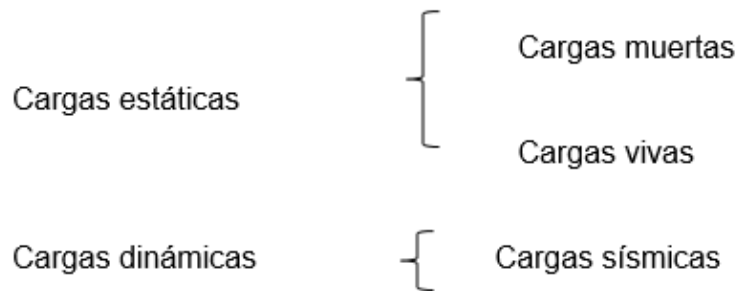
De acuerdo con su capacidad sismorresistente se diseñará con un sistema estructura E1 de Alta Ductilidad (Tipo DA) y se aplicará lo contenido en el capítulo 18 de ACI 318S-14 “Estructuras Sismo Resistente” para los elementos estructurales.

Se utilizará muros (tabiques) de mampostería reforzada de block, para delimitar los distintos ambientes, para no tener limitaciones al momento de remodelar un ambiente, ya que los muros divisorios no soportan ninguna carga por lo cual se puede prescindir de ellos para una ampliación de un ambiente.

2.1.6. Análisis estructural

Un análisis estructural nos permitirá determinar el comportamiento de la estructura ante las fuerzas exteriores que puedan afectarla tales como:

Figura 7. **Cargas exteriores que pueden aplicarse en una estructura**



Fuente: elaboración propia.

Las cargas estáticas son aquellas cargas que no varían su magnitud durante el transcurso tiempo, pudiendo clasificarse como cargas muertas las cuales son generadas por el peso propio de la estructura y las cargas vivas que están relacionadas con la ocupación y uso de la estructura.

En algunos casos se toma en cuenta las cargas de líquidos o cargas de empuje del suelo. Las cargas dinámicas son aquellas que actúan sobre la estructura de forma repentina, cambiando su magnitud. Entre ellas encontramos las cargas sísmicas las cuales utilizan como base el espectro sísmico del terremoto del 1976 y las cargas de viento para edificios de gran esbeltez.

Habiendo establecido el diseño de la edificación, la geometría y las fuerzas a las que la estructura estará sometida se logrará realizar un análisis estructural estableciendo un modelo matemático de comportamiento real de estructura, con el fin de determinar los desplazamientos, derivas, esfuerzos cortantes y momentos que presentará la edificación.

Todos los miembros y sistemas estructurales deben analizarse para determinar los efectos máximos producidos por las cargas incluyendo las diferentes disposiciones de la carga viva.

Para el análisis estructural de la edificación de la alcaldía auxiliar y oficinas de COCODE se utilizará el método de Kani y se hará una comparación con el Software ETABS 2018.

2.1.6.1. Predimensionamiento estructural

El predimensionamiento estructural son parámetros que nos permite obtener dimensiones mínimas de cada uno de los elementos estructurales, a fin de tener dimensiones preliminares que soportaran los esfuerzos a los que está sometida la estructura, las cuales se evaluarán bajo los criterios de resistencia establecidos en códigos de diseño.

Para un predimensionamiento estructural se debe empezar con requisitos mínimos establecidos, características de resistencia mínimas del concreto y acero y dimensiones mínima establecidos en el ACI 318S-14.

2.1.6.1.1. Predimensionamiento de losas

La losa es un elemento estructural, que tiene como función soportar las cargas según el tipo de ocupación (cargas vivas) y el peso propio de los elementos (carga muerta), en algunas ocasiones se utiliza como una losa de entrepiso la cual tiene el fin de separar los pisos consecutivos entre edificios o servir como cubierta.

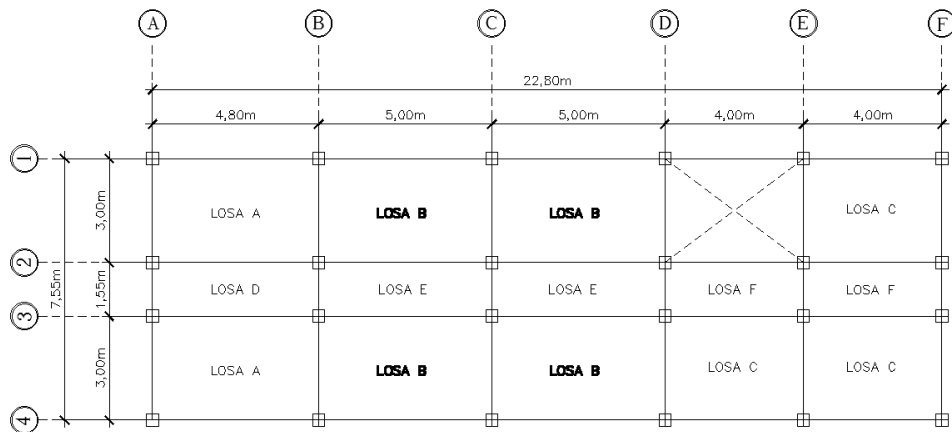
El predimensionamiento de losas se realizará según el análisis estructural⁶

$$\frac{\text{lado mayor}}{\text{lado menor}} > 2,0 \quad ; \quad \text{Losas en una dirección}$$

$$\frac{\text{lado mayor}}{\text{lado menor}} \leq 2,0 \quad ; \quad \text{Losas en dos direcciones}$$

- Trabajabilidad de losas:

Figura 8. Identificación de losa crítica



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Para el predimensionamiento de losas es necesario determinar la forma en que trabaja una losa, sea esta en una dirección o en dos direcciones, esto se puede determinar a través de la siguiente relación:

La ecuación anterior se utilizará para determinar la forma en que se predimensionará cada una de las losas:

⁶ HIBBELER, Russell. *Análisis estructural*. p.41.

- Aplicando la ecuación anterior para la losa crítica se tiene:

$$Losa B = \frac{5m}{3m} = 1,67 \leq 2 \quad ; \quad Losa \text{ en dos direcciones}$$

Tabla V. **Trabajabilidad de losa**

Losa	Lado corto (a)	Lado largo (b)	Relación (a/b)	Trabajabilidad de losas
A	3,00	4,80	1,60	Dos sentidos
B	3,00	5,00	1,67	Dos sentidos
C	3,00	4,00	1,33	Dos sentidos
D	1,55	4,80	3,10	Un sentido
E	1,55	5,00	3,23	Un sentido
F	1,55	4,00	2,58	Un sentido

Fuente: elaboración propia.

Según Nilson, las losas se pueden apoyar sólo en dos lados opuestos, caso en que la acción estructural de la losa es fundamentalmente en una dirección, puesto que trasmite las cargas en la dirección perpendicular a la de las vigas de apoyo. También es posible que haya vigas en los cuatro lados, de modo que se obtiene una acción en dos direcciones.

Todas las losas están apoyadas en los cuatro lados, por lo tanto, todas las losas trabajarán en dos direcciones, independientemente de la relación a/b y se tomará la losa de mayor dimensión para el cálculo de espesor.

- Predimensionamiento de espesor:

De acuerdo con el diseño de estructuras de concreto, el espesor de losa es igual a:

$$t_{losa} = \frac{\text{perímetro}}{180}$$

Para el diseño de la alcaldía auxiliar se predimensionará la losa crítica siendo para este caso losa B.

$$t_{losa} = \frac{(5m + 3m + 5m + 3m)}{180}$$
$$t_{losa} = 0,09 \text{ metros}$$

Para este proyecto se propone utilizar un espesor de losa de 0,10 metros en la azotea sin acceso por las cargas mínimas que soportará y en losa de entrepiso se utilizará un espesor de 0,12 metros.

2.1.6.1.2. Predimensionamiento de vigas

Las vigas son elementos estructurales horizontales que están diseñadas para resistir deformaciones por corte, deflexión y torsión causadas por cargas gravitacionales, como losas, muros de un nivel superior, cargas vivas entre otras, transmitiendo las cargas a sus apoyos, los cuales puede ser columnas de manera puntual.

Las vigas son elementos importantes en un sistema de marcos dúctiles, por su conexión con las columnas (nudos), dan la rigidez al sistema al momento de un sismo.

- En base a los requisitos establecidos por el código ACI 318S-2014 en la tabla 9.3.1.1, para las vigas no preesforzadas la altura total de la viga, h , no debe ser menos que los límites dados en la siguiente tabla:

Tabla VI. **Altura mínima de vigas no preesforzadas**

Condición de apoyo	Altura mínima, h
Simplemente apoyada	$L/16$
Con un extremo continuo	$L/18,5$
Ambos extremos continuos	$L/21$
En voladizo	$L/8$

Fuente: elaboración propia.

- Para el efecto la viga crítica es la A-B

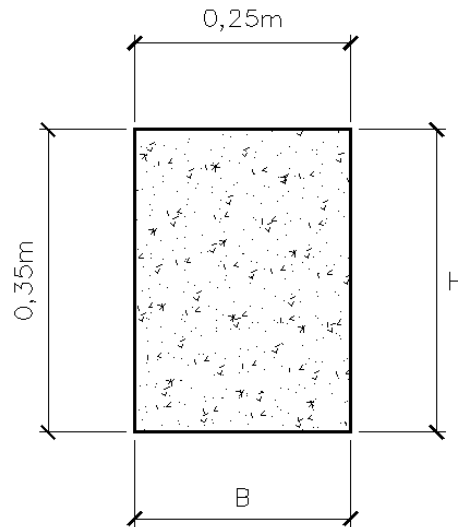
$$h = \frac{4,80 \text{ m}}{18,5}$$

$$h = 0,26 \text{ metros}$$

- De acuerdo con el criterio del ACI 318S-14 inciso 18.6.2.1.b: El ancho de la viga debe ser al menos igual al menor de $0,3 h$ y 250 mm .
- En este caso el criterio aplicar es de $b = 250 \text{ mm}$

Tomando en cuenta cada uno de los incisos anteriores se propone una viga de $0,25\text{m}$ de base y $0,30\text{m}$ de altura. De acuerdo con el diseño de nudo sísmico es necesario modificar la altura de la viga para cumplir con los chequeos de resistencia, por lo tanto, las dimensiones de la viga serán las siguientes:

Figura 9. **Sección transversal de viga**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.1.6.1.3. Predimensionamiento de columnas

Una columna es un elemento estructural vertical de concreto reforzado que sirve de apoyo principal en un sistema de marcos, las cuales soportan cargas verticales como: cargas vivas de losas y vigas, según las ocupaciones por nivel, cargas muertas de todos los elementos estructurales que estén sobre ella y cargas horizontales como los efectos sísmicos.

Para este predimensionamiento, las columnas deben cumplir con los criterios del código ACI 318S-14 incisos 18.7.2.1. que son los siguientes:

- La sección menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico debe ser al menos trescientos milímetros.

- Tomando un criterio para el predimensionamiento de columnas el cual establece que por nivel adicional debe agregarse cinco centímetros y considerando que el proyecto de la Alcaldía Auxiliar es de dos niveles se tiene lo siguiente:

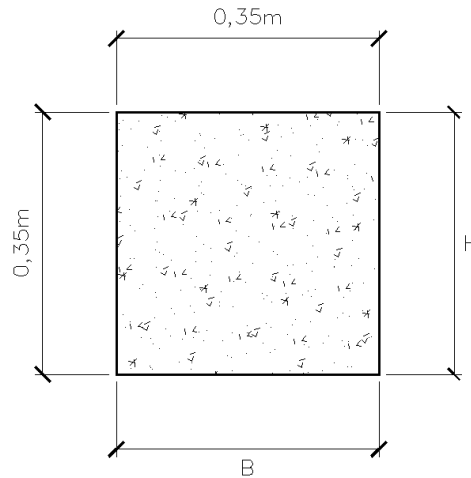
$$b_{columna} = 30 + 5(\text{nivel adicional})$$

$$b_{columna} = 30 + 5(1)cm$$

$$b_{columna} = 35cm$$

Por lo que se propone utilizar una columna de 35 cm x 35 cm.

Figura 10. **Sección transversal de columna**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Tabla VII. **Resumen datos obtenidos del predimensionamiento de los elementos estructurales**

Elemento estructural	Datos obtenidos del Predimensionamiento
Losa	Espesor 1er. nivel=12 cm
	Espesor 2do. nivel=10 cm
Viga	Base=25 cm
	Altura=35 cm
Columna	Base=35 cm
	Altura=35 cm

Fuente: elaboración propia.

2.1.6.2. Cargas aplicadas a marcos dúctiles con nudos rígidos

Para el diseño de la edificación se deben de considerar las cargas estáticas (cargas muertas y vivas) y dinámicas (cargas sísmicas) que va a soportar la edificación, estas cargas provocan reacciones internas en el sistema estructural.

La determinación de la forma en la que actúan la cargas en una edificación es de suma importancia en el diseño ya que a partir de ello se logra crear un modelo matemático que idealice la forma en la cual se van a comportar y deformar los elementos estructurales de la edificación.

2.1.6.2.1. Cargas verticales en marcos dúctiles

Las cargas estáticas verticales son aquellas que actúan por gravedad tales como carga muerta y carga viva.

Las cargas muertas: Son aquellas que se pueden calcular con mayor exactitud, la mayor parte de carga muerta es el peso propio de la estructura y a los elementos que actúan permanentemente sobre la edificación (losas, vigas, columnas), entre otros. Estas cargas no cambian de posición ni de magnitud.

Las cargas muertas comprenden todas las cargas de elementos permanentes de la construcción. Incluyen, pero no están limitadas al peso propio de la estructura, pisos, rellenos, cielos, vidrieras, tabiques fijos, equipo permanente rígidamente anclado.

Las cargas muertas que se tomarán en el diseño son las siguientes:

Tabla VIII. **Cargas muertas de diseño**

Cargas muertas	
Peso del concreto (γ_c)	2 400 kg/m ³
Peso de muro	150 kg/m ²
Peso de sobrecarga (SC)	100 kg/m ²
Peso de acabados (ACAB)	50 kg/m ²

Fuente: elaboración propia.

Las cargas vivas: Son aquellas cargas que no actúan permanentemente, pueden cambiar de magnitud y posición, pues no están rígidamente ancladas a la estructura. Para determinar el valor de carga viva AGIES en su norma NSE-2 propone un valor en (kg/m²), el cual se aplicará sobre todo el área tributaria de cada losa dependiendo su tipo de ocupación.

Las cargas vivas son aquellas producidas por el uso y la ocupación de la edificación (no debe incluirse carga 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.

Para diseño de la edificación se tomarán las cargas vivas, siendo estas:

Tabla IX. **Carga viva de diseño**

Cargas vivas	
Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas	100 kg/m ²
Oficinas	250 kg/m ²
Pasillos	300 kg/m ²
Salón de reuniones sin asiento fijo	500 kg/m ²

Fuente: elaboración propia, con información de AGIES. Cargas vivas. *Demandas estructurales y condiciones de sitio.*

2.1.6.2.2. Integración de carga vertical

La integración de carga se realiza con el fin de distribuir las cargas vivas y muertas a cada uno de los marcos que conforman la estructura. Para la integración de cargas vivas se utiliza el método de áreas tributarias determinando en ambos sentidos los marcos con áreas tributarias y cargas vivas más grandes, siendo estos los marcos críticos que servirán para el análisis de todos los marcos.

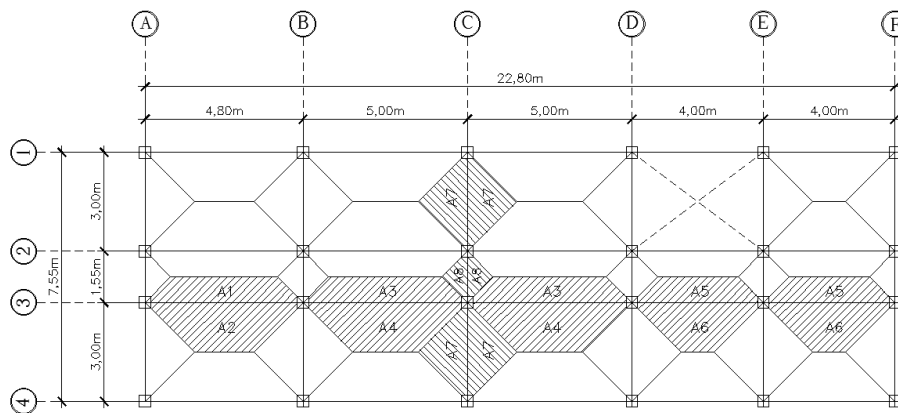
Para el diseño de la edificación de Alcaldía Auxiliar y Oficinas de los COCODE, se determinó que los marcos con mayor carga viva y área tributaria son los siguientes: marco 3 y marco C.

Para poder determinar el peso de cada nivel se debe determinar la carga lineal por tramos compuesta de carga viva y carga muerta por lo que se debe

conocer el área que tributa cada tramo, posteriormente se tomar el tramo con mayor peso de cada nivel.

Las áreas tributarias de cada losa consideradas en dos direcciones están conformadas por triángulos y trapecios. Los triángulos estarán ubicados en los lados cortos de la losa y los trapecios en los lados largos de la losa, como se muestra a continuación:

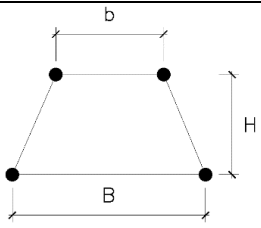
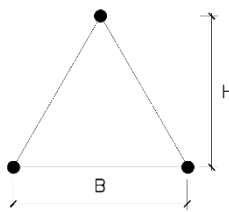
Figura 11. **Planta de áreas tributarias en losas**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Para determinar las áreas tributarias de los triángulos y trapecios se utilizarán las siguientes ecuaciones:

Tabla X. **Áreas tributarias**

Área de trapecio		Área de triángulo	
	b= base menor		b= base
	B= base mayor		H= altura
	H= altura		A= área
	A= área		
$A = \left(\frac{b + B}{2} \right) * H$		$A = \frac{1}{2} b * H$	

Fuente: elaboración propia.

- Integración de carga para marco 3 del tramo B-C
 - cálculo de área tributaria:

$$A_t = A_3 + A_4$$

Determinando A_3 correspondiente a pasillo:

$$A_3 = \left(\frac{3,45 + 5 \text{ m}}{2} \right) * (0,775 \text{ m})$$

$$A_3 = 3,27 \text{ m}^2$$

Determinando A_4 correspondiente a oficinas:

$$A_4 = \left(\frac{2 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right) * (1,50 \text{ m})$$

$$A_4 = 5,25 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, el A_t será de:

$$A_t = 3,27m^2 + 5,25m^2$$

$$A_t = 8,52 m^2$$

- calculando carga muerta del segundo nivel:

$$CM = \frac{W_{losa} + W_{viga} + W_{sobrecarga} + W_{acabados}}{L_{tramo B-C}}$$

Calculando cada uno de los pesos se tiene:

$$W_{losa} = A_t * t_{azotea} * \gamma_c$$

$$W_{losa} = 8,52m^2 * 0,10m * 2400 kg/m^3$$

$$W_{losa} = 2044,80 kg$$

$$W_{viga} = (b_{viga} * (h_{viga} - t_{azotea})) * (L_{tramo B-C}) * (\gamma_c)$$

$$W_{viga} = (0,25m * (0,35m - 0,10m)) * (5m) * \left(2400 \frac{kg}{m^3}\right)$$

$$W_{viga} = 750,00 kg$$

$$W_{sobrecarga} = SC * A_t$$

$$W_{sobrecarga} = 100 kg/m^2 * 8,52m^2$$

$$W_{sobrecarga} = 852,00 kg$$

$$W_{Acabados} = ACAB * A_t$$

$$W_{Acabados} = 50 kg/m^2 * 8,52m^2$$

$$W_{Acabados} = 426,00 kg$$

Por lo tanto, la carga muerta obtenida en el tramo B-C es de:

$$CM = \frac{2\,044,80\text{ kg} + 750,00\text{ kg} + 852,00\text{ kg} + 426,00\text{ kg}}{5,00\text{m}}$$

$$CM = 814,56\text{ kg/m}$$

- o calculando carga viva del Segundo Nivel:

$$CV = \frac{(CV_{azotea})(A_t)}{L_{\text{tramo B-C}}}$$

$$CV = \frac{\left(100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) * (8,52\text{m}^2)}{5,00\text{ m}^2}$$

$$CV = 170,40\text{ kg}$$

- o calculando carga muerta del primer nivel:

$$CM = \frac{W_{\text{losa}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{muro}} + W_{\text{sobrecarga}} + W_{\text{acabados}}}{L_{\text{tramo B-C}}}$$

Calculando cada uno de los pesos se tiene:

$$W_{\text{losa}} = A_t * t_{\text{entrepiso}} * \gamma_c$$

$$W_{\text{losa}} = 8,52\text{m}^2 * 0,12\text{m} * 2\,400\text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{losa}} = 2\,453,76\text{kg}$$

$$W_{\text{viga}} = (b_{\text{viga}} * (h_{\text{viga}} - t_{\text{entrepiso}})) * (L_{\text{tramo B-C}}) * (\gamma_c)$$

$$W_{\text{viga}} = (0,25\text{m} * (0,35\text{m} - 0,12\text{m})) * (5\text{m}) * \left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right)$$

$$W_{\text{viga}} = 690,00\text{ kg}$$

$$W_{muro} = \text{peso de muro} * h_{muro} * L_{tramo B-C}$$

$$W_{losa} = \frac{150kg}{m^2} * 3m * 5m$$

$$W_{losa} = 2\,250,00\,kg$$

$$W_{sobrecarga} = SC * A_t$$

$$W_{sobrecarga} = 100\,kg/m^2 * 8,52m^2$$

$$W_{sobrecarga} = 852,00\,kg$$

$$W_{Acabados} = ACAB * A_t$$

$$W_{Acabados} = 50\,kg/m^2 * 8,52m^2$$

$$W_{Acabados} = 426,00\,kg$$

Por lo tanto, la carga muerta obtenida en el tramo B-C es de:

$$CM = \frac{2\,453,76kg + 690,00\,kg + 2\,250,00\,kg + 852,00\,kg + 426,00\,kg}{5,00m}$$

$$CM = 1\,334,35\,kg/m$$

- Calculando carga viva del primer nivel:

$$CV = \frac{(CV_{pasillos})(A_3)}{L_{tramo B-C}} + \frac{(CV_{oficinas})(A_4)}{L_{tramo B-C}}$$

$$CV = \frac{\left(300\frac{kg}{m^2}\right)(3,27m^2)}{5m} + \frac{\left(250\frac{kg}{m^2}\right)(5,25m^2)}{5m}$$

$$CV = 458,70\,kg/m$$

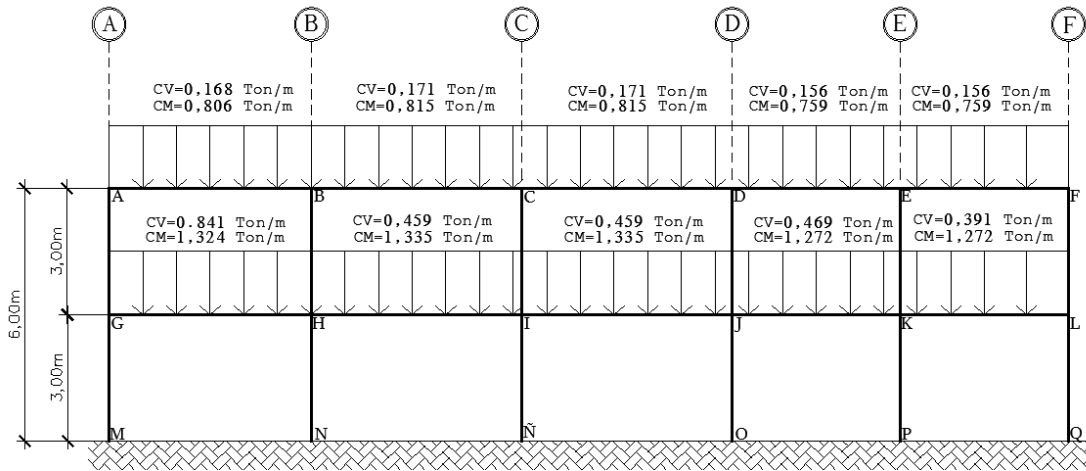
Se realizo el mismo procedimiento en cada uno de los tramos, los datos serán tabulados en la siguiente tabla:

Tabla XI. Integración de carga para marco tres por tramos

Marco 3			
Tramo	Área tributaria (A_t) m ²	Carga muerta (CM) kg/m	Carga viva (CV) kg/m
Segundo Nivel			
A-B	8,07	805,69	168,125
B-C	8,52	814,56	170,40
C-D	8,52	814,56	170,40
D-E	6,25	759,38	156,25
E-F	6,25	759,38	156,25
Primer Nivel			
A-B	8,07	1 324,39	840,63
B-C	8,52	1 334,35	458,70
C-D	8,52	1 334,35	458,70
D-E	6,25	1 272,38	468,75
E-F	6,25	1 272,38	390,63

Fuente: elaboración propia.

Figura 12. Carga muerta y viva por tramos, marco tres



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

- Integración de carga para marco C del tramo 1-2
 - Cálculo de área tributaria:

$$A_t = 2 * A_7$$

Determinando A_7 correspondiente a oficina:

$$A_7 = \left(\frac{1}{2}\right) * (3m) * (1,5)$$

$$A_7 = 2,25 m^2$$

Por lo tanto, el A_t será de:

$$A_t = 2 * (2,25m^2)$$

$$A_t = 4,50 m^2$$

- Calculando carga muerta del segundo nivel:

$$CM = \frac{W_{losa} + W_{viga} + W_{sobrecarga} + W_{acabados}}{L_{tramo\ 1-2}}$$

Calculando cada uno de los pesos se tiene:

$$W_{losa} = A_t * t_{azotea} * \gamma_c$$

$$W_{losa} = 4,50m^2 * 0,10m * 2\ 400\ kg/m^3$$

$$W_{losa} = 1\ 080,00\ kg$$

$$W_{viga} = (b_{viga} * (h_{viga} - t_{azotea})) * (L_{tramo\ 1-2}) * (\gamma_c)$$

$$W_{viga} = (0,25m * (0,35m - 0,10m)) * (3m) * \left(2\ 400\ \frac{kg}{m^3}\right)$$

$$W_{viga} = 450,00\ kg$$

$$W_{sobrecarga} = SC * A_t$$

$$W_{sobrecarga} = 100\ kg/m^2 * 4,50m^2$$

$$W_{sobrecarga} = 450,00\ kg$$

$$W_{Acabados} = ACAB * A_t$$

$$W_{Acabados} = 50\ kg/m^2 * 4,50m^2$$

$$W_{Acabados} = 225,00\ kg$$

Por lo tanto, la carga muerta obtenida en el tramo 1-2 es de:

$$CM = \frac{1\ 080,00\ kg + 450,00\ kg + 450,00\ kg + 225,00\ kg}{3,00m}$$

$$CM = 735,00\ kg/m$$

- Calculando carga viva del Segundo Nivel:

$$CV = \frac{(CV_{azotea})(A_t)}{L_{tramo\ 1-2}}$$

$$CV = \frac{\left(100 \frac{kg}{m^2}\right) * (4,50m^2)}{3,00 m^2}$$

$$CV = 150,00 kg$$

- Calculando carga muerta del primer nivel:

$$CM = \frac{W_{losa} + W_{viga} + W_{muro} + W_{sobrecarga} + W_{acabados}}{L_{tramo\ 1-2}}$$

Calculando cada uno de los pesos se tiene:

$$W_{losa} = A_t * t_{entrepiso} * \gamma_c$$

$$W_{losa} = 4,50m^2 * 0,12m * 2\ 400\ kg/m^3$$

$$W_{losa} = 1\ 296,00\ kg$$

$$W_{viga} = (b_{viga} * (h_{viga} - t_{entrepiso})) * (L_{tramo\ 1-2}) * (\gamma_c)$$

$$W_{viga} = (0,25m * (0,35m - 0,12m)) * (3m) * \left(2\ 400 \frac{kg}{m^3}\right)$$

$$W_{viga} = 414,00\ kg$$

$$W_{muro} = peso\ de\ muro * h_{muro} * L_{tramo\ 1-2}$$

$$W_{muro} = \frac{150kg}{m^2} * 3m * 3m$$

$$W_{muro} = 1\ 350,00\ kg$$

$$W_{sobrecarga} = SC * A_t$$

$$W_{sobrecarga} = 100 \text{ kg/m}^2 * 4,50\text{m}^2$$

$$W_{sobrecarga} = 450,00 \text{ kg}$$

$$W_{Acabados} = ACAB * A_t$$

$$W_{Acabados} = 50 \text{ kg/m}^2 * 4,50\text{m}^2$$

$$W_{Acabados} = 225,00 \text{ kg}$$

Por lo tanto, la carga muerta obtenida en el tramo 1-2 es de:

$$CM = \frac{1\ 296,00 \text{ kg} + 414,00 \text{ kg} + 1\ 350,00 \text{ kg} + 450,00 \text{ kg} + 225,00 \text{ kg}}{3,00\text{m}}$$

$$CM = 1\ 245,00 \text{ kg/m}$$

- Calculando carga viva del primer nivel:

$$CV = \frac{(CV_{oficinas})(A_7)}{L_{tramo\ 1-2}} + \frac{(CV_{fiscinas})(A_7)}{L_{tramo\ 1-2}}$$

$$CV = \frac{\left(250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right)(2,25\text{m}^2)}{3\text{m}} + \frac{\left(250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right)(2,25 \text{ m}^2)}{3\text{m}}$$

$$CV = 375,00 \text{ kg/m}$$

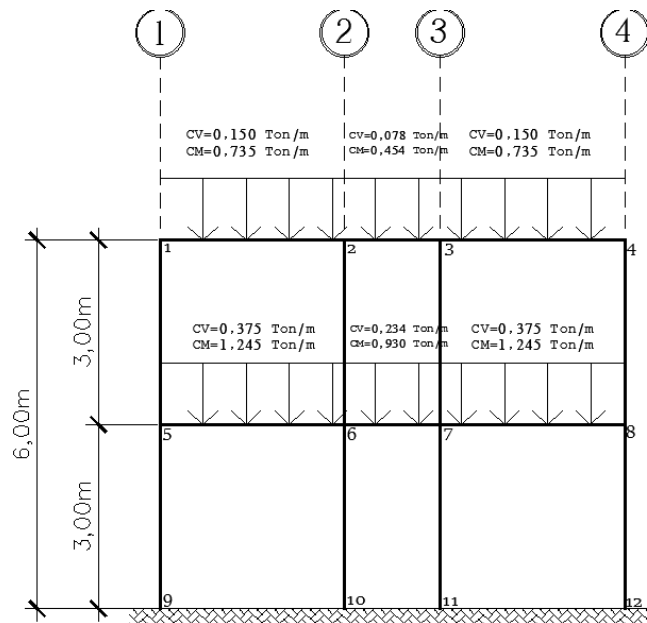
Se realiza el procedimiento anterior en cada tramo, los datos obtenidos se tabularon en la siguiente tabla:

Tabla XII. Integración de cargas para marco C por tramos

Marco C			
Tramo	Área tributaria (A_t) m ²	Carga muerta (CM) Kg/m	Carga viva (CV) Kg/m
Segundo nivel			
1-2	4,50	735,00	150,00
2-3	1,21	454,45	78,06
3-4	4,50	735,00	150,00
Primer nivel			
1-2	4,50	1245,00	375,00
2-3	1,21	929,91	234,19
3-4	4,50	1245,00	375,00

Fuente: elaboración propia.

Figura 13. Carga muerta y viva por tramos, marco C



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.1.6.2.3. Cargas horizontales según AGIES

Una carga horizontal son aquellas dependientes de efectos naturales tales como sismo o viento, las cuales ejercen fuerza sobre la edificación con intención de desplazarla, para lo cual es necesario que la estructura tenga una cimentación adecuada a las características del suelo que se tenga en el lugar para mantener la estructura estática. Dichas fuerzas sísmicas provocan únicamente derivas (desplazamientos relativos entre un nivel inferior y un nivel superior), las cuales dependerán de la magnitud y duración del sismo.

Para realizar el diseño de la edificación se debe:

- Realizar un ensayo triaxial para poder determinar las características del suelo.
- Determinar el coeficiente sísmico el cual está dado según las condiciones sísmicas de cada lugar y según su clasificación de obra.
- Determinar la magnitud del corte basal en la estructura la cual se distribuirá en cada uno de los elementos que componen la estructura siendo en nuestro caso columnas, vigas y losas de sistema estructural de marcos resistentes a momentos.

Se distribuirá la fuerza sísmica en cada uno de los marcos que componen la edificación según el sentido del sismo, por lo cual se debe diseñar todos los marcos con las fuerzas sísmicas de mayor magnitud, permitiendo garantizar la seguridad de los ocupantes en caso de un sismo que supere la resistencia de la edificación.

2.1.6.2.4. Integración de carga horizontal

Para modelar una estructura que resistirá las cargas sísmicas se utiliza el método de la carga sísmica estática equivalente siempre y cuando se cumpla con los criterios de simetría tanto en planta como en elevación.

El método de la carga sísmica estática equivalente permite que las solicitaciones sísmicas sean modeladas como fuerzas estáticas horizontales aplicadas externamente a lo alto y ancho de la edificación. La cuantificación de la fuerza equivalente es semi-empírica. Está basada en un espectro de diseño sísmico definido en el cuarto capítulo de la Norma Estructural Dos, la masa "efectiva" de la edificación, las propiedades elásticas de la estructura y el cálculo empírico del período fundamental de vibración de la edificación.

- Cálculo del cortante basal al límite de cedencia

El cortante basal, es una fuerza equivalente de reacción que se presenta en todos los marcos de la estructura la cual al momento de verse afectada la estructura por una carga externa la distribuye a todo lo alto de la misma.

El total de las fuerzas sísmicas equivalentes que actúan sobre la edificación, en cada dirección de análisis, se representará por medio del cortante estático equivalente al límite de cedencia en la base sísmica de la estructura; en adelante simplemente se le llamará "cortante basal estático a cedencia" (V_B); se obtendrá con la siguiente expresión según norma de AGIES:

$$V_B = C_S * W_S$$

Donde:

C_S = Coeficiente sísmico de diseño

W_S = Peso de la edificación

- Determinación del coeficiente sísmico

Para determinar el coeficiente sísmico es importante tomar en cuenta las siguientes condiciones:

- La ubicación (zonificación o riesgo sísmico) y establecer el índice de sismicidad a través del mapa de zonificación y el listado de amenazas sísmicas por municipios.
- Categoría de diseño o nivel de protección sísmica, la cual está en función de la importancia en el uso de la edificación si es una obra utilitaria, ordinaria, importante o esencial.
- Modificación por tipo de suelo y su capacidad portante.
- Modificación por cercanía de fallas sísmicas
- Período fundamental de la estructura y su relación con el período de transición del suelo.
- Factor de escala según nivel de protección e importancia.
- Coeficiente sísmico considerando el factor de reducción en función del sistema estructural.

Para conocer el coeficiente sísmico de la edificación se empieza por calcular el índice de sismicidad y los parámetros iniciales de diseño, cuyos valores están dados por el listado de Amenaza Sísmica por municipio los cuales están especificados en el anexo 1 de la norma AGIES.

Tabla XIII. **Índice de sismicidad**

No.	Departamento	Municipio	I_0	S_{cr}	S_{1r}
206	Sololá	San José Chacayá	4,1	1,32	1,28

Fuente: elaboración propia, con información de AGIES. *Demandas estructurales y condiciones de sitio.*

Donde:

I_0 = Índice de sismicidad

S_{cr} = Ordenada espectral de período corto del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés.

S_{1r} = Ordenada espectral de período 1 segundo del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés.

Por lo tanto, se procede a definir la categoría ocupacional de diseño para lo cual la norma establece que una edificación gubernamental no esencial y siendo esta una edificación para Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE pertenece a la Categoría III la cual indica que es una obra importante.

Establecido el índice de sismicidad y la categoría ocupacional de diseño se procede a determinar el nivel mínimo de protección sísmica para lo cual se tiene la siguiente tabla:

Tabla XIV. **Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad de sismo de diseño**

Índice de sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_0 = 4$	E	D	D	C
$I_0 = 3$	D	C	C	B
$I_0 = 2$	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

Fuente: elaboración propia, con información de AGIES. Aspectos sísmicos. *Demandas estructurales y condiciones de sitio.*

Nivel de protección = D

Probabilidad de exceder un sismo = 5 % en 50 años (sismo severo)

Se procede a realizar los ajustes de sitio para los valores de S_{cr} y S_{1r} las cuales deberán ser ajustadas a las condiciones del suelo que se tenga en lugar de la edificación, las cuales se clasifican en las siguientes categorías:

Tabla XV. **Clasificación del tipo de suelo**

Clase de sitio	
Clase de suelo	Nombre del perfil del suelo
A	Roca dura
B	Roca dura
C	Suelo muy denso o roca suave
D	Perfil de suelo firme rígido
E	Perfil de suelo suave
F	Suelo con problemas especiales

Fuente: elaboración propia, con información de AGIES. Aspectos sísmicos. *Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección.*

Con base al ensayo triaxial realizado en el departamento de suelos del centro de investigación de Ingeniería y habiendo obtenido un limo arenoso color café claro se determinó que se tiene un tipo de suelo tipo E “Perfil de suelo suave”. Por lo tanto, se definen los coeficientes de sitio F_a y F_v . Para lo cual se utilizarán las siguientes tablas:

Tabla XVI. **Coefficiente de sitio F_a**

Clase de sitio	Índice de sismicidad			
	2	3	4,1	4,2
AB	1,0	1,0	1,0	1,0
C ¹	1,0	1,0	1,0	1,0
D	1,0	1,0	1,0	1,0
E	1,0	1,0	1,0	1,0
F	Se requiere evaluación específica-ver sección 4.4			

Fuente: elaboración propia, con información de AGIES. Aspectos sísmicos. *Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección.*

Tabla XVII. **Coeficiente de sitio F_v**

Clase de sitio	Índice de sismicidad			
	2	3	4,1	4,2
AB	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0	1,0
D ¹	1,0	1,0	1,0	1,0
E	1,0	1,0	1,0	1,0
F	Se requiere evaluación específica-ver sección 4.4			

Fuente: elaboración propia, con información de AGIES. Aspectos sísmicos. *Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección.*

Teniendo un tipo de suelo E y un índice de sismicidad de 4,1 se tiene un coeficiente de sitio F_a de 1,0 y un coeficiente de sitio F_v de 1,0. Se seleccionarán los factores de modificaciones de acuerdo con la cercanía de fallas sísmicas especiales según el tipo de fuente establecido en el lugar.

Tabla XVIII. **Tipo de fuente sísmica**

Tipo de fuente	Descripción
A	Fallas geológicas capaces de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad
B	Fallas geológicas que no son A o C
C	Fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad

Fuente: elaboración propia, con información de AGIES. Aspectos sísmicos *Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección.*

Tabla XIX. **Factor Na para períodos cortos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica		
	≤2 km	5 km	≥10 km
A	1,0	1,0	1,0
B	1,0	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0

Fuente: elaboración propia, con información de AGEIS. Aspectos sísmicos. *Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección.*

Tabla XX. **Factor Nv para períodos largos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica			
	≤2 km	5 km	10 km	≥15 km
A	1,0	1,0	1,0	1,0
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0	1,0

Fuente: elaboración propia, con información de AGIES. Aspectos sísmicos *Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección.*

En el municipio de San José Chacayá no existe una falla geológica cerca que pueda generar un evento de gran magnitud, el tipo de fuente a seleccionar es C, tomando un factor de Na y Nv a una distancia mayor de 10 km se tienen los siguientes valores de 1,0 para el período de corto vibración y 1,0 para el período largo de vibración. Ya establecidos los coeficientes de sitio y los factores de modificaciones se proceden a determinar los ajustes de sitio S_{CS} y S_{1S} para los cual se emplean las siguientes ecuaciones:

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

$$S_{cs} = 1,32 * 1,0 * 1,0$$

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

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

$$S_{1s} = 1,28 * 1,0 * 1,0$$

$$S_{1s} = 1,28$$

- **Parámetros del espectro**

Para determinar los parámetros del espectro se calibrarán a la probabilidad estipulada mediante las siguientes expresiones:

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

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

Para obtener el valor de K_d se utilizará la siguiente tabla XVI.

Tabla XXI. **Factores de K_d de acuerdo con el nivel de sismo**

Tipo de sismo	Probabilidad de ser excedido en 50 años	K_d
Sismo ordinario	10 %	0,66
Sismo severo	5 %	0,80
Sismo extremo	2 %	1,00
Sismo mínimo	condición de excepción	0,55

Fuente: elaboración propia, con información de AGIES. Aspectos sísmicos. *Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección.*

La edificación corresponde a obra importante con una probabilidad de 5 % de ser excedido en 50 años se determinó que el K_d a utilizar será de 0,80, dicho dato nos permitirá calcular el espectro calibrado a nivel de diseño requerido.

$$\begin{aligned}S_{cd} &= K_d * S_{cs} \\S_{cd} &= 0,80 * 1,32 \\S_{cd} &= 1,082\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_{1d} &= K_d * S_{1s} \\S_{1d} &= 0,80 * 1,28 \\S_{1d} &= 1,02\end{aligned}$$

- Periodo de vibración de transición

Para construir los espectros de diseño genéricos se necesita definir los siguientes periodos de vibración expresados establecidos en la norma AGIES.

- Periodo T_s que separa los periodos cortos de los largos

Teniendo los datos de S_{cd} y S_{1d} se procede a determinar el periodo de vibración que separa los periodos cortos de los largos para lo cual se hace uso de la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned}T_s &= \frac{S_{1d}}{S_{cd}} \\T_s &= \frac{1,02}{1,082} \\T_s &= 0,940 \text{ seg}\end{aligned}$$

- Periodo T_0 que define el inicio de la meseta de periodos corto del espectro

$$T_0 = 0,2 * T_s$$

$$T_0 = 0,2 * 0,92seg$$

$$T_0 = 0,184 seg$$

- Cálculo del periodo de vibración empírico (T_a):

El periodo fundamental de vibración de la estructura se determina a través de conocer el sistema estructural y la altura de la edificación. Para el cálculo se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$T_a = K_t * (h_n)^x$$

Donde:

h_n = es la altura total del edificio, en metros

K_t, x = están dados de acuerdo al sistema estructural

Para definir el K_t de la edificación se empleará la norma NSE-3 edición 2018 inciso (2), la cual indica que solamente para sistema estructural E_1 de concreto reforzado que sean abiertos o con fachadas de vidrios o paneles livianos y pocas particiones rígidas se utilizará un $K_t = 0,047$ y un $x = 0,90$.

Entonces:

$$T_a = 0,047 (6m)^{0,90}$$

$$T_a = 0,236seg$$

- Cálculo de espectros genéricos probables

Los espectros genéricos probables, las ordenadas espectrales $S_a(T)$ para cualquier período de vibración T , se definen con las siguientes ecuaciones:

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{cuando } T_o \leq T_a \leq T_s$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} \leq S_{cd} \quad \text{cuando } T_a > T_s$$

$$S_a(T) = S_{cd} \left[0,4 + 0,6 \frac{T}{T_o} \right] \quad \text{cuando } T_a < T_o$$

Entonces se realiza una comparación entre nuestro período de transición y nuestro período de vibración emperico.

$$T_o \leq T_a \leq T_s$$

$$0,184 < 0,236\text{seg} < 0,92\text{seg}$$

Por lo tanto, se utilizará:

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

$$S_a(T) = 1,082$$

Habiendo determinado las ordenadas espectrales se procederá a determinar el coeficiente sísmico el cual está dado por la siguiente ecuación:

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

Donde:

C_s Coeficiente sísmico de diseño

$S_a(T)$ = es la demanda sísmica de diseño para una estructura con período T obtenida del espectro de diseño sísmico establecido para el sitio y calibrado según la probabilidad de ocurrencia.

R = es un factor de reducción

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

	Sistema estructural	R
E1	Sistema de marcos resistentes a momento	
	Marcos dúctiles DA	
E1-A	De concreto reforzado	8
	De aserto estructural	8
	Compuestos acero-concreto	8
E1-B	Ductilidad intermedia DI	
	De concreto reforzado	5
	De aserto estructural	4,5
	Compuestos de acero-concreto	4,5
	Sistemas aislados	5
E1-C	Ductilidad Baja DB	
	De concreto reforzado	3
	De acero estructural	3.5
	Compuestos acero-concreto	3

Fuente: elaboración propia, con información de AGIES. Bases de diseño estructural. *Diseño estructural de edificaciones.*

Se utilizará un sistema de marcos estructural E1 con marcos dúctiles, de acuerdo con su capacidad sismorresistente pertenece a marcos especiales resistente a momento, para lo cual se tiene un valor R a utilizar de 8.

Entonces:

$$C_s = \frac{1,082}{8}$$
$$C_s = 0,135 \approx 0,14$$

- Valores mínimos de C_s

$$C_s \geq 0,044S_{cd}$$
$$0,14 \geq 0,044(1,082)$$
$$0,14 \geq 0,048 \quad \text{Si cumple} \checkmark$$

$$C_s \geq \frac{0,75 * K_d * S_{1r}}{R}$$
$$C_s \geq \frac{0,75 * 0,80 * 1,28}{8}$$
$$0,14 \geq 0,096 \quad \text{Si cumple} \checkmark$$

Por lo tanto, el coeficiente sísmico a emplear para determinar el corte basal al límite de cedencia es de 0,14.

- Determinación del peso sísmico efectivo:

El peso sísmico efectivo es el peso de la masa que participa en el sismo. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan y se hará uso del criterio de pesos por nivel, que consiste en concentrar el peso del primer nivel y la mitad del nivel superior, para el ultimo

nivel al no contemplar una ampliación futura solamente se considerará la mitad del nivel respectivo.

$$W_{STotal} = W_{1er\ nivel} + W_{2do\ nivel}$$

Donde:

$$W_{STotal} = \text{Peso sísmico total de la estructura}$$

De acuerdo con la norma NSE-3 AGIES 2018 en la sección 1.11.3 inciso (f) se deberá considerar un 25 % de la carga viva para la integración del peso total de la estructura.

$$W_{nivel} = 100 \% W_{CM} + 25 \% W_{CV}$$

- Peso sísmico del segundo Nivel
- carga muerta:

$$W_{CM} = W_{los} + W_{viga} + W_{columna} + W_{muro} + W_{sobrecarga} + W_{acabados}$$

Calculando cada uno de los pesos se tiene:

$$W_{losa} = \text{área de losa} * t_{azotea} * \gamma_s$$

$$W_{losa} = [(7,50m * 22,80m) - (3m * 4m)] * (0,10m) * (2\ 400kg/m^3)$$

$$W_{losa} = 38\ 160Kg \approx 38,16\ Ton$$

$$W_{viga} = L_{vigas} * b_{viga} * (h_{viga} - t_{azotea}) * \gamma_c$$

$$W_{viga} = [(22,80 * 4) + (7,55 * 6)] * (0,25m) * (0,35 - 0,10m) * (2\ 400kg/m^3)$$

$$W_{viga} = 20\ 475Kg \approx 20,48Ton$$

$$W_{columna} = N_{oColumnas} * b_{columna} * h_{columna} * H_{nivel} * \gamma_c$$

$$W_{columna} = 24_{columnas} * 0,35m * 0,35m * 1,50m * 2400Kg/m^3$$

$$W_{columna} = 10584Kg \approx 10,58Ton$$

$$W_{muro} = L_{muro} * peso\ de\ muro * H_{nivel}$$

$$W_{muro} = [(22,80m * 4m) + (7,55m * 6m)] * \left(\frac{150kg}{m^2}\right) * (1,5m)$$

$$W_{muro} = 30712,50Kg \approx 30,71Ton$$

$$W_{sobrecarga} = \text{área de losa} * SC$$

$$W_{sobrecarga} = [(7,50m * 22,80m) - (3m * 4m)] * 100kg/m^2$$

$$W_{sobrecarga} = 15900Kg \approx 15,90Ton$$

$$W_{Acabados} = \text{área de losa} * ACAB$$

$$W_{Acabados} = [(7,50m * 22,80m) - (3m * 4m)] * 50kg/m^2$$

$$W_{Acabados} = 79500g \approx 7,95Ton$$

Por lo tanto, el peso sísmico de carga muerta del segundo nivel es:

$$W_{CM\ 2DO\ NIVEL} = (38,16 + 20,48 + 10,58 + 30,71 + 15,90 + 7,95) Ton$$

$$W_{CM} = 123,78 Ton$$

- carga viva:

$$W_{CV} = (\text{área total de losa} * CV_{azotea})$$

$$W_{CV} = [(22,80 * 7,55) + (4 * 3)] * 100kg/m^2$$

$$W_{CV} = 16014,00kg \approx 16,01Ton$$

Entonces el peso del segundo nivel es de:

$$W_{2do\ nivel} = 100\%W_{CM} + 25\%W_{CV}$$

$$W_{2do\ nivel} = 123,78Ton + 25\%(16,01Ton)$$

$$W_{2do\ nivel} = 127,78\ Ton$$

- Peso sísmico del primer nivel:
- carga muerta:

$$W_{CM} = W_{losa} + W_{viga} + W_{columna} + W_{muro} + W_{sobrecarga} + W_{acabados}$$

Calculando cada uno de los pesos se tiene:

$$W_{losa} = \text{área de losa} * t_{entrepiso} * \gamma_s$$

$$W_{losa} = [(7,50m * 22,80m) - (3m * 4m)] * (0,12m) * (2\ 400kg/m^3)$$

$$W_{losa} = 45\ 792,00Kg \approx 45,79\ Ton$$

$$W_{viga} = L_{vigas} * b_{viga} * (h_{viga} - t_{azotea}) * \gamma_c$$

$$W_{viga} = [(22,80 * 4) + (7,55 * 6)] * (0,25m) * (0,35 - 0,12m) * (2\ 400kg/m^3)$$

$$W_{viga} = 18\ 837,00Kg \approx 18,84Ton$$

$$W_{columna} = No_{columnas} * b_{columna} * h_{columna} * H_{nivel} * \gamma_c$$

$$W_{columna} = 24columnas * 0,35m * 0,35m * 4,50m * 2\ 400Kg/m^3$$

$$W_{columna} = 31\ 752,00Kg \approx 31,75Ton$$

$$W_{muro} = L_{muro} * \text{peso de muro} * H_{nivel}$$

$$W_{muro} = [(22,80m * 4m) + (7,55m * 6m)] * \left(\frac{150kg}{m^2}\right) * (4,50m)$$

$$W_{muro} = 92\ 137,50Kg \approx 92,14\ Ton$$

$$W_{Sobrecarga} = \text{área de losa} * SC$$

$$W_{Sobrecarga} = [(7,50m * 22,80m) - (3m * 4m)] * 100kg/m^2$$

$$W_{Sobrecarga} = 15\,900Kg \approx 15,90\,Ton$$

$$W_{Acabados} = \text{área de losa} * ACAB$$

$$W_{Acabados} = [(7,50m * 22,80m) - (3m * 4m)] * 50kg/m^2$$

$$W_{Acabados} = 7\,950kg \approx 7,95Ton$$

Por lo tanto, el peso sísmico de carga muerta del segundo nivel es:

$$W_{1er\ nivel} = (45,79 + 18,84 + 31,75 + 92,14 + 15,90 + 7,95)Ton$$

$$W_{1er\ nivel} = 212,37Ton$$

- carga viva:

$$W_{CV} = [(CV_{salón\ usos\ múltiples}) (Área_{salón\ de\ usos\ múltiples}) + (CV_{oficinas}) (Área_{oficinas}) + (CV_{pasillo}) (Área_{pasillo})]$$

$$W_{CV} = \left[\frac{500kg}{m^2} * (7,55m * 4,80m) \right] + \frac{250kg}{m^2} * [(2)(3m * 10m) + (7,5m * 4m)] + \frac{300kg}{m^2} [(1,55m * 14m) + (4m * 3m)]$$

$$W_{CV} = 50\,780,00Kg \approx 50,78\,ton$$

Entonces el peso del primer nivel es de:

$$W_{1er\ nivel} = 100\%W_{CM} + 25\%W_{CV}$$

$$W_{1er\ nivel} = 212,37Ton + 25\%(50,78Ton)$$

$$W_{1er\ nivel} = 225,07\,ton$$

Por lo tanto, el peso total de la estructura es:

$$W_{Total} = W_{1er\ nivel} + W_{2do\ nivel}$$

$$W_{Total} = 127,78\ Ton + 225,07\ Ton$$

$$W_{Total} = 352,85\ ton$$

Teniendo entonces el peso total de la estructura y el coeficiente sísmico se puede determinar el corte basal de la edificación.

$$V_B = C_S * W_S$$

$$V_B = 0,14 * 352,85\ ton$$

$$V_B = 49,40\ ton$$

- Distribución vertical de las fuerzas sísmicas por nivel

La realización de distribución de fuerzas se hace con el fin de definir el porcentaje de corte basal para cada nivel, tanto en la dirección X como en la dirección Y. Para ello se hará uso de la siguiente ecuación proporcionada por la AGIES. Carga sísmica estática equivalente. Diseño estructural de edificaciones.

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

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

Donde:

F_m	Cortante de cedencia en el nivel "x" de la edificación
h_x	Es la altura del nivel "x" sobre la base
$k = 1$	Para $T_a \leq 0,5s$
$k = 0,75 + 0,5T_s$	Para $0,5 < T_a \leq 2,5s$
$k = 2$	Para $T_a \leq 2,5s$

De acuerdo con que se tiene un $T_a = 0,236s$ se utilizara un $k = 1$. Se encontrarán las fuerzas sísmicas para los marcos X y Y dividiendo las fuerzas

por nivel entre el número de marcos paralelos a las fuerzas, siendo estos los marcos X y Y respectivamente.

El eje X esta conformado por 4 marcos

El eje Y esta conformado por 6 marcos

Entonces:

$$\text{Fuerza sísmica } x, y = \frac{F_x}{\text{No. de marcos}}$$

Tabla XXIII. **Distribución vertical de fuerzas sísmicas**

Nivel	w_x (ton)	h_x (m)	$w_x * h_x^k$	C_{vx}	F_m (ton)	Fuerza sísmica	
						eje X	eje Y
2	127,78	6	766,68	0,532	26,28	6,57	4,38
1	225,07	3	675,21	0,468	23,12	5,78	3,85
			Σ 1 441,89		Σ 49,40		

Fuente: elaboración propia.

- Análisis por torsión

Al aplicar cargas horizontales en estructuras puede presentarse torsión. El análisis por torsión se realiza cuando el diseño de la estructura no es simétrico por lo que se genera una excentricidad de diseño entre el centro de masa y el centro de rigidez. Se deberá distribuir la fuerza por nivel de forma proporcional a la rigidez de los marcos. Para realizar el análisis por torsión es necesario determinar las fuerzas sísmicas de cada marco y la excentricidad de diseño de la edificación la cual generara dicha torsión.

En el proceso de distribuir las fuerzas sísmicas se tomará en cuenta el momento de giro causado por la excentricidad del centro de masa del entrepiso respecto de su centro de rigidez.

- Centro de masa

De acuerdo con la norma AGIES, se deberá determinar el centro de masa de la estructura. Para determinar el centro de masa se debe de realizar una integración de carga muerta de cada elemento estructural de la edificación, como el nivel 1 es simétrico al nivel 2 únicamente se analizará la integración de peso de un nivel, así como también es necesario determinar la ubicación del centroide de cada elemento tanto en dirección X como en eje Y.

Para determinar el centro de masa en X y Y se emplea la siguiente ecuación:

$$Cm_x = \frac{(\sum (W_i * \bar{X}_i))_{total}}{\sum W_{i_{losa}} + \sum W_{viga} + \sum W_{i_{columna}} + \sum W_{i_{muro}}$$

Donde:

\bar{X}_i = Centroide del elemento en eje X

\bar{Y}_i = Centroide del elemento en eje Y

W_i = Peso de elemento estructural (Losa, viga, columna, muro)

$$Losa_1 = (\text{área de losa} * t_{entrepiso} * \gamma_c) + (\text{área de losa} * SC) + (\text{área de losa} * ACAB)$$

$$Losa_1 = \left(3m * 4,80m * 0,12m * \frac{2400kg}{m^3}\right) + \left(4,80m * 3m * \frac{100kg}{m^2}\right) + (4,80 * 3m * 50kg/m^2)$$

$$Losa_1 = 6\,307,20\text{ kg} \approx 6,31\text{ ton}$$

$$Viga_{1-4} = L_{vigas} * b_{vigas} * (h_{viga} - t_{entrepiso}) * \gamma_c$$

$$Viga_1 = [(7,55\text{m}) * (0,25\text{m}) * (0,35\text{m} - 0,12\text{m}) * \left(\frac{2\,400\text{kg}}{\text{m}^3}\right)]$$

$$Viga_1 = 1\,041,90\text{ kg} \approx 1,04\text{ ton}$$

$$Columna = No\ de\ columnas_{x,y} * b_{columna} * h_{columna} * H_{nivel} * \gamma_c$$

$$Columna = \left[(4) * (0,35\text{m}) * (0,35\text{m}) * (3\text{m}) * \left(\frac{2\,400\text{kg}}{\text{m}^3}\right) \right]$$

$$Columna = 3\,528\text{ kg} \approx 3,53\text{ ton}$$

$$Muro_{1-4} = L_{muro} * h_{muro} * \text{peso de muro}$$

$$Columna = \left[(7,55\text{m}) * (3\text{m}) * \left(\frac{150\text{kg}}{\text{m}^2}\right) \right]$$

$$Columna = 3\,397,50\text{ kg} \approx 3,40\text{ ton}$$

Tabla XXIV. Integración de peso de losas del primer nivel

Elemento	W_i (ton)	\bar{X}_i (m)	$W_i * \bar{X}_i$ (ton * m)	\bar{Y}_i (m)	$W_i * \bar{Y}_i$ (ton * m)
Losa 1	6,31	2,40	15,14	6,05	38,16
Losa 2	6,57	7,30	47,96	6,05	39,75
Losa 3	6,57	12,30	80,81	6,05	39,75
Losa 4	5,26	20,80	109,32	6,05	31,80
Losa 5	3,26	2,40	7,82	3,78	12,30
Losa 6	3,40	7,30	24,78	3,78	12,82
Losa 7	3,40	12,30	41,76	3,78	12,82
Losa 8	2,72	16,80	45,63	3,78	10,25
Losa 9	2,72	20,80	56,49	3,78	10,25
Losa 10	6,31	2,40	15,14	1,50	9,46
Losa 11	6,57	7,30	47,96	1,50	9,86

Continuación tabla XXIV.

Losa 12	6,57	12,30	80,81	1,50	9,86
Losa 13	5,26	16,80	88,30	1,50	7,88
Losa 14	5,26	20,80	109,32	1,50	7,88
	Σ 70,14		Σ 771,24		Σ 252,84

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXV. Integración de peso de vigas del primer nivel

Elemento	W_i (ton)	\bar{X}_i (m)	$W_i * \bar{X}_i$ (ton * m)	\bar{Y}_i (m)	$W_i * \bar{Y}_i$ (ton * m)
Viga 1 A-D	2,05	7,40	15,17	7,55	15,48
Viga 2 A-D	2,05	7,40	15,17	4,55	9,33
Viga 3 A-D	2,05	7,40	15,17	3,00	6,15
Viga 4 A-D	2,05	7,40	15,17	0,00	0,00
Viga 2 D-E	0,55	16,80	9,27	4,55	2,51
Viga 3 D-E	0,55	16,80	9,27	3,00	1,66
Viga 4 D-E	0,55	16,80	9,27	0,00	0,00
Viga 1 E-F	0,55	20,80	11,48	7,55	4,17
Viga 2 E-F	0,55	20,80	11,48	4,55	2,51
Viga 3 E-F	0,55	20,80	11,48	3,00	1,66
Viga 4 E-F	0,55	20,80	11,48	0,00	0,00
Viga A 1-4	1,04	0,00	0,00	3,78	3,93
Viga B 1-4	1,04	4,80	5,00	3,78	3,93
Viga C 1-4	1,04	9,80	10,21	3,78	3,93
Viga D 1-4	1,04	14,80	15,42	3,78	3,93
Viga E 1-4	1,04	18,80	19,59	3,78	3,93
Viga F 1-4	1,04	22,80	23,76	3,78	3,93
	Σ 18,32		Σ 208,39		Σ 67,06

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVI. Integración de peso de columnas del primer nivel

<i>Elemento</i>	W_i (ton)	\bar{X}_i (m)	$W_i * \bar{X}_i$ (ton * m)	\bar{Y}_i (m)	$W_i * \bar{Y}_i$ (ton * m)
<i>Columna A 1-4</i>	3,53	0,00	0,00	3,78	13,32
<i>Columna B 1-4</i>	3,53	4,80	16,93	3,78	13,32
<i>Columna C 1-4</i>	3,53	9,80	34,57	3,78	13,32
<i>Columna D 1-4</i>	3,53	14,80	52,21	3,78	13,32
<i>Columna E 1-4</i>	3,53	18,80	66,33	3,78	13,32
<i>Columna F 1-4</i>	3,53	22,80	80,44	3,78	13,32
	Σ 21,17		Σ 250,48		Σ 79,92

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVII. Integración de peso de muro del primer nivel

<i>Elemento</i>	W_i (ton)	\bar{X}_i (m)	$W_i * \bar{X}_i$ (ton * m)	\bar{Y}_i (m)	$W_i * \bar{Y}_i$ (ton * m)
<i>MURO A 1-4</i>	3,40	0,00	0,00	3,78	12,84
<i>MURO B 1-4</i>	3,40	4,80	16,32	3,78	12,84
<i>MURO C 1-4</i>	3,40	9,80	33,32	3,78	12,84
<i>MURO D 1-4</i>	3,40	14,80	50,32	3,78	12,84
<i>MURO E 1-4</i>	3,40	18,80	63,92	3,78	12,84
<i>MURO F 1-4</i>	3,40	22,80	77,52	3,78	12,84
<i>MURO 4 A-F</i>	10,26	11,40	116,96	0,00	0,00
<i>MURO 3 A-F</i>	10,26	11,40	116,96	3,00	30,78
<i>MURO 2 A-F</i>	10,26	11,40	116,96	4,55	46,68
<i>MURO 1 A-D</i>	6,68	7,40	49,43	7,55	50,43
<i>MURO 1 E-F</i>	1,80	20,80	37,44	7,55	13,59
	Σ 59,66		Σ 679,15		Σ 218,52

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVIII. **Resumen de integración de peso**

Tipo de elemento	W_i (ton)	$W_i * \bar{X}_i$ (ton * m)	$W_i * \bar{Y}_i$ (ton * m)
<i>Losa</i>	70,14	771,24	252,84
<i>Viga</i>	18,32	208,39	67,06
<i>Columna</i>	21,17	250,48	79,92
<i>Muro</i>	59,66	679,15	218,52
	Σ 169,29	Σ 1 909,26	Σ 618,34

Fuente: elaboración propia.

Teniendo la sumatorias de los pesos de cada elemento estructural y la sumatoria del producto del peso por su centroide se procede a determinar el centro de masa en ambos de sentidos:

Para sentido X:

$$Cm_x = \frac{(\Sigma(W_i * \bar{X}_i))_{total}}{\Sigma W_{i_{losa}} + \Sigma W_{i_{viga}} + \Sigma W_{i_{columna}} + \Sigma W_{i_{muro}}}$$

$$Cm_x = \frac{1\ 909,26\ ton * m}{169,29\ ton}$$

$$Cm_x = 11,278m$$

Para sentido Y:

$$Cm_y = \frac{(\Sigma(W_i * \bar{Y}_i))_{total}}{\Sigma W_{i_{losa}} + \Sigma W_{i_{viga}} + \Sigma W_{i_{columna}} + \Sigma W_{i_{muro}}}$$

$$Cm_y = \frac{618,34\ ton * m}{169,29\ ton}$$

$$Cm_y = 3,653\ m$$

Tabla XXIX. **Resumen centro de masa**

Centro de masa	
Cm_x	11,278m
Cm_y	3,653 m

Fuente: elaboración propia.

- Centro de rigidez

De acuerdo con la norma AGIES relacionada a carga sísmica estática equivalente, se deberá determinar el centro de rigidez de la estructura. El centro de rigidez es el punto representativo en el cual se encuentran concentradas las rigideces de todos los marcos, respecto el cual la estructura gira como un todo debido a cargas laterales (sismo).

El punto para encontrar el centro de rigidez se determina con la intersección de la línea de rigidez en el sentido X con la línea de rigidez en el sentido Y.

Para calcular en centro de rigidez se emplearán las siguientes ecuaciones:

$$CR_x = \frac{\sum_{i=1}^n (K_{mi} * \bar{X}_i)}{\sum_{i=1}^n (K_{mi})}$$

$$CR_y = \frac{\sum_{i=1}^n (K_{mi} * \bar{Y}_i)}{\sum_{i=1}^n (K_{mi})}$$

Donde:

CR_{x-y} = Centro de rigidez del sentido indicado

K_{mi} = Rigidez del marco que se está analizando, según el sentido indicado

\bar{X}_i, \bar{Y}_i = Distancia medida desde el origen hasta el centroide de la columna del marco correspondiente

Una forma práctica de encontrar la rigidez en marco y además su desplazamiento lateral es a través de las ecuaciones de Wilbur. Según el nivel analizar, Wilbur presenta diferentes ecuaciones.

- Para considera en voladizo a los últimos niveles de una edificación y la rigidez de las columnas se determinará empleando la siguiente ecuación:

$$K_{N2} = \frac{1}{\frac{Fh^3}{3E_cI} + \frac{1.2Fh}{AG}}$$

- Para el primer nivel se considera que la estructura esta doblemente empotrada y la rigidez de las columnas se determinará empleando la siguiente ecuación:

$$K_{N1} = \frac{1}{\frac{Fh_{col}^3}{12E_cI} + \frac{1.2Fh_{col}}{A_g * G}}$$

Donde:

K_{N2-N1} = Rigidez del nivel respectivo

F = Fuerza actuante en nivel analizado

- $h_{col} =$ Altura de columna
- $I =$ Inercia de la sección de la columna
- $G =$ Modulo rigidez
- $E_c =$ Módulo de elasticidad del concreto
- $A_g =$ Área de la sección transversal de la columna

- Cálculo de momento de inercia de la sección de la columna:

$$I = \frac{1}{12} b_{col} * h_{col}^3$$

$$I = \frac{1}{12} (35cm)(35cm)^3$$

$$I = 125\,052,08cm^4$$

- Cálculo de módulo de elasticidad de concreto:

$$E_c = 15\,100 \sqrt{f'c}$$

$$E_c = 15\,100 \sqrt{281}$$

$$E_c = 253\,122,12\,kg/cm^2$$

- Cálculo de módulo de rigidez:

$$G = 0.4E$$

$$G = 0,4(253\,122,12\,kg/cm^2)$$

$$G = 101\,248,85\,kg/cm^2$$

- Área de la sección transversal de la columna

$$A_g = b_{col} * h_{col}$$

$$A_g = (35cm) * (35cm)$$

$$A_g = 1\,225cm$$

- Cálculo de Rigidez en el segundo nivel

$$K_{N2} = \frac{1}{\frac{(26\,280,00\,kg)(300cm)^3}{3 * (253\,122,12) * (125\,052,08cm^4)} + \frac{1.2 * (26\,280,00kg)(300cm)}{(1\,225cm^2) * (101\,248,85)}}$$

$$K_{N2} = 0,132\,cm^{-1}$$

- Cálculo de Rigidez en el primer nivel

$$K_{N2} = \frac{1}{\frac{(23\,120,00kg)(300cm)^3}{12 * (253\,122,12) * (125\,052,08cm^4)} + \frac{1.2 * (23\,120,00kg)(300cm)}{(1\,225cm^2) * (101\,248,85)}}$$

$$K_{N2} = 0,585\,cm^{-1}$$

Ya obtenidos los resultados del cálculo de rigidez del primer y segundo nivel se proceder a determinar el centro de rigidez.

Tabla XXX. **Centro de rigidez en X del segundo nivel**

MARCO	#COL	$K_{N2} (cm^{-1})$	$K_{mi} (cm^{-1})$	$\bar{X}_i (m)$	$K_{mi} * \bar{X}_i$
A	4	0,132	0,528	0,00	0,000
B	4	0,132	0,528	4,80	2,534
C	4	0,132	0,528	9,80	5,174
D	4	0,132	0,528	14,80	7,814
E	4	0,132	0,528	18,80	9,926
F	4	0,132	0,528	22,8	12,038
			$\Sigma 3,168$		$\Sigma 37,486$

Fuente: elaboración propia.

- Centro de rigidez en X del segundo nivel

$$CR_x = \frac{37,486}{3,168}$$

$$CR_x = 11,833m$$

Tabla XXXI. **Centro de rigidez en X del primer nivel**

MARCO	#COL	$K_{N1} (cm^{-1})$	$K_{mi}(cm^{-1})$	$\bar{X}_i (m)$	$K_{mi} * \bar{X}_i$
A	4	0,585	2,340	0,00	0,000
B	4	0,585	2,340	4,80	11,232
C	4	0,585	2,340	9,80	22,932
D	4	0,585	2,340	14,80	34,632
E	4	0,585	2,340	18,80	43,992
F	4	0,585	2,340	22,8	53,352
			$\Sigma 14,04$		$\Sigma 166,14$

Fuente: elaboración propia.

- Centro de rigidez en X del segundo nivel

$$CR_x = \frac{166,14}{14,04}$$

$$CR_x = 11.833$$

Tabla XXXII. **Centro de rigidez en Y del segundo nivel**

MARCO	#COL	$K_{N2} (cm^{-1})$	$K_{mi}(cm^{-1})$	$\bar{Y}_i (m)$	$K_{mi} * \bar{Y}_i$
1	6	0,132	0,792	7,55	5,980
2	6	0,132	0,792	4,55	3,604
3	6	0,132	0,792	3,00	2,376
4	6	0,132	0,792	0,00	0,000
			$\Sigma 3,168$		$\Sigma 11,960$

Fuente: elaboración propia.

- Centro de rigidez en Y del segundo nivel

$$CR_y = \frac{11,960}{3,168}$$

$$CR_y = 3,775m$$

Tabla XXXIII. **Centro de rigidez en Y del primer nivel**

MARCO	#COL	$K_{N2} (cm^{-1})$	$K_{mi} (cm^{-1})$	$\bar{Y}_i (m)$	$K_{mi} * \bar{Y}_i$
1	6	0,585	3,510	7,55	26,501
2	6	0,585	3,510	4,55	15,971
3	6	0,585	3,510	3,00	10,530
4	6	0,585	3,510	0,00	0,000
			$\Sigma 14,040$		$\Sigma 53,002$

Fuente: elaboración propia.

- Centro de rigidez en Y del primer nivel

$$CR_y = \frac{53,002}{14,040}$$

$$CR_y = 3,775m$$

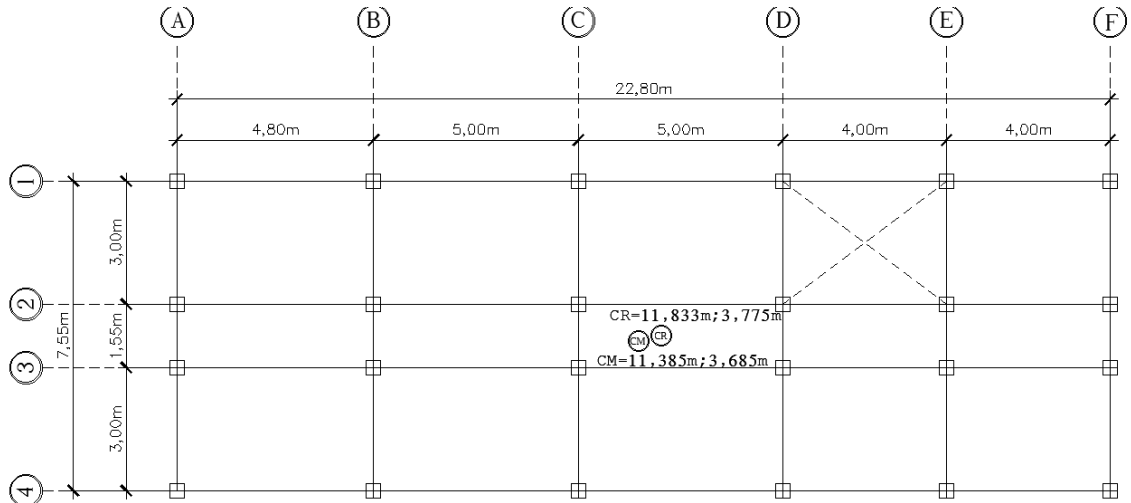
Como se pudo observar que tanto para el primer nivel como para el segundo nivel en ambos sentidos se obtiene el mismo valor, por lo cual se tomara un centro de rigidez X-Y, para toda la edificación teniendo:

Tabla XXXIV. **Resumen centro de rigidez**

Centro de rigidez	
CR_x	11,833m
CR_y	3,775m

Fuente: elaboración propia.

Figura 14. **Ubicación de centro de masa y centro rigidez**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

- **Excentricidad de diseño**

La excentricidad se produce cuando el centro de masa no coincide con el centro de rigidez en los niveles del edificio y/o en el sistema de marcos. Esta separación entre el centro de masa y el centro de rigidez se debe a la falta de simetría en la distribución en planta de elementos estructurales resistentes de un edificio.

La presencia de la excentricidad en un edificio hace que el centro de masa gire alrededor de un eje que pasa a través del centro de rigidez, como resultado de esta torsión, las columnas están sometidas a fuerzas laterales adicionales que deben tenerse en cuenta en el análisis estructural.

La excentricidad de diseño está compuesta por una excentricidad directa y la excentricidad accidental.

- Excentricidad directa:

De acuerdo con la norma AGIES, para el cálculo de distribución horizontales de las fuerzas sísmicas se tomará en cuenta el momento de giro causado por la excentricidad directa (centro de masa respecto del centro de rigidez). Para calcular la excentricidad directa se empleará la siguiente ecuación:

Para sentido X:

$$e_x = |Cm_x - CR_x|$$
$$e_x = |11,278 - 11,833|$$
$$e_x = 0,555m$$

Para sentido Y:

$$e_y = |Cm_y - CR_y|$$
$$e_y = |3,653 - 3,775|$$
$$e_x = 0,122 m$$

- Excentricidad accidental:

La excentricidad accidental es un porcentaje de la mayor dimensión en planta de la estructura perpendicular a la dirección de aplicación del sismo.

Cuando los diafragmas tengan rigidez cortante, se deberá considerar una excentricidad accidental adicional a la excentricidad inherente, que se calcula como el 5 % de la dimensión perpendicular a la acción del sismo, según la norma Agies de carga sísmica estática equivalente.

$$e_{acc_{x-y}} = 5 \% * B_{x-y}$$

$e_{acc_{x-y}}$ = Excentricidad accidental en el sentido indicado
 B_{x-y} = Dimensión perpendicular a la fuerza considerada

Donde:

$$B_x = 22,80 \text{ m}$$

$$B_y = 7,55 \text{ m}$$

Para sentido X:

$$e_{acc_x} = 5 \% * B_x$$

$$e_{acc_x} = 5 \% * (22,80 \text{ m})$$

$$e_{acc_x} = 1,140 \text{ m}$$

Para sentido Y:

$$e_{acc_y} = 5 \% * B_y$$

$$e_{acc_y} = 5 \% * (7,55 \text{ m})$$

$$e_{acc_y} = 0,378 \text{ m}$$

Ya obtenidos los valores de excentricidad directa y la excentricidad accidental se procederá a determinar la excentricidad de diseño, la cual se recomienda calcularla en ambos sentidos, por la probabilidad de existir un momento torsional en cualquiera de los dos sentidos.:

- Excentricidad de diseño:

$$e_{diseño_{x-y}} = e_{x-y} \pm e_{acc_{x-y}}$$

Donde:

$e_{diseño_{x-y}}$ = Excentricidad de diseño en el sentido analizado

e_{x-y} = Excentricidad directa en el sentido analizado

$e_{acc_{x-y}}$ Excentricidad accidental en el sentido analizado

Para sentido X:

$$\begin{aligned}e_{diseño_x} &= e_x + e_{acc_x} \\e_{diseño_x} &= 0,555 \text{ m} + 1,140 \text{ m} \\e_{diseño_x} &= 1,695 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e_{diseño_x} &= e_x - e_{acc_x} \\e_{diseño_x} &= 0,555 - 1,140 \\e_{diseño_x} &= -0,585\end{aligned}$$

Para sentido Y:

$$\begin{aligned}e_{diseño_y} &= e_y + e_{acc_y} \\e_{diseño_y} &= 0,122 + 0,378 \\e_{diseño_y} &= 0,500 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e_{diseño_y} &= e_y - e_{acc_y} \\e_{diseño_y} &= 0,122 - 0,378 \\e_{diseño_y} &= -0,256 \text{ m}\end{aligned}$$

- Fuerzas por marco

El análisis de fuerzas por marco nos permitirá determinar la fuerza cortante total de diseño, para la cual se calculará la fuerza que soporta cada uno de los elementos resistentes de cada nivel.

Para determinar la fuerza que soporta cada uno de los elementos se empleará la ecuación:

$$V_{total} = V_{c,sismo} \pm V_t$$

Donde $V_{c,sismo}$ y V_t se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$V_{c,sismo} = \frac{K_m * F_{n_{x-y}}}{K_m}$$

$$V_t = \frac{e_{diseño_{x-y}} * F_{m_{x-y}} * (K_m * d_i)}{\sum (K_m * d_i)^2}$$

Donde:

- V_{total} Fuerza cortante total de diseño (kg).
- $V_{c,sismo}$ = Fuerza cortante por sismo en el marco (kg).
- V_t = Fuerza cortante por torsión en el marco (kg).
- K_m = Rigidez del marco que se está analizando (cm^{-1}).
- $F_{m_{x-y}}$ = Fuerza cortante por nivel de la edificación en el sentido indicado (kg).
- $e_{diseño_{x-y}}$ = Excentricidad de diseño en el sentido indicado (m).
- d_i = Distancia entre el centro de rigidez de la estructura y el eje de cada marco, tomando como origen de la medición en el centro de rigidez. Se tomará con signo negativos las distancias que se encuentren a la izquierda y abajo del centro de rigidez (m).

Tabla XXXV. Resumen de fuerzas cortante por nivel

Fuerza cortante por nivel	
Nivel	$F_{m_{x-y}}$ (tn)
2	26,28
1	23,12

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXVI. Fuerza por marcos del segundo nivel en sentido X

Fuerza por marcos del segundo nivel en sentido X							
$e_{diseño,y}(+)$	0,500		$e_{diseño,y}(-)$	-0,256		F_m (ton)	26,28
MARCO	K_m	d_i	$(K_m * d_i)$	$(K_m * d_i^2)$	V_s	V_t	V_{total}
1	0,792	3,775	2,990	11,286	6,57	1,670	8,240
						-0,855	5,715
2	0,792	0,775	0,614	0,476	6,57	0,343	6,913
						-0,176	6,394
3	0,792	-0,775	-0,614	0,476	6,57	-0,343	6,227
						0,176	6,746
4	0,792	-3,775	-2,990	11,286	6,57	-1,67	4,9
						0,855	7,425
	Σ 3,168			Σ 23,524	Σ 26,28		

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXVII. Fuerza por marcos del primer nivel en sentido X

Fuerza por marcos del segundo nivel en sentido X							
$e_{diseño,y}(+)$	0,500		$e_{diseño,y}(-)$	-0,256		F_m (ton)	23,12
MARCO	K_m	d_i	$(K_m * d_i)$	$(K_m * d_i^2)$	V_s	V_t	V_{total}

Continuación tabla XXXVII

1	3,510	3,775	13,250	50,020	5,78	1,469	7,249
						-0,752	5,028
2	3,510	0,775	2,720	2,108	5,78	0,302	6,082
						-0,154	5,626
3	3,510	-0,775	-2,720	2,108	5,78	-0,302	5,478
						0,154	5,934
4	3,510	-3,775	-13,250	50,020	5,78	-1,469	4,311
						0,752	6,532
Σ 14,04				Σ 104,256	Σ 23,12		

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXVIII. **Fuerza por marcos del segundo nivel en sentido Y**

Fuerza por marcos del segundo nivel en sentido Y							
$e_{diseño_y}(+)$	1,695		$e_{diseño_y}(-)$	-0,585		F_m (ton)	26,28
MARCO	K_m	d_i	$(K_m * d_i)$	$(K_m * d_i^2)$	V_s	V_t	V_{total}
A	0,528	-11,833	-6,248	73,931	4,38	-1,420	2,96
						0,490	4,87
B	0,528	-7,033	-3,713	26,117	4,38	-0,844	3,536
						0,291	4,671
C	0,528	-2,033	-1,073	2,182	4,38	-0,244	4,136
						0,084	4,464
D	0,528	2,967	1,567	4,648	4,38	0,356	4,736
						-0,123	4,257
E	0,528	6,967	3,679	25,629	4,38	0,836	5,216
						-0,289	4,091
F	0,528	10,967	5,791	63,505	4,38	1,316	5,696
						-0,454	3,926
Σ 3,168				Σ 196,012	Σ 26,28		

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIX. Fuerza por marcos del primer nivel en sentido Y

Fuerza por marcos del segundo nivel en sentido Y							
$e_{diseño,y}(+)$	1,695		$e_{diseño,y}(-)$	-0,585		F_m (ton)	23,12
MARCO	K_m	d_i	$(K_m * d_i)$	$(K_m * d_i^2)$	V_s	V_t	V_{total}
A	2,340	-11,833	-27,689	327,647	3,85	-1,248	2,602
						0,431	4,281
B	2,340	-7,033	-16,457	115,744	3,85	-0,742	3,108
						0,256	4,106
C	2,340	-2,033	-4,757	9,671	3,85	-0,214	3,636
						0,074	3,924
D	2,340	2,967	6,943	20,599	3,85	0,313	4,163
						-0,108	3,742
E	2,340	6,967	16,303	113,581	3,85	0,735	4,585
						-0,254	3,596
F	2,340	10,967	25,663	281,444	3,85	1,157	5,007
						-0,399	3,451
Σ 14,04				Σ 868,686	Σ 23,10		

Fuente: elaboración propia.

Ya determinadas las fuerzas cortantes de cada marco se tomará la fuerza crítica de cada nivel en ambos sentidos:

Tabla XL. Resumen de fuerzas por marco

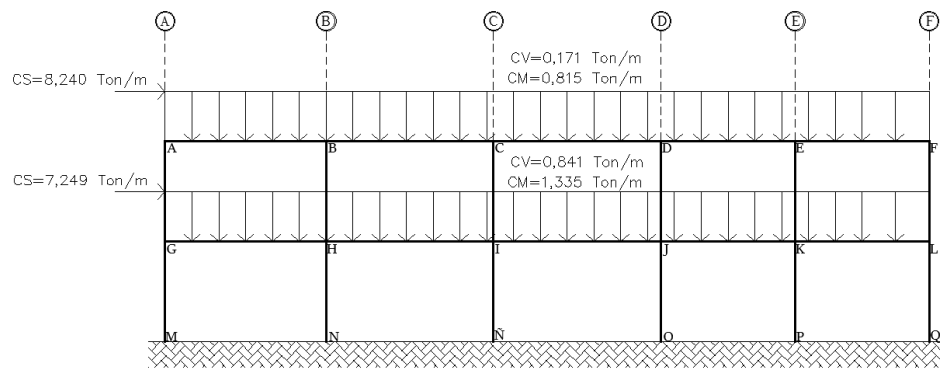
Fuerzas por marco	
Sentido X	Sentido Y
Segundo Nivel	
8,240 ton	5,696 ton
Primer Nivel	
7,249 ton	5,007 ton

Fuente: elaboración propia.

2.1.6.3. Modelos matemáticos de marcos dúctiles con nudos rígidos

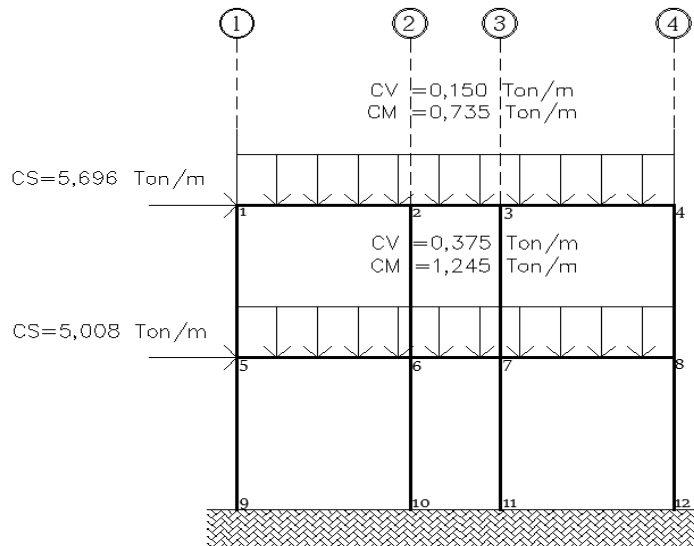
A continuación, se describe los modelos matemáticos de marcos.

Figura 15. Cargas aplicadas al marco 2, sentido X



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 16. Cargas aplicadas al marco C, sentido Y



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.1.6.4. Análisis de marco dúctiles usando software

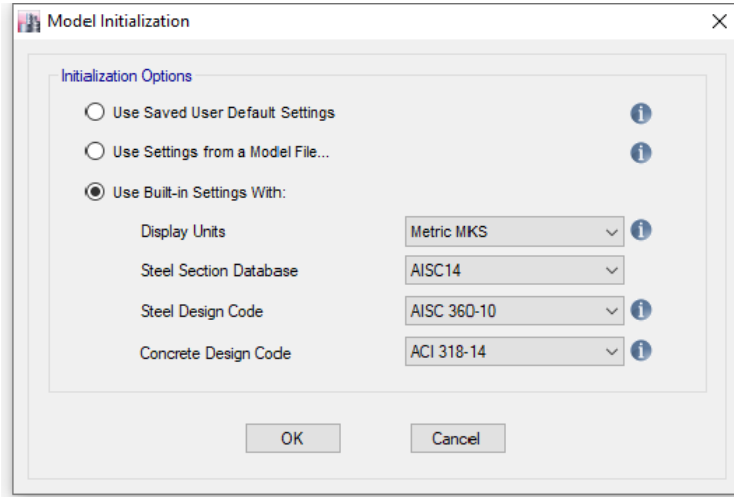
Para el análisis estructural de la Alcaldía Auxiliar se utilizó el software ETABS 2018 para posteriormente compararlo con el análisis mediante el método numérico.

ETABS es un software utilizado en la Ingeniería civil para facilitar el análisis, cálculo y diseño, nos permite determinar los momentos provocados por carga muerta, carga viva y carga de sismo en cada uno de los elementos estructurales (viga y columna), además nos permite obtener el diseño en forma tridimensional (3D) de manera que se puede observar cada uno de los marcos estructurales que conforma la estructura.

Además, es importante destacar que ETABS es un software que trabaja con normas o códigos entre los cuales se puede mencionar el código ACI318S-14 y otros códigos estadounidenses.

Para realizar el análisis en ETABS es necesario seleccionar los códigos que se van a aplicar en el diseño.

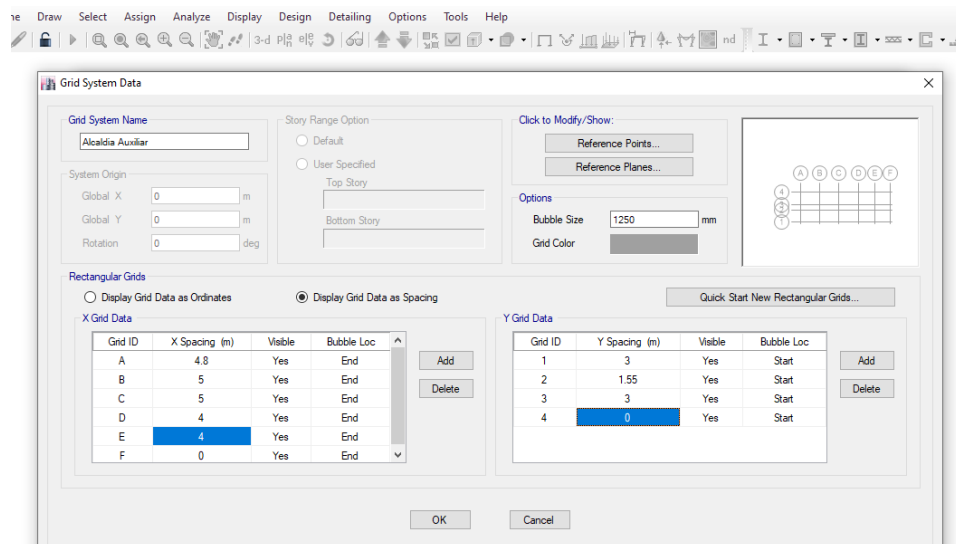
Figura 17. Selección de códigos



Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Se crean los ejes en sentido X y Y de la Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE.

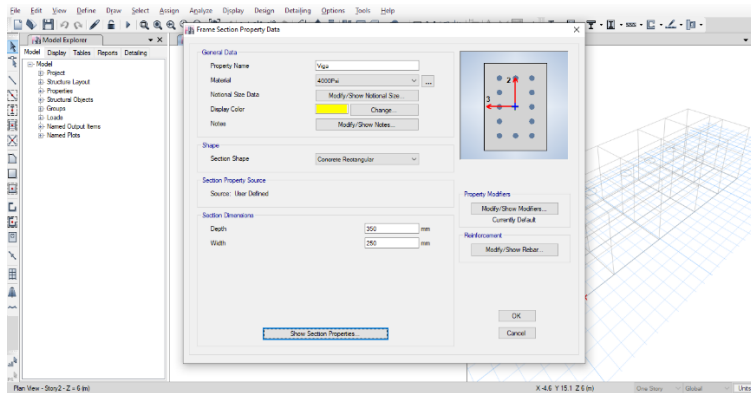
Figura 18. Creación de ejes en sentido X y Y



Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Se crean las secciones de los elementos estructurales (losa, viga y columna), en las cuales se especifican las propiedades de los elementos (f'_c y f_y) y sus dimensiones.

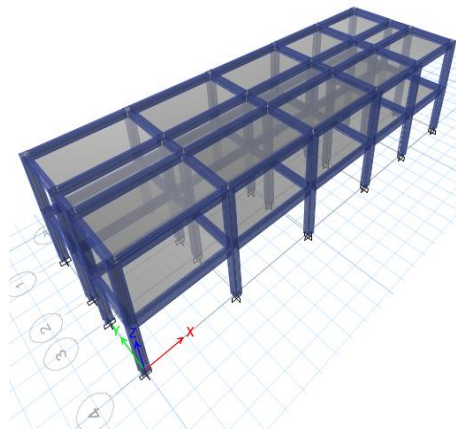
Figura 19. Creación de elementos estructurales



Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Después de la creación de los elementos se realizará el modelo 3D de la estructura.

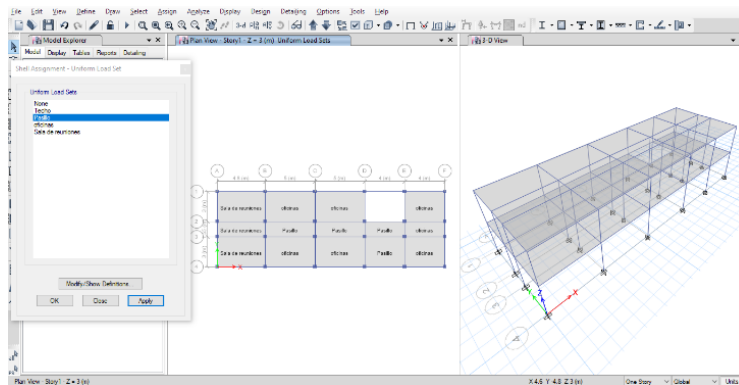
Figura 20. Modelo 3D de la estructura



Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Se aplican las cargas vivas a las losas según su ocupación tomando de referencia las cargas vivas de la norma AGIES.

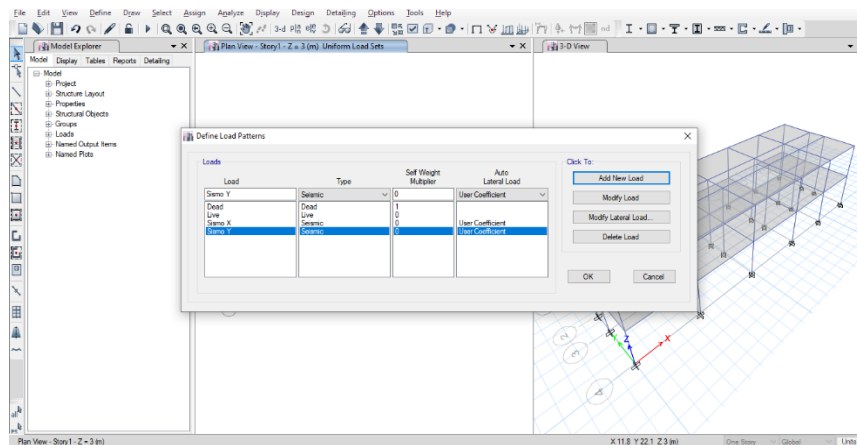
Figura 21. **Aplicación de carga viva según ocupación**



Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Aplicación de carga viva, muerta y carga de sismo sobre la estructura.

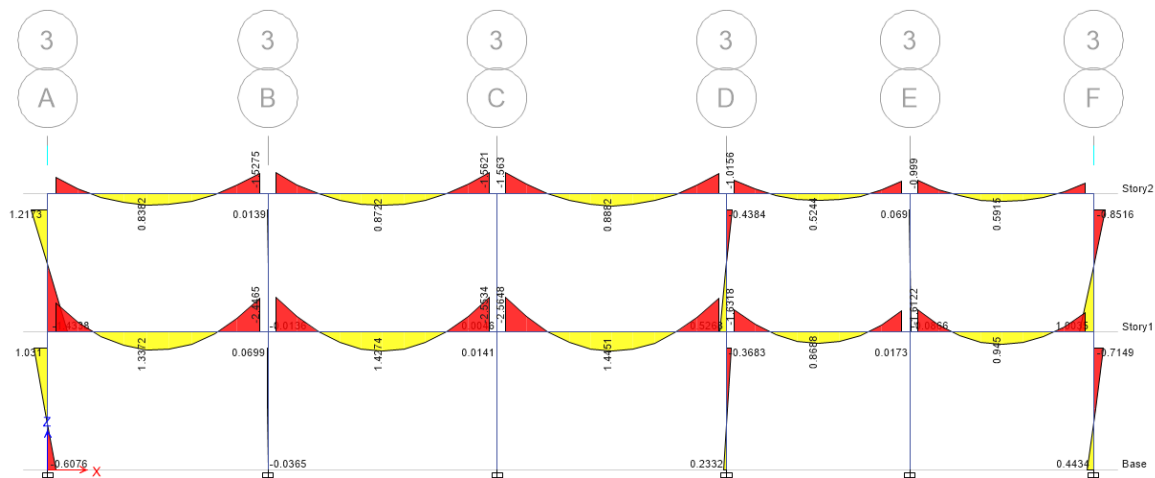
Figura 22. **Aplicación de cargas actuantes sobre la estructura**



Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Realizando el análisis estructural de la Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE por medio del ETABS 2018 se obtiene los siguientes diagramas de momentos para carga viva, carga muerta y carga sismo en sentido X y Y de la edificación.

Figura 23. **Momentos finales de carga muerta para marco tres utilizando ETABS**



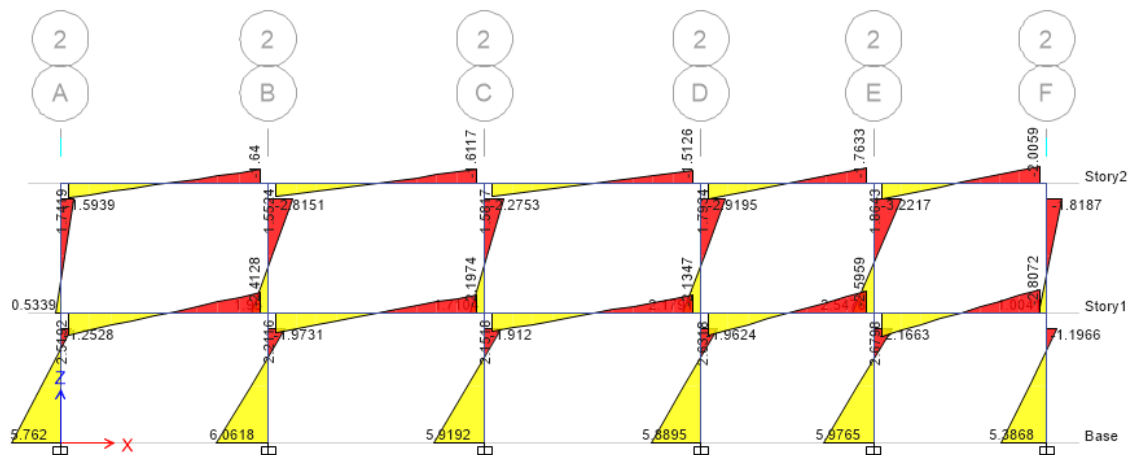
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 24. **Momentos finales de carga viva para marco tres, utilizando ETABS**



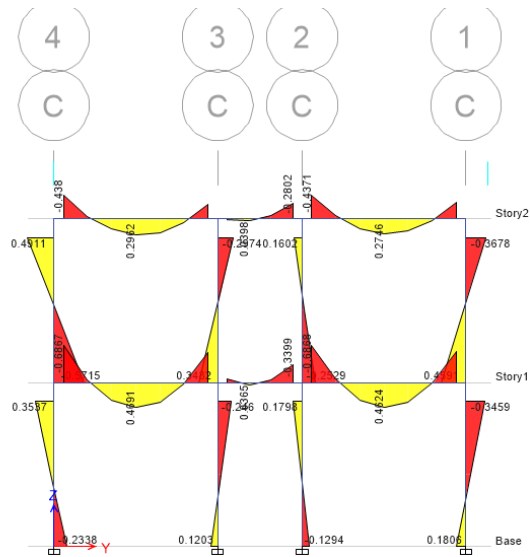
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 25. **Momentos finales de carga sísmica para marco tres, utilizando ETABS**



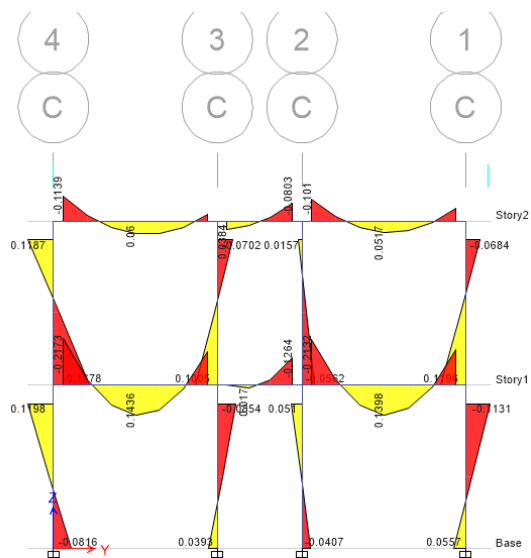
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 26. **Momentos finales de carga muerta para marco C, utilizando ETABS**



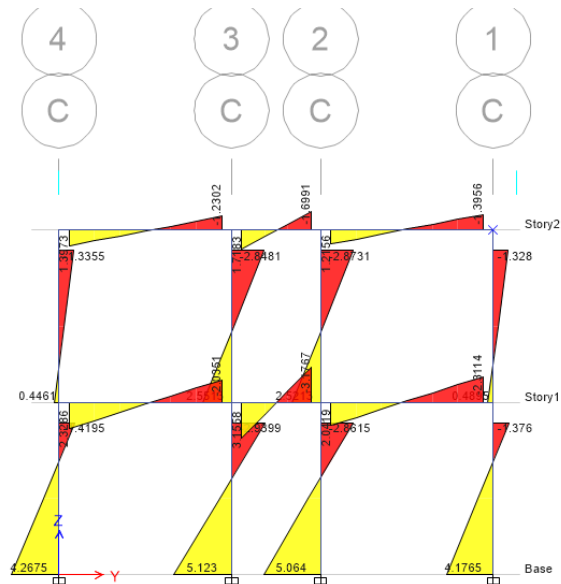
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 27. **Momentos finales de carga viva para marco C, utilizando ETABS**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 28. **Momentos finales de carga sísmica para marco C, utilizando ETABS**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.1.6.5. Análisis de marco dúctiles mediante el método numérico Kani

Para el análisis estructural de la alcaldía auxiliar se empleará el método de Kani el cual está basado en métodos de aproximaciones sucesivas y en la distribución de momento, inventado por G. Kani siendo este un método de análisis estructural de mucha exactitud. Este es un método iterativo y simplificado adecuado para edificios de varios pisos y satisfactorio para el análisis de cualquier estructura convencional.

El método de Kani es utilizado para determinar momentos bajo cualquier condición de cargas dadas (cargas verticales y horizontales), este método expresa el efecto de las rotaciones y desplazamientos de cada uno de los nudos

dentro de los marcos estructurales. En su cálculo supone que los nudos no puedan desplazarse, asumiendo que los nudos sean fijos.

El cálculo consiste esencialmente en la determinación de los momentos resultantes de cada una de las cargas aplicadas en los extremos de cada elemento, los cuales nos servirán para obtener los momentos y cortantes de diseño, para luego poder efectuar la envolvente de momentos en ambos sentidos de cada elemento estructural.

Es importante mencionar que para el análisis de la estructura se analizarán las cargas por separado, para lo cual se tiene dos suposiciones: la primera es que la estructura posee nudos rígidos es decir se tiene marcos sin ladeo y se utiliza para determinar los momentos de cargas muertas y cargas vivas; la segunda supone que la estructura posee nudos desplazables en el sentido horizontal es decir se tiene marcos con ladeo y se utiliza para determinar los momentos provocados por las fuerzas de sismo.

Para realizar el análisis de la estructura es necesario determinar los siguientes datos:

- Rigidez del elemento (K_{ik}):

Se calcula la rigidez de cada elemento de la estructura la cual dependerá de la inercia y la longitud del elemento. Para determinar la rigidez se empleará la siguiente ecuación:

$$K_{ik} = \frac{I}{L_{ik}}$$

Donde:

I Inercia

L_{ik} Longitud

El valor de la inercia se calcula con la siguiente ecuación: $I = \frac{1}{12} * b * h^3$, para lo cual se necesitarán los siguientes datos: La sección de las columnas son de 0,35 m * 0,35 m y la sección de las vigas son de 0,25 m*0,35 m en ambos niveles de la estructura.

- Rigidez de vigas (ejemplo tramo A-B, marco 3)

$$K_{AB} = \frac{\frac{1}{12} * (0,25) * (0,35)^3}{4,80}$$

$$K_{AB} = 0,00019$$

Tabla XLI. **Rigideces de vigas en marco tres (sentido X)**

Elemento	Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)	Inercia (m^4)	Rigidez
Segundo nivel					
Viga AB	0,25	0,35	4,80	0,00089	0,00019
Viga BC	0,25	0,35	5,00	0,00089	0,00018
Viga CD	0,25	0,35	5,00	0,00089	0,00018
Viga DE	0,25	0,35	4,00	0,00089	0,00022
Viga EF	0,25	0,35	4,00	0,00089	0,00022
Primer Nivel					
Viga GH	0,25	0,35	4,80	0,00089	0,00019
Viga HI	0,25	0,35	5,00	0,00089	0,00018
Viga IJ	0,25	0,35	5,00	0,00089	0,00018
Viga JK	0,25	0,35	4,00	0,00089	0,00022
Viga KL	0,25	0,35	4,00	0,00089	0,00022

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLII. Rigideces de viga en marco C (sentido Y)

Elemento	Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)	Inercia (m ⁴)	Rigidez
Segundo nivel					
Viga 1-2	0,25	0,35	3,00	0,00089	0,00030
Viga 2-3	0,25	0,35	1,55	0,00089	0,00058
Viga 3-4	0,25	0,35	3,00	0,00089	0,00030
Primer nivel					
Viga 5-6	0,25	0,35	3,00	0,00089	0,00030
Viga 6-7	0,25	0,35	1,55	0,00089	0,00058
Viga 7-8	0,25	0,35	3,00	0,00089	0,00030

Fuente: elaboración propia.

- Rigidez de columnas

Todas las columnas poseen la misma sección y altura, por lo tanto, tendrán la misma rigidez en ambos sentidos.

$$K_{columnas} = \frac{\frac{1}{12} * (0,35) * (0,35)^3}{3,00}$$

$$K_{columnas} = 0,00042$$

Tabla XLIII. **Rigidez de columnas**

Rigidez de columnas	
Marco 3 (Sentido X)	
Segundo nivel	0,00042
Primer nivel	0,00042
Marco C (Sentido Y)	
Segundo nivel	0,00042
Primer nivel	0,00042

Fuente: elaboración propia.

- Factores de giro o coeficientes de reparto (μ_{i-k})

Se calcularán los factores de giro para cada nudo, para lo cual se empleará la siguiente ecuación:

$$\mu_{i-k} = -\frac{1}{2} * \left(\frac{k_{ik}}{\sum k_{ik}} \right)$$

Donde:

μ_{i-k} Factor de giro o coeficiente de reparto

k_{ik} Rigidez del elemento

$\sum k_{ik}$ Sumatoria de rigideces en el nudo

Se deberá comprobar que la sumatoria de todos los factores de giro en cada uno de los nudos, debe ser -0,50

- Factores de giro del nodo H (marco tres)

$$\mu_H = \mu_{H-G} + \mu_{H-B} + \mu_{H-N} + \mu_{H-I}$$

$$\mu_{H-G} = -\frac{1}{2} * \left(\frac{k_{HG}}{k_{HG} + k_{HB} + k_{HN} + k_{HI}} \right)$$

$$\mu_{H-G} = -\frac{1}{2} * \left(\frac{0,00019}{0,00019 + 0,00042 + 0,00042 + 0,00018} \right)$$

$$\mu_{H-G} = -0,078$$

$$\mu_{H-B} = -\frac{1}{2} * \left(\frac{k_{HB}}{k_{HG} + k_{HB} + k_{HN} + k_{HI}} \right)$$

$$\mu_{H-B} = -\frac{1}{2} * \left(\frac{0,00042}{0,00019 + 0,00042 + 0,00042 + 0,00018} \right)$$

$$\mu_{H-B} = -0,174$$

$$\mu_{H-N} = -\frac{1}{2} * \left(\frac{k_{HN}}{k_{HG} + k_{HB} + k_{HN} + k_{HI}} \right)$$

$$\mu_{H-N} = -\frac{1}{2} * \left(\frac{0,00042}{0,00019 + 0,00042 + 0,00042 + 0,00018} \right)$$

$$\mu_{H-N} = -0,174$$

$$\mu_{H-I} = -\frac{1}{2} * \left(\frac{k_{HI}}{k_{HG} + k_{HB} + k_{HN} + k_{HI}} \right)$$

$$\mu_{H-I} = -\frac{1}{2} * \left(\frac{0,00018}{0,00019 + 0,00042 + 0,00042 + 0,00018} \right)$$

$$\mu_{H-I} = -0,074$$

- Comprobación:

$$\mu_H = (-0,078) + (-0,174) + (-0,174) + (-0,074)$$

$$\mu_H = -0,50$$

La tabla XXXVIII y XXXIX presenta los resultados para cada uno de los nudos que conforman el marco en análisis:

Tabla XLIV. Factores de giro de segundo nivel para marco tres (sentido X)

Nodo	Tramo	Factor de giro	Comprobación
A	μ_{A-B}	-0,156	$\Sigma \mu_A = \mu_{A-B} + \mu_{A-G}$ $\Sigma \mu_A = -0,50$
	μ_{A-G}	-0,344	
B	μ_{B-A}	-0,120	$\Sigma \mu_B = \mu_{B-A} + \mu_{B-H} + \mu_{B-C}$ $\Sigma \mu_B = -0,50$
	μ_{B-H}	-0,266	
	μ_{B-C}	-0,114	
C	μ_{C-B}	-0,115	$\Sigma \mu_C = \mu_{C-B} + \mu_{C-D} + \mu_{C-I}$ $\Sigma \mu_C = -0,50$
	μ_{C-D}	-0,115	
	μ_{C-I}	-0,270	
D	μ_{D-C}	-0,110	$\Sigma \mu_D = \mu_{D-C} + \mu_{D-J} + \mu_{D-E}$ $\Sigma \mu_D = -0,50$
	μ_{D-J}	-0,256	
	μ_{D-E}	-0,134	
E	μ_{E-D}	-0,128	$\Sigma \mu_E = \mu_{E-D} + \mu_{E-K} + \mu_{E-F}$ $\Sigma \mu_E = -0,50$
	μ_{E-K}	-0,244	
	μ_{E-F}	-0,128	
F	μ_{F-E}	-0,172	$\Sigma \mu_F = \mu_{F-E} + \mu_{F-L}$ $\Sigma \mu_F = -0,50$
	μ_{F-L}	-0,328	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLV. Factores de giro de primer nivel para marco tres (sentido X)

Nodo	Tramo	Factor de giro	Comprobación
G	μ_{G-A}	-0,204	$\Sigma \mu_G = \mu_{G-A} + \mu_{G-M} + \mu_{G-H}$ $\Sigma \mu_G = -0,50$
	μ_{G-M}	-0,204	
	μ_{G-H}	-0,092	
H	μ_{H-G}	-0,078	$\Sigma \mu_H = \mu_{H-G} + \mu_{H-B} + \mu_{H-N} + \mu_{H-I}$ $\Sigma \mu_H = -0,50$
	μ_{H-B}	-0,174	
	μ_{H-N}	-0,174	
	μ_{H-I}	-0,074	
I	μ_{I-H}	-0,075	$\Sigma \mu_I = \mu_{I-H} + \mu_{I-C} + \mu_{I-\tilde{N}} + \mu_{I-J}$ $\Sigma \mu_I = -0,50$
	μ_{I-C}	-0,175	
	$\mu_{I-\tilde{N}}$	-0,175	
	μ_{I-J}	-0,075	
J	μ_{J-I}	-0,075	$\Sigma \mu_J = \mu_{J-I} + \mu_{J-D} + \mu_{J-O} + \mu_{J-K}$ $\Sigma \mu_J = -0,50$
	μ_{J-D}	-0,169	
	μ_{J-O}	-0,169	
	μ_{J-K}	-0,089	
K	μ_{K-J}	-0,086	$\Sigma \mu_K = \mu_{K-I} + \mu_{K-E} + \mu_{K-P} + \mu_{K-L}$ $\Sigma \mu_K = -0,50$
	μ_{K-E}	-0,164	
	μ_{K-P}	-0,164	
	μ_{K-L}	-0,086	
L	μ_{L-K}	-0,104	$\Sigma \mu_L = \mu_{L-K} + \mu_{L-F} + \mu_{L-O}$ $\Sigma \mu_L = -0,50$
	μ_{L-F}	-0,198	
	μ_{L-Q}	-0,198	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVI. **Factores de giro de segundo nivel para marco C (sentido Y)**

Nodo	Tramo	Factor de giro	Comprobación
1	μ_{1-2}	-0,208	$\Sigma \mu_1 = \mu_{1-2} + \mu_{1-5}$ $\Sigma \mu_1 = -0,50$
	μ_{1-5}	-0,292	
2	μ_{2-1}	-0,115	$\Sigma \mu_2 = \mu_{2-1} + \mu_{2-6} + \mu_{2-3}$ $\Sigma \mu_1 = -0,50$
	μ_{2-6}	-0,162	
	μ_{2-3}	-0,223	
3	μ_{3-2}	-0,223	$\Sigma \mu_3 = \mu_{3-2} + \mu_{3-7} + \mu_{3-4}$ $\Sigma \mu_3 = -0,50$
	μ_{3-7}	-0,162	
	μ_{3-4}	-0,115	
4	μ_{4-3}	-0,208	$\Sigma \mu_4 = \mu_{4-3} + \mu_{4-8}$ $\Sigma \mu_F = -0,50$
	μ_{4-8}	-0,292	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVII. **Factor de giro de primer nivel para marco C, (sentido Y)**

Nodo	Tramo	Factor de giro	Comprobación
5	μ_{5-1}	-0,184	$\Sigma \mu_5 = \mu_{5-1} + \mu_{5-9} + \mu_{5-6}$ $\Sigma \mu_5 = -0,50$
	μ_{5-9}	-0,184	
	μ_{5-6}	-0,132	
6	μ_{6-5}	-0,087	$\Sigma \mu_6 = \mu_{6-5} + \mu_{6-2} + \mu_{6-10}$ $+ \mu_{6-7}$ $\Sigma \mu_6 = -0,50$
	μ_{6-2}	-0,122	
	μ_{6-10}	-0,122	
	μ_{6-7}	-0,169	
7	μ_{7-6}	-0,169	$\Sigma \mu_7 = \mu_{7-6} + \mu_{7-3} + \mu_{7-11}$ $+ \mu_{7-8}$ $\Sigma \mu_7 = -0,50$
	μ_{7-3}	-0,122	
	μ_{7-11}	-0,122	
	μ_{7-8}	-0,087	
8	μ_{8-7}	-0,132	$\Sigma \mu_8 = \mu_{8-7} + \mu_{8-4} + \mu_{8-12}$ $\Sigma \mu_5 = -0,50$
	μ_{8-4}	-0,184	
	μ_{8-12}	-0,184	

Fuente: elaboración propia.

Nota: Los factores de giro de cada elemento serán los mismos tanto para el análisis de cargas verticales (vivas y muertas) y en el análisis de cargas horizontales (fuerzas sísmicas).

2.1.6.5.1. Análisis de marco dúctiles para cargas verticales

Para el análisis de marcos dúctiles utilizando el método de Kani será necesario determinar los momentos fijos.

- Momentos fijos (MF_{i-k}),

Los momentos fijos o de empotramiento son aquellas reacciones que se producen en los apoyos de un elemento, por la aplicación de cargas verticales (cargas muertas y vivas), cuando dichos elementos se encuentran en condición de empotramiento. Se calculará los momentos fijos para las cargas vivas y muertas.

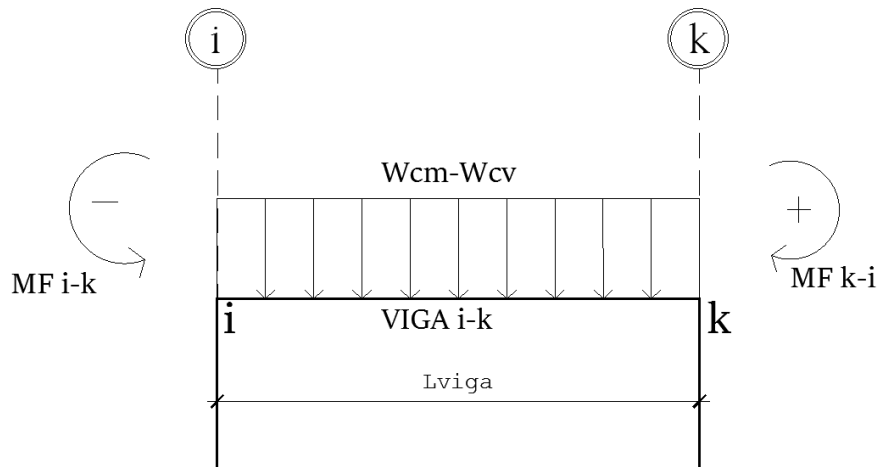
Para determinar los momentos fijos se empleará la siguiente ecuación:

$$MF_{i-k} = -\frac{W_{CM,CV} * L_{viga}^2}{12}$$
$$MF_{k-i} = \frac{W_{CM,CV} * L_{viga}^2}{12}$$

Donde:

- MF_{i-k} Momento fijo o de empotramiento en el nudo i
- MF_{k-i} Momento fijo o de empotramiento en el nudo k
- $W_{CM,CV}$ Carga muerta o carga viva del nivel analizar
- L_{viga} Longitud de viga analizada

Figura 29. **Identificación de momentos fijos**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Para este análisis de Kani se estableció que todos los momentos fijos a favor de las manecillas del reloj se tomarán positivos y en sentido contrario negativos, por lo cual en una viga ambos apoyos se tendrá el mismo valor de momento fijo, pero con signo contrario según su condición.

- Análisis de marco dúctiles en sentido X (marco tres)
 - Determinación de momento fijo del tramo A-B para carga muerta:
 - ✓ Extremo Izquierdo ∪

$$MF_{A-B} = -\frac{(0,815) * (4,80)^2}{12}$$

$$MF_{A-B} = -1,565 \text{ ton} - m$$

✓ Extremo derecho ∩

$$MF_{B-A} = + \frac{(0,815) * (4,80)^2}{12}$$

$$MF_{B-A} = +1,565 \text{ ton} - m$$

A continuación, en la tabla XLIII se presentan los resultados para cada uno de los momentos fijos del análisis de carga muerta para marco tres:

Tabla XLVIII. **Momentos fijos de carga muerta para marco tres**

Tramo	Carga muerta (ton)	Longitud viga (m)	Momentos fijos (ton - m)
Segundo nivel			
<i>MF_{A-B}</i>	0,815	4,80	-1,565
<i>MF_{B-A}</i>	0,815	4,80	+1,565
<i>MF_{B-C}</i>	0,815	5,00	-1,698
<i>MF_{C-B}</i>	0,815	5,00	+1,698
<i>MF_{C-D}</i>	0,815	5,00	-1,698
<i>MF_{D-C}</i>	0,815	5,00	+1,698
<i>MF_{D-E}</i>	0,815	4,00	-1,087
<i>MF_{E-D}</i>	0,815	4,00	+1,087
<i>MF_{E-F}</i>	0,815	4,00	-1,087
<i>MF_{F-E}</i>	0,815	4,00	+1,087
Primer nivel			
<i>MF_{G-H}</i>	1,335	4,80	-2,563
<i>MF_{H-G}</i>	1,335	4,80	+2,563
<i>MF_{H-I}</i>	1,335	5,00	-2,781

Continuación tabla XLVIII.

MF_{I-H}	1,335	5,00	+2,781
MF_{I-J}	1,335	5,00	-2,781
MF_{J-I}	1,335	5,00	+2,781
MF_{J-K}	1,335	4,00	-1,780
MF_{K-J}	1,335	4,00	+1,780
MF_{K-L}	1,335	4,00	-1,780
MF_{L-K}	1,335	4,00	+1,780

Fuente: elaboración propia.

- Determinación de momento fijo del tramo A-B para carga viva:

- ✓ Extremo izquierdo ∩

$$MF_{A-B} = - \frac{(0,171) * (4,80)^2}{12}$$

$$MF_{A-B} = - 0,328 \text{ ton} - m$$

- ✓ Extremo derecho ∪

$$MF_{B-A} = + \frac{(0,171) * (4,80)^2}{12}$$

$$MF_{B-A} = + 0,328 \text{ ton} - m$$

A continuación, en la tabla XLIV se presentan los resultados para cada uno de los momentos fijos del análisis de carga viva para marco tres:

Tabla XLIX. **Momentos fijos de carga viva para marco tres**

Tramo	Carga viva (<i>ton</i>)	Longitud viga (<i>m</i>)	Momentos fijos (<i>ton – m</i>)
Segundo nivel			
MF_{A-B}	0,171	4,80	-0,328
MF_{B-A}	0,171	4,80	+0,328
MF_{B-C}	0,171	5,00	-0,356
MF_{C-B}	0,171	5,00	+0,356
MF_{C-D}	0,171	5,00	-0,356
MF_{D-C}	0,171	5,00	+0,356
MF_{D-E}	0,171	4,00	-0,228
MF_{E-D}	0,171	4,00	+0,228
MF_{E-F}	0,171	4,00	-0,228
MF_{F-E}	0,171	4,00	+0,228
Primer nivel			
MF_{G-H}	0,841	4,80	-1,615
MF_{H-G}	0,841	4,80	+1,615
MF_{H-I}	0,841	5,00	-1,752
MF_{I-H}	0,841	5,00	+1,752
MF_{I-J}	0,841	5,00	-1,752
MF_{J-I}	0,841	5,00	+1,752
MF_{J-K}	0,841	4,00	-1,121
MF_{K-J}	0,841	4,00	+1,121
MF_{K-L}	0,841	4,00	-1,121
MF_{L-K}	0,841	4,00	+1,121

Fuente: elaboración propia.

- Análisis de marco dúctiles en sentido Y (marco C)
 - Determinación de momento fijo del tramo B-C para carga muerta:
 - ✓ Extremo Izquierdo ∩

$$MF_{2-3} = - \frac{(0,735) * (1,55)^2}{12}$$

$$MF_{2-3} = -0,147 \text{ ton} - m$$

- ✓ Extremo derecho ∪

$$MF_{3-2} = + \frac{(0,735) * (1,55)^2}{12}$$

$$MF_{3-2} = +0,147 \text{ ton} - m$$

A continuación, en la tabla XLV se presentan los resultados para cada uno de los momentos fijos del análisis de carga muerta para marco C:

Tabla L. **Momentos fijos de carga muerta para marco C**

Tramo	Carga muerta (ton)	Longitud viga (m)	Momentos fijos (ton – m)
Segundo nivel			
MF_{1-2}	0,735	3,00	-0,551
MF_{2-1}	0,735	3,00	+0,551
MF_{2-3}	0,735	1,55	-0,147
MF_{3-2}	0,735	1,55	+0,147
MF_{3-4}	0,735	3,00	-0,551
MF_{4-3}	0,735	3,00	+0,551
Primer nivel			
MF_{5-6}	1,245	3,00	-0,934
MF_{6-5}	1,245	3,00	+0,934
MF_{6-7}	1,245	1,55	-0,249
MF_{7-6}	1,245	1,55	+0,249
MF_{7-8}	1,245	3,00	-0,934
MF_{8-7}	1,245	3,00	+0,934

Fuente: elaboración propia.

- Determinación de momento fijo del tramo B-C para carga viva:

✓ Extremo Izquierdo \cup

$$MF_{2-3} = -\frac{(0,15) * (1,55)^2}{12}$$

$$MF_{2-3} = -0,030 \text{ ton} - m$$

✓ Extremo derecho ∩

$$MF_{3-2} = + \frac{(0,15) * (1,55)^2}{12}$$

$$MF_{3-2} = +0,030 \text{ ton} - m$$

A continuación, en la tabla XLVI se presentan los resultados para cada uno de los momentos fijos del análisis de carga viva para marco C:

Tabla LI. **Momentos fijos de carga viva para marco C**

Tramo	Carga viva (ton)	Longitud viga (m)	Momentos fijos (ton - m)
Segundo nivel			
<i>MF</i>₁₋₂	0,15	3,00	-0,113
<i>MF</i>₂₋₁	0,15	3,00	+0,113
<i>MF</i>₂₋₃	0,15	1,55	-0,030
<i>MF</i>₃₋₂	0,15	1,55	+0,030
<i>MF</i>₃₋₄	0,15	3,00	-0,113
<i>MF</i>₄₋₃	0,15	1,55	+0,113
Primer nivel			
<i>MF</i>₅₋₆	0,375	3,00	-0,281
<i>F</i>₆₋₅	0,375	3,00	+0,281
<i>MF</i>₆₋₇	0,375	1,55	-0,075
<i>MF</i>₇₋₆	0,375	1,55	+0,075
<i>MF</i>₇₋₈	0,375	3,00	-0,281
<i>MF</i>₈₋₇	0,375	1,55	+0,281

Fuente: elaboración propia.

- Momentos de sujeción (M_{S_i})

El momento de sujeción es un momento exterior que impide el desplazamiento y giro del nudo. El hecho de existir equilibrio en un nudo i , equivale a expresar que el momento de sujeción debe ser igual a la suma de todos los momentos de empotramiento de las vigas que concurren en dicho nudo, así: (Dr. Ing. G. Kani)

$$M_{S_i} = \sum M_{F_{ik}}$$

M_{S_i}	Momentos de Sujeción (ton-m)
$\sum M_{F_{ik}}$	Sumatoria de todos los momentos fijos en el nudo (ton-m)

- Determinación de momento de sujeción de carga muerta
 - nodo B, para marco 3

Para determinar el momento de sujeción de carga muerta es importante verificar los momentos fijos que actúan dentro del nudo B, para lo cual se tiene el $M_{F_{B-A}}$ el cual tiene un valor de +1,565 ton-m, el $M_{F_{B-H}}$ este momento fijo es de una columna y las cargas verticales solamente actúan en vigas por lo que este valor es de 0 ton-m y el $M_{F_{B-C}}$ el cual tiene un valor de -1,698 ton-m.

$$M_{S_B} = \sum M_{F_B}$$

$$M_{S_B} = M_{F_{B-A}} + M_{F_{B-H}} + M_{F_{B-C}}$$

$$M_{S_B} = 1,565 + 0,00 + (-1,698)$$

$$M_{S_B} = -0,133 \text{ ton} - m$$

Tabla LII. **Momento de sujeción de carga muerta para marco 3**

Nodo	Momento de sujeción (M_{S_B}) (ton – m)
A	-1,565
B	-0,133
C	0,00
D	0,611
E	0,00
F	1,087
G	-2,563
H	-0,218
I	0,00
J	1,001
K	0,00
L	1,78

Fuente: elaboración propia.

Tabla LIII. **Momento de sujeción de carga muerta para marco C**

Nodo	Momento de sujeción (M_{S_B}) (ton – m)
1	-0,551
2	0,404
3	-0,404
4	0,551
5	-0,934
6	0,685
7	-0,685
8	0,934

Fuente: elaboración propia.

- Determinación de momento de sujeción de carga viva
 - nodo B, para marco tres

Para determinar el momento de sujeción de carga viva es importante verificar los momentos fijos que actúan dentro del nodo B, para lo cual se tiene el MF_{B-A} el cual tiene un valor de +0,328 ton-m, el MF_{B-H} este momento fijo es de una columna y las cargas verticales solamente actúan en vigas por lo que este valor es de 0 ton-m y el MF_{B-C} el cual tiene un valor de -0,356 ton-m.

$$M_{S_B} = \sum MF_B$$

$$M_{S_B} = MF_{B-A} + MF_{B-F} + MF_{B-C}$$

$$M_{S_B} = 0,328 + 0,00 + (-0,356)$$

$$M_{S_B} = -0,028 \text{ ton} - m$$

Tabla LIV. **Momento de sujeción de carga viva para marco 3**

Nodo	Momento de sujeción (M_{S_B}) (ton - m)
A	-0,328
B	-0,028
C	0,00
D	0,128
E	0,00
F	0,228
G	-1,615
H	0,137
I	0,00
J	0,631
K	0,00
L	1,121

Fuente: elaboración propia.

Tabla LV. **Momento de sujeción de carga viva para marco C**

Nodo	Momento de sujeción (M_{S_B}) (ton – m)
1	-0,113
2	0,083
3	-0,083
4	0,113
5	-0,281
6	0,206
7	-0,206
8	0,281

Fuente: elaboración propia.

Ya obtenidos estos datos se procederá realizar las iteraciones correspondientes para determinar los momentos finales a través del método de Kani.

- Influencias de giro

Las influencias de giro son aquellos cálculos que se realizan en cada uno de los elementos conectados a un nudo, es decir si un nudo está conformado por 3 elementos este tendrá 3 influencias de giro.

Para las influencias de giro es necesario conocer todos los datos anteriores de cada uno de los nudos, además se debe establecer un ciclo. Para el método de Kani se deben realizar corridas, estas son conformadas por todas las influencias de giro de cada uno de los nudos de un marco, este proceso se realiza de forma iterativa, repitiendo el mismo ciclo.

Las influencias de giro se calcularán mediante la siguiente ecuación:

$$M'_{i-k} = \mu_{i-k} * (M_{S_i} + \sum M'_i)$$

Donde:

M'_{i-k}	Influencia de giro del elemento i - k
μ_{i-k}	Factor de giro del elemento i - k
M_{S_i}	Momento de sujeción del nudo i
$\sum M'_{nudo i}$	Sumatoria de las influencias de giro desde los nudos próximos hacia el nudo i, de la corrida anterior

Se deberán realizar las corridas necesarias hasta obtener influencias de giro iguales a las influencias de giro de la corrida anterior, este chequeo se debe cumplir en cada uno de los elementos de nuestro marco analizado.

- Ejemplo de iteraciones de análisis numérico Kani de carga muerta para marco 3.

Para nuestro marco 3 se utilizará el siguiente ciclo para las influencias de giro.

L - K - J - I - H - G - A - B - C - D - E - F

- Primera corrida

Nudo L

$$M'_{L-F} = -0,198 * (1,780 + 0,000 + 0,000) = -0,352 \text{ ton} - m$$

$$M'_{L-Q} = -0,198 * (1,780 + 0,000 + 0,000) = -0,352 \text{ ton} - m$$

$$M'_{L-K} = -0,104 * (1,780 + 0,000 + 0,000) = -0,185 \text{ ton} - m$$

Nudo K

$$M'_{K-L} = -0,086 * (0,000 - 0,185 + 0,000 + 0,000) = 0,016 \text{ ton} - m$$

$$M'_{K-E} = -0,164 * (0,000 - 0,185 + 0,000 + 0,000) = 0,030 \text{ ton} - m$$

$$M'_{K-P} = -0,164 * (0,000 - 0,185 + 0,000 + 0,000) = 0,030 \text{ ton} - m$$

$$M'_{K-J} = -0,086 * (0,000 - 0,185 + 0,000 + 0,000) = 0,016 \text{ ton} - m$$

Nudo J

$$M'_{J-K} = -0,089 * (1,001 + 0,016 + 0,000 + 0,000) = -0,091 \text{ ton} - m$$

$$M'_{J-D} = -0,169 * (1,001 + 0,016 + 0,000 + 0,000) = -0,172 \text{ ton} - m$$

$$M'_{J-O} = -0,169 * (1,001 + 0,016 + 0,000 + 0,000) = -0,172 \text{ ton} - m$$

$$M'_{J-I} = -0,073 * (1,001 + 0,016 + 0,000 + 0,000) = -0,074 \text{ ton} - m$$

Nudo I

$$M'_{I-J} = -0,075 * (0,000 - 0,074 + 0,000 + 0,000) = 0,006 \text{ ton} - m$$

$$M'_{I-C} = -0,175 * (0,000 - 0,074 + 0,000 + 0,000) = 0,013 \text{ ton} - m$$

$$M'_{I-\tilde{N}} = -0,175 * (0,000 - 0,074 + 0,000 + 0,000) = 0,013 \text{ ton} - m$$

$$M'_{I-H} = -0,075 * (0,000 - 0,074 + 0,000 + 0,000) = 0,006 \text{ ton} - m$$

Nudo H

$$M'_{H-I} = -0,074 * (-0,218 + 0,006 + 0,000 + 0,000) = 0,016 \text{ ton} - m$$

$$M'_{H-B} = -0,174 * (-0,218 + 0,006 + 0,000 + 0,000) = 0,037 \text{ ton} - m$$

$$M'_{H-N} = -0,174 * (-0,218 + 0,006 + 0,000 + 0,000) = 0,037 \text{ ton} - m$$

$$M'_{H-G} = -0,078 * (-0,218 + 0,006 + 0,000 + 0,000) = 0,017 \text{ ton} - m$$

Nudo G

$$M'_{G-H} = -0,092 * (-2,563 + 0,017 + 0,000) = 0,234 \text{ ton} - m$$

$$M'_{G-M} = -0,204 * (-2,563 + 0,017 + 0,000) = 0,519 \text{ ton} - m$$

$$M'_{G-A} = -0,204 * (-2,563 + 0,017 + 0,000) = 0,519 \text{ ton} - m$$

Nudo A

$$M'_{A-G} = -0,344 * (-1,565 + 0,519 + 0,000) = 0,360 \text{ ton} - m$$

$$M'_{A-B} = -0,156 * (-1,565 + 0,519 + 0,000) = 0,163 \text{ ton} - m$$

Nudo B

$$M'_{B-A} = -0,120 * (-0,133 + 0,163 + 0,037 + 0,000) = -0,008 \text{ ton} - m$$

$$M'_{B-H} = -0,266 * (-0,133 + 0,163 + 0,037 + 0,000) = -0,018 \text{ ton} - m$$

$$M'_{B-C} = -0,114 * (-0,133 + 0,163 + 0,037 + 0,000) = -0,008 \text{ ton} - m$$

Nudo C

$$M'_{C-B} = -0,115 * (0,000 - 0,008 + 0,013 + 0,000) = -0,001 \text{ ton} - m$$

$$M'_{C-I} = -0,270 * (0,000 - 0,008 + 0,013 + 0,000) = -0,001 \text{ ton} - m$$

$$M'_{C-D} = -0,115 * (0,000 - 0,008 + 0,013 + 0,000) = -0,001 \text{ ton} - m$$

Nudo D

$$M'_{D-C} = -0,110 * (0,611 - 0,001 - 0,172 + 0,000) = -0,048 \text{ ton} - m$$

$$M'_{D-J} = -0,256 * (0,611 - 0,001 - 0,172 + 0,000) = -0,112 \text{ ton} - m$$

$$M'_{D-E} = -0,134 * (0,611 - 0,001 - 0,172 + 0,000) = -0,059 \text{ ton} - m$$

Nudo E

$$M'_{E-D} = -0,128 * (0,000 - 0,059 + 0,030 + 0,000) = 0,004 \text{ ton} - m$$

$$M'_{E-K} = -0,244 * (0,000 - 0,059 + 0,030 + 0,000) = 0,007 \text{ ton} - m$$

$$M'_{E-F} = -0,128 * (0,000 - 0,059 + 0,030 + 0,000) = 0,004 \text{ ton} - m$$

Nudo F

$$M'_{F-E} = -0,172 * (1,087 + 0,004 - 0,352) = -0,127 \text{ ton} - m$$

$$M'_{F-L} = -0,328 * (1,087 + 0,004 - 0,352) = -0,242 \text{ ton} - m$$

▪ Segunda corrida

Nudo L

$$M'_{L-F} = -0,198 * (1,780 - 0,242 + 0,016) = -0,308 \text{ ton} - m$$

$$M'_{L-Q} = -0,198 * (1,780 + 0,000 + 0,000) = -0,308 \text{ ton} - m$$

$$M'_{L-K} = -0,104 * (1,780 + 0,000 + 0,000) = -0,162 \text{ ton} - m$$

Nudo K

$$M'_{K-L} = -0,086 * (0,000 - 0,162 + 0,007 - 0,091) = 0,021 \text{ ton} - m$$

$$M'_{K-E} = -0,164 * (0,000 - 0,162 + 0,007 - 0,091) = 0,040 \text{ ton} - m$$

$$M'_{K-P} = -0,164 * (0,000 - 0,162 + 0,007 - 0,091) = 0,040 \text{ ton} - m$$

$$M'_{K-J} = -0,086 * (0,000 - 0,162 + 0,007 - 0,091) = 0,021 \text{ ton} - m$$

Nudo J

$$M'_{J-K} = -0,089 * (1,001 + 0,021 - 0,112 + 0,006) = -0,082 \text{ ton} - m$$

$$M'_{J-D} = -0,169 * (1,001 + 0,021 - 0,112 + 0,006) = -0,155 \text{ ton} - m$$

$$M'_{J-O} = -0,169 * (1,001 + 0,021 - 0,112 + 0,006) = -0,155 \text{ ton} - m$$

$$M'_{J-I} = -0,073 * (1,001 + 0,021 - 0,112 + 0,006) = -0,067 \text{ ton} - m$$

Nudo I

$$M'_{I-J} = -0,075 * (0,000 - 0,067 + 0,016 - 0,001) = 0,004 \text{ ton} - m$$

$$M'_{I-C} = -0,175 * (0,000 - 0,067 + 0,016 - 0,001) = 0,009 \text{ ton} - m$$

$$M'_{I-\tilde{N}} = -0,175 * (0,000 - 0,067 + 0,016 - 0,001) = 0,009 \text{ ton} - m$$

$$M'_{I-H} = -0,075 * (0,000 - 0,067 + 0,016 - 0,001) = 0,004 \text{ ton} - m$$

Nudo H

$$M'_{H-I} = -0,074 * (-0,218 + 0,004 - 0,018 + 0,234) = 0,000 \text{ ton} - m$$

$$M'_{H-B} = -0,174 * (-0,218 + 0,004 - 0,018 + 0,234) = 0,000 \text{ ton} - m$$

$$M'_{H-N} = -0,174 * (-0,218 + 0,004 - 0,018 + 0,234) = 0,000 \text{ ton} - m$$

$$M'_{H-G} = -0,078 * (-0,218 + 0,004 - 0,018 + 0,234) = 0,000 \text{ ton} - m$$

Nudo G

$$M'_{G-H} = -0,092 * (-2,563 + 0,000 + 0,360) = 0,203 \text{ ton} - m$$

$$M'_{G-M} = -0,204 * (-2,563 + 0,000 + 0,360) = 0,449 \text{ ton} - m$$

$$M'_{G-A} = -0,204 * (-2,563 + 0,000 + 0,360) = 0,449 \text{ ton} - m$$

Nudo A

$$M'_{A-G} = -0,344 * (-1,565 + 0,449 - 0,008) = 0,387 \text{ ton} - m$$

$$M'_{A-B} = -0,156 * (-1,565 + 0,449 - 0,008) = 0,175 \text{ ton} - m$$

Nudo B

$$M'_{B-A} = -0,120 * (-0,133 + 0,175 + 0,000 - 0,001) = -0,005 \text{ ton} - m$$

$$M'_{B-H} = -0,266 * (-0,133 + 0,175 + 0,000 - 0,001) = -0,011 \text{ ton} - m$$

$$M'_{B-C} = -0,114 * (-0,133 + 0,175 + 0,000 - 0,001) = -0,005 \text{ ton} - m$$

Nudo C

$$M'_{C-B} = -0,115 * (0,000 - 0,005 + 0,009 - 0,048) = 0,005 \text{ ton} - m$$

$$M'_{C-I} = -0,270 * (0,000 - 0,005 + 0,009 - 0,048) = 0,012 \text{ ton} - m$$

$$M'_{C-D} = -0,115 * (0,000 - 0,005 + 0,009 - 0,048) = 0,005 \text{ ton} - m$$

Nudo D

$$M'_{D-C} = -0,110 * (0,611 + 0,005 - 0,155 + 0,004) = -0,051 \text{ ton} - m$$

$$M'_{D-J} = -0,256 * (0,611 + 0,005 - 0,155 + 0,004) = -0,119 \text{ ton} - m$$

$$M'_{D-E} = -0,134 * (0,611 + 0,005 - 0,155 + 0,004) = -0,062 \text{ ton} - m$$

Nudo E

$$M'_{E-D} = -0,128 * (0,000 - 0,062 + 0,040 - 0,127) = 0,019 \text{ ton} - m$$

$$M'_{E-K} = -0,244 * (0,000 - 0,062 + 0,040 - 0,127) = 0,036 \text{ ton} - m$$

$$M'_{E-F} = -0,128 * (0,000 - 0,062 + 0,040 - 0,127) = 0,019 \text{ ton} - m$$

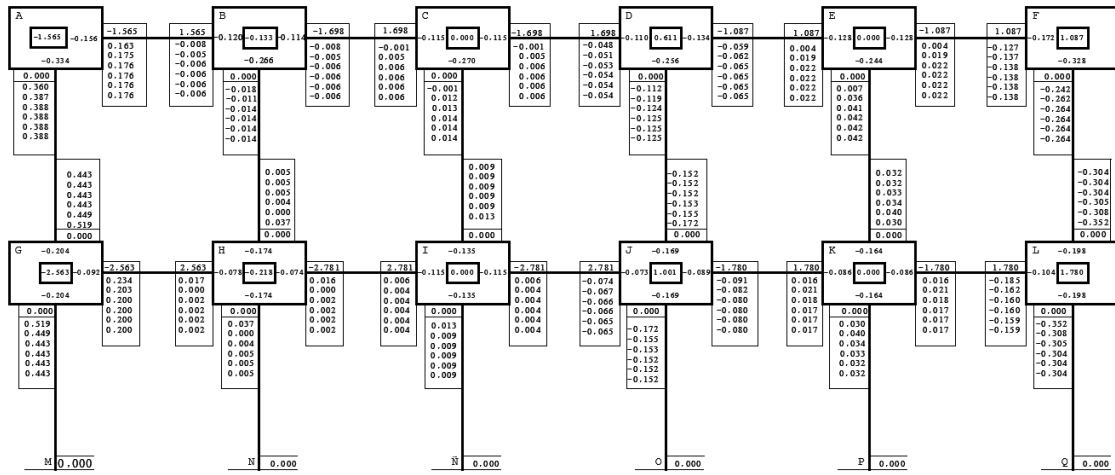
Nudo F

$$M'_{F-E} = -0,172 * (1,087 + 0,019 - 0,308) = -0,137 \text{ ton} - m$$

$$M'_{F-L} = -0,328 * (1,087 + 0,019 - 0,308) = -0,262 \text{ ton} - m$$

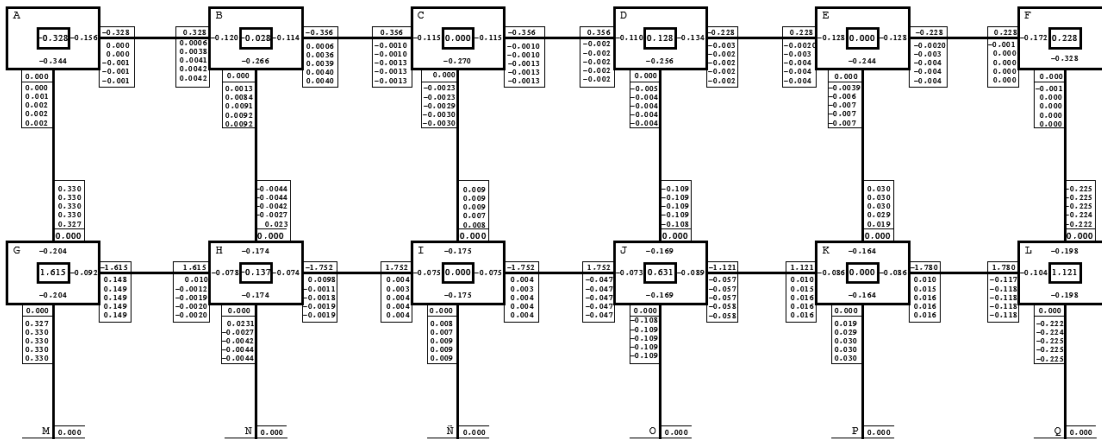
Para el análisis de Kani de carga muerta para marco 3 se realizaron 9 iteraciones obteniendo así los siguientes resultados.

Figura 30. Análisis de Kani de carga muerta para marco tres



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 31. Análisis de Kani de carga viva para marco tres



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Habiendo realizado el análisis de carga muerta y carga viva por el método de Kani en sentido X y Y, se determinarán los momentos finales.

- Momentos finales en vigas y columnas:

Para determinar los momentos finales en los extremos de la viga o columna se empleará la siguiente ecuación:

$$\overline{MF}_{i-k} = MF_{i-k} + 2M'_{i-k} + M'_{k-i}$$

Donde:

- \overline{MF}_{i-k} Momento final $i - k$ de barra
- MF_{i-k} Momento fijo $i - k$
- M'_{i-k} Influencia de giro $i - k$
- M'_{k-i} Influencia de giro $k - i$

Luego se determinará los momentos finales al centro de las vigas empleando la siguiente ecuación:

$$M_{u_{i-k}}(+)=\left(\frac{W_{CM,CV} * L_{vigas}^2}{8}\right) - \left(\frac{|\overline{MF}_{i-k}| + |\overline{MF}_{k-i}|}{2}\right)$$

Donde:

- $M_{u_{i-k}}(+)$ Momento positivo en vigas del tramo $i - k$
- $W_{CM,CV}$ Carga viva o muerta
- L_{vigas} Longitud de viga analizar
- \overline{MF}_{i-k} Momento final $i - k$ de la barra
- \overline{MF}_{k-i} Momento final $k - i$ de la barra

- Determinación de momentos finales para marco 3
 - Análisis de carga muerta
 - ✓ Determinación de momento final en viga A-B para carga muerta:

$$\overline{MF}_{A-B} = -1,565 + 2 * (0,176) + (-0,006)$$

$$\overline{MF}_{A-B} = -1,219 \text{ ton} - m$$

- ✓ Determinación de momento final en viga B-A para carga muerta:

$$\overline{MF}_{B-A} = 1,565 + 2 * (-0,006) + (0,176)$$

$$\overline{MF}_{B-A} = 1,729 \text{ ton} - m$$

A continuación, en la tabla XLVII se presentan los resultados para cada uno de los momentos finales del análisis de carga muerta en vigas del marco 3:

Tabla LVI. **Momentos finales de carga muerta en los extremos de vigas para marco tres**

Viga	MF_{i-k} (ton - m)	M'_{i-k} (ton - m)	M'_{k-i} (ton - m)	\overline{MF} (ton - m)
Segundo nivel				
A-B	-1,565	0,176	-0,006	-1,219
B-A	1,565	-0,006	0,176	1,729
B-C	-1,698	-0,006	0,006	-1,704
C-B	1,698	0,006	-0,006	1,704
C-D	-1,698	0,006	-0,054	-1,704
D-C	1,698	-0,054	0,006	1,596
D-E	-1,087	-0,065	0,022	-1,195
E-D	1,087	0,022	-0,065	1,066
E-F	-1,087	0,022	-0,138	-1,181
F-E	1,087	-0,138	0,022	0,833
Primer nivel				
G-H	-2,563	0,200	0,002	-2,161
H-G	2,563	0,002	0,200	2,767
H-I	-2,781	0,002	0,004	-2,773
I-H	2,781	0,004	0,002	2,791
I-J	-2,781	0,004	-0,065	-2,838
J-I	2,781	-0,065	0,004	2,655
J-K	-1,780	-0,080	0,017	-1,923
K-J	1,780	0,017	-0,080	1,734
K-L	-1,780	0,017	-0,159	-1,905
L-K	1,780	-0,159	0,017	1,479

Fuente: elaboración propia.

- ✓ Determinación de momento final al centro de la viga A-B para carga muerta:

Tabla LVII. **Valores de carga muerta para marco tres**

Carga muerta (W_{CM})	
Segundo nivel	0,815 ton/m
Primer nivel	1,335 ton/m

Fuente: elaboración propia.

$$M_{u_{A-B}}(+)=\left(\frac{0,815 * 4,80^2}{8}\right)-\left(\frac{|-1,219|+|1,729|}{2}\right)$$

$$M_{u_{A-B}}(+)=0,873 \text{ ton} - m$$

Tabla LVIII. **Momentos finales de carga muerta al centro de la viga para marco tres**

Tramo	W_{CM} (ton)	L_{vigas} (m)	\overline{MF}_{i-k} (ton - m)	\overline{MF}_{k-i} (ton - m)	$M_{u_{A-B}}(+)$ (ton - m)
Segundo nivel					
A-B	0,815	4,80	-1,219	1,729	0,873
B-C	0,815	5,00	-1,704	1,704	0,843
C-D	0,815	5,00	-1,704	1,596	0,879
D-E	0,815	4,00	-1,195	1,066	0,500
E-F	0,815	4,00	-1,181	0,833	0,623
Primer nivel					
G-H	1,335	4,80	-2,161	2,767	1,381
H-I	1,335	5,00	-2,773	2,791	1,390
I-J	1,335	5,00	-2,838	2,655	1,425
J-K	1,335	4,00	-1,923	1,734	0,842
K-L	1,335	4,00	-1,905	1,479	0,978

Fuente: elaboración propia.

Para el diseño de la Alcaldía Auxiliar únicamente se está aplicando carga vertical sobre las vigas, por lo tanto, el valor de momento fijo o de empotramiento (MF_{i-k}) en columnas son igual a cero, al igual que los factores de giro de los tramos que están anclados al suelo.

- ✓ Determinación de momento final en columna A-G para carga muerta:

$$\overline{MF}_{i-k} = MF_{i-k} + 2M'_{i-k} + M'_{k-i}$$

$$\overline{MF}_{A-G} = 0 + 2 * (0,388) + (0,443)$$

$$\overline{MF}_{A-G} = 1,219 \text{ ton} - m$$

- ✓ Determinación de momento final en columna G-A para carga muerta:

$$\overline{MF}_{i-k} = MF_{i-k} + 2M'_{i-k} + M'_{k-i}$$

$$\overline{MF}_{G-A} = 0 + 2 * (0,443) + (0,388)$$

$$\overline{MF}_{G-A} = 1,274 \text{ ton} - m$$

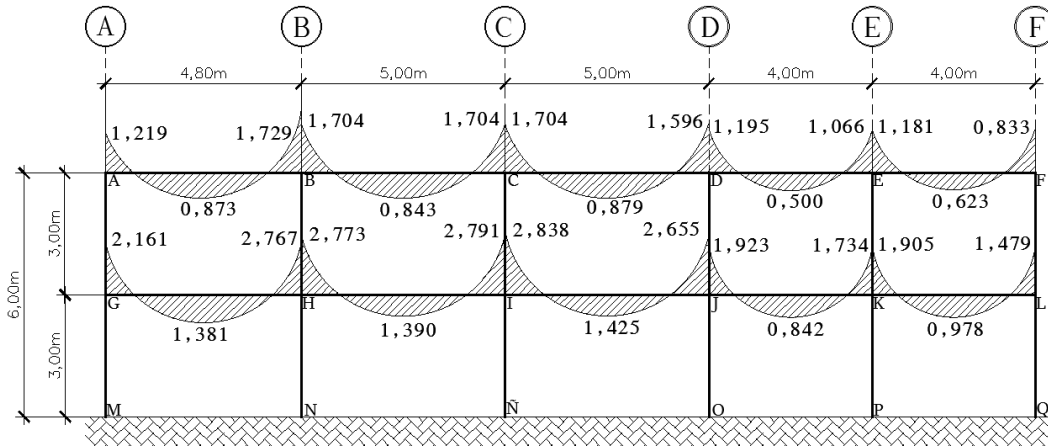
A continuación, en la tabla L se presentan los resultados para cada uno de los momentos finales del análisis de carga muerta en columnas del marco 3:

Tabla LIX. **Momentos finales de carga muerta en columnas para marco tres**

Columna	MF_{i-k} (ton - m)	M'_{i-k} (ton - m)	M'_{k-i} (ton - m)	\overline{MF}_{A-B} (ton - m)
Segundo nivel				
A-G	0,00	0,388	0,443	1,219
G-A	0,00	0,443	0,388	1,274
B-H	0,00	-0,014	0,005	-0,023
H-B	0,00	0,005	-0,014	-0,004
C-I	0,00	0,014	0,009	0,037
I-C	0,00	0,009	0,014	0,032
Columna	MF_{i-k} (ton - m)	M'_{i-k} (ton - m)	M'_{k-i} (ton - m)	\overline{MF}_{A-B} (ton - m)
D-J	0,00	-0,125	-0,152	-0,402
J-D	0,00	-0,152	-0,125	-0,429
E-K	0,00	0,042	0,032	0,116
K-E	0,00	0,032	0,042	0,106
F-L	0,00	-0,264	-0,304	-0,832
L-F	0,00	-0,304	-0,264	-0,872
Primer nivel				
G-M	0,00	0,443	0,00	0,886
M-G	0,00	0,00	0,443	0,443
H-N	0,00	0,005	0,00	0,010
N-H	0,00	0,00	0,005	0,005
I-Ñ	0,00	0,009	0,00	0,018
Ñ-I	0,00	0,00	0,009	0,009
J-O	0,00	-0,152	0,00	-0,304
O-J	0,00	0,00	-0,152	-0,152
K-P	0,00	0,032	0,00	0,064
P-K	0,00	0,00	0,032	0,032
L-Q	0,00	-0,304	0,00	-0,608
Q-L	0,00	0,00	-0,304	-0,304

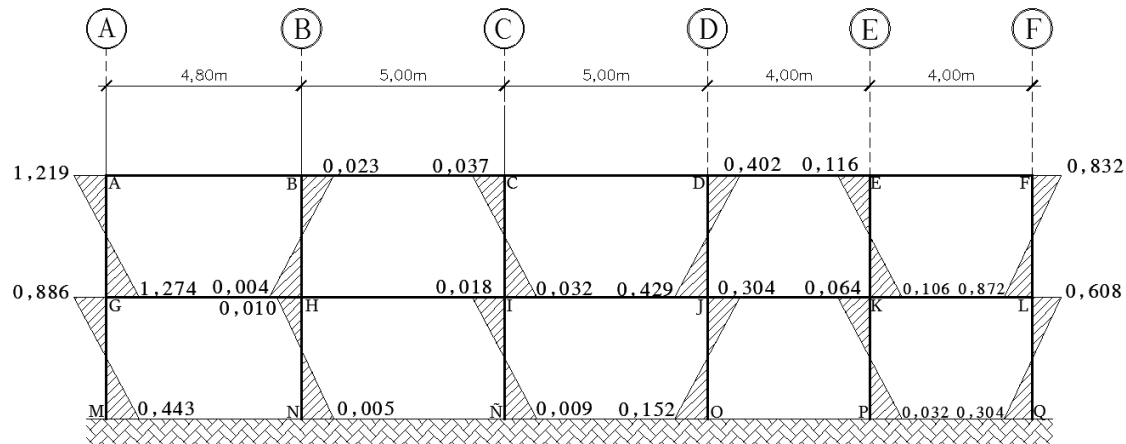
Fuente: elaboración propia.

Figura 32. **Momentos finales de carga muerta en vigas (Ton-m), marco tres**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 33. **Momentos finales de carga muerta en columna (Ton-m), marco tres**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

- Análisis de carga viva

- ✓ Determinación de momento final en viga A-B para carga viva:

$$\overline{MF}_{A-B} = -0,328 + 2 * (-0,0010) + (0,0042)$$

$$\overline{MF}_{A-B} = -0,326 \text{ ton} - m$$

- ✓ Determinación de momento final en viga B-A para carga viva:

$$\overline{MF}_{B-A} = 0,328 + 2 * (0,0042) + (-0,0010)$$

$$\overline{MF}_{B-A} = 0,335 \text{ ton} - m$$

A continuación, en la tabla LV se presentan los resultados para cada uno de los momentos finales del análisis de carga viva en columnas del marco tres.

Tabla LX. **Momentos finales de carga viva en los extremos de vigas para marco tres**

Viga	MF_{i-k} (ton - m)	M'_{i-k} (ton - m)	M'_{k-i} (ton - m)	\overline{MF}_{A-B} (ton - m)
Segundo nivel				
A-B	-0,328	-0,0010	0,0042	-0,326
B-A	0,328	0,0042	-0,0010	0,335
B-C	-0,356	0,0040	-0,0013	-0,349
C-B	0,356	-0,0013	0,0040	0,357
C-D	-0,356	-0,0013	-0,002	-0,361
D-C	0,356	-0,002	-0,0013	0,351
D-E	-0,228	-0,002	-0,004	0,236
E-D	0,228	-0,004	-0,002	0,218
E-F	-0,228	-0,004	0,0002	-0,236
F-E	0,228	0,0002	-0,004	0,224
Primer nivel				
G-H	-1,615	0,149	-0,002	-1,319
H-G	1,615	-0,002	0,149	1,760
H-I	-1,752	-0,002	0,004	-1,752
I-H	1,752	0,004	-0,002	1,758
I-J	-1,752	0,004	-0,047	-1,791
J-I	1,752	-0,047	0,004	1,662
J-K	-1,121	-0,058	0,016	-1,221
K-J	1,121	0,016	-0,058	1,095
K-L	-1,121	0,016	-0,118	-1,207
L-K	1,121	-0,118	0,016	0,901

Fuente: elaboración propia.

- ✓ Determinación de momento final al centro de la viga A-B para carga viva:

Tabla LXI. **Valores de carga viva para marco 3**

Carga viva (W_{cv})	
Segundo nivel	0,171 ton/m
Primer nivel	0,841 ton/m

Fuente: elaboración propia.

$$M_{u_{A-B}}(+)=\left(\frac{0,171 * 4,80^2}{8}\right)-\left(\frac{|-0,326|+|0,335|}{2}\right)$$

$$M_{u_{A-B}}(+)=0,162 \text{ ton} - m$$

Tabla LXII. **Momentos finales de carga viva al centro de la viga para marco tres**

Tramo	W_{CM} (ton)	L_{vigas} (m)	\overline{MF}_{i-k} (ton - m)	\overline{MF}_{k-i} (ton - m)	$M_{u_{A-B}}(+)$ (ton - m)
Segundo nivel					
A-B	0,171	4,80	-0,326	0,335	0,162
B-C	0,171	5,00	0,349	0,357	0,181
C-D	0,171	5,00	-0,361	0,351	0,178
D-E	0,171	4,00	-0,236	0,218	0,115
E-F	0,171	4,00	-0,236	0,224	0,112
Primer nivel					
G-H	0,841	4,80	-1,319	1,760	0,883
H-I	0,841	5,00	-1,752	1,758	0,873
I-J	0,841	5,00	-1,791	1,662	0,902
J-K	0,841	4,00	-1,221	1,095	0,524
K-L	0,841	4,00	-1,207	0,901	0,628

Fuente: elaboración propia.

- ✓ Determinación de momento final en columna del tramo A-G para carga viva:

$$\overline{MF}_{i-k} = MF_{i-k} + 2M'_{i-k} + M'_{k-i}$$

$$\overline{MF}_{A-G} = 0 + 2 * (-0,002) + (0,330)$$

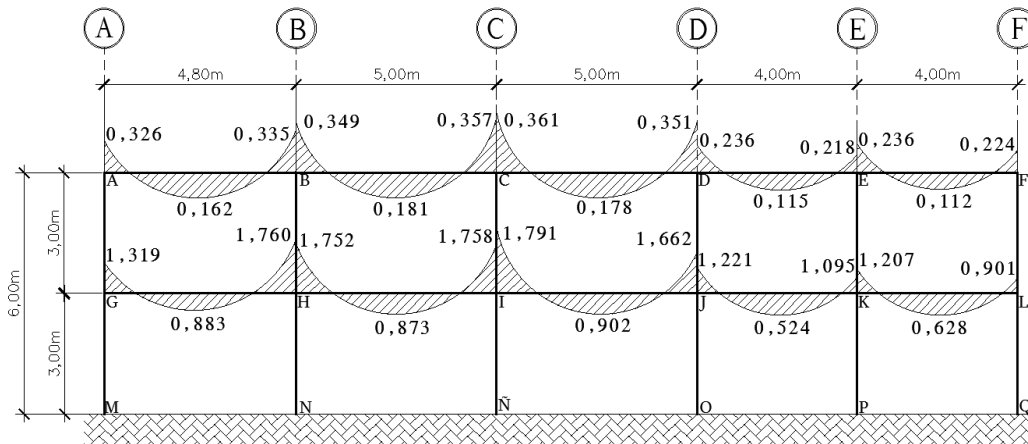
$$\overline{MF}_{A-G} = 0,326 \text{ ton - m}$$

Tabla LXIII. Momentos finales de carga viva en columnas para marco tres

Columna	MF_{i-k} (ton - m)	M'_{i-k} (ton - m)	M'_{k-i} (ton - m)	\overline{MF}_{A-B} (ton - m)
Segundo nivel				
A-G	0,00	-0,002	0,330	0,326
G-A	0,00	0,330	-0,002	0,658
B-H	0,00	0,0092	-0,0044	0,014
H-B	0,00	-0,0044	0,0092	0,0004
C-I	0,00	-0,0030	0,009	0,003
I-C	0,00	0,009	-0,0030	0,015
D-J	0,00	-0,004	-0,109	-0,117
J-D	0,00	-0,109	-0,004	-0,222
E-K	0,00	-0,007	0,030	0,016
K-E	0,00	0,030	-0,007	0,053
F-L	0,00	0,0003	-0,225	-0,224
Columna	MF_{i-k} (ton - m)	M'_{i-k} (ton - m)	M'_{k-i} (ton - m)	\overline{MF}_{A-B} (ton - m)
L-F	0,00	-0,225	0,0003	-0,450
Primer nivel				
G-M	0,00	0,330	0,00	0,660
M-G	0,00	0,00	0,330	0,330
H-N	0,00	-0,004	0,00	-0,008
N-H	0,00	0,00	-0,004	-0,004
I-Ñ	0,00	0,009	0,00	0,018
Ñ-I	0,00	0,00	0,009	0,009
J-O	0,00	-0,109	0,00	-0,218
O-J	0,00	0,00	-0,109	-0,109
Columna	MF_{i-k} (ton - m)	M'_{i-k} (ton - m)	M'_{k-i} (ton - m)	\overline{MF}_{A-B} (ton - m)
K-P	0,00	0,030	0,00	0,060
P-K	0,00	0,00	0,030	0,030
L-Q	0,00	-0,225	0,00	-0,450
Q-L	0,00	0,00	-0,225	-0,225

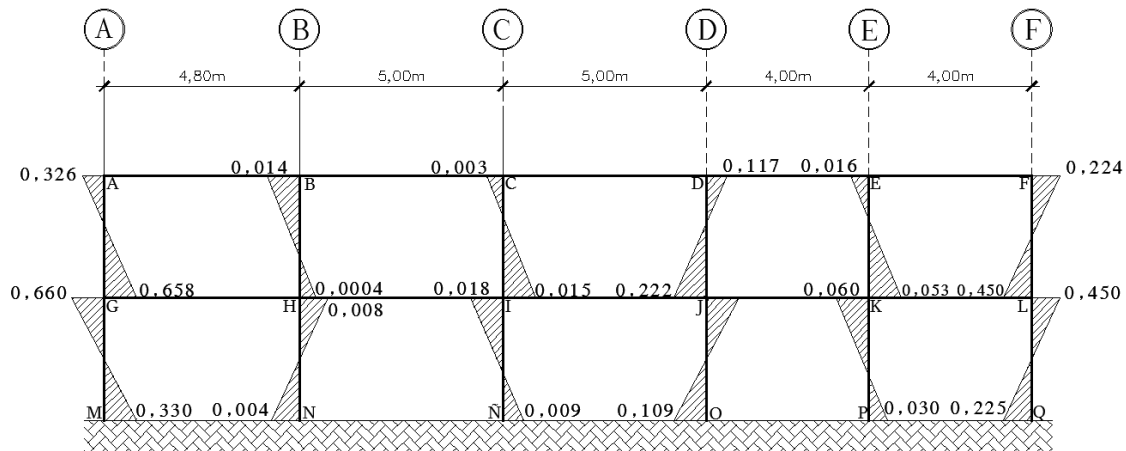
Fuente: elaboración propia.

Figura 34. **Momentos finales de carga viva en vigas (ton-m), marco tres**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 35. **Momentos finales de carga viva en columna (ton-m), marco tres**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

- Determinación de momentos finales en sentido Y (marco C)
 - Análisis de carga muerta
 - ✓ Determinación de momento final en viga 1-2 para carga muerta:

$$\overline{MF}_{1-2} = -0,551 + 2 * (0,093) + (-0,058)$$

$$\overline{MF}_{1-2} = -0,423 \text{ ton} - m$$

- ✓ Determinación de momento final en viga 2-1 para carga muerta:

$$\overline{MF}_{2-1} = 0,551 + 2 * (-0,058) + (0,093)$$

$$\overline{MF}_{2-1} = 0,528 \text{ ton} - m$$

A continuación, en la tabla LIX se presentan los resultados para cada uno de los momentos finales del análisis de carga muerta en vigas del marco C:

Tabla LXIV. **Momentos finales de carga muerta en vigas para marco C**

Viga	MF_{i-k} (ton - m)	M'_{i-k} (ton - m)	M'_{k-i} (ton - m)	\overline{MF}_{A-B} (ton - m)
Segundo nivel				
1-2	-0,551	0,093	-0,058	-0,423
2-1	0,551	-0,058	0,093	0,528
2-3	-0,147	-0,112	0,112	-0,259
3-2	0,147	0,112	-0,112	0,259
3-4	-0,551	0,058	-0,093	-0,528
4-3	0,551	-0,093	0,058	0,423
Primer nivel				
5-6	-0,934	0,116	-0,075	-0,777
6-5	0,934	-0,075	0,116	0,900
6-7	-0,249	-0,147	0,147	-0,396
7-6	0,249	0,147	-0,147	0,396
7-8	-0,934	0,075	-0,116	-0,900
8-7	0,934	-0,116	0,075	0,777

Fuente: elaboración propia.

- ✓ Determinación de momento final al centro de la viga 1-2 para carga muerta:

Tabla LXV. **Valores de carga muerta para marco C**

Carga muerta (W_{cm})	
Segundo nivel	0,735 ton/m
Primer nivel	1,245 ton/m

Fuente: elaboración propia.

$$M_{u_{1-2}}(+)=\left(\frac{0,735 * 3^2}{8}\right)-\left(\frac{|-0,423|+|0,528|}{2}\right)$$

$$M_{u_{1-2}}(+)=0,351 \text{ ton} - m$$

Tabla LXVI. **Momentos finales de carga muerta al centro de la viga para marco C**

Tramo	W_{CM} (ton/M)	L_{vigas} (m)	\overline{MF}_{i-k} (ton - m)	\overline{MF}_{k-i} (ton - m)	$M_{u_{A-B}}(+)$ (ton - m)
Segundo nivel					
1-2	0,735	3,00	-0,423	0,528	0,351
2-3	0,735	1,55	-0,259	0,259	-0,038
3-4	0,735	3,00	-0,528	0,423	0,351
Primer nivel					
5-6	1,245	3,00	-0,777	0,900	0,562
6-7	1,245	1,55	-0,396	0,396	-0,022
7-8	1,245	3,00	-0,900	0,777	0,562

Fuente: elaboración propia.

Para el diseño de la Alcaldía Auxiliar únicamente se está aplicando carga vertical sobre las vigas, por lo tanto, el valor de momento fijo o de empotramiento (\overline{MF}_{i-k}) en columnas son igual a cero, al igual que los factores de giro de los tramos que están anclados al suelo.

- ✓ Determinación de momento final en columna 1-5 para carga muerta:

$$\overline{MF}_{i-k} = MF_{i-k} + 2M'_{i-k} + M'_{k-i}$$

$$\overline{MF}_{1-5} = 0 + 2 * (0,131) + (0,162)$$

$$\overline{MF}_{1-5} = 0,424 \text{ ton} - m$$

- ✓ Determinación de momento final en columna 5-1 para carga muerta:

$$\overline{MF}_{k-i} = MF_{i-k} + 2M'_{i-k} + M'_{k-i}$$

$$\overline{MF}_{5-1} = 0 + 2 * (0,162) + (0,131)$$

$$\overline{MF}_{5-1} = 0,455 \text{ ton} - m$$

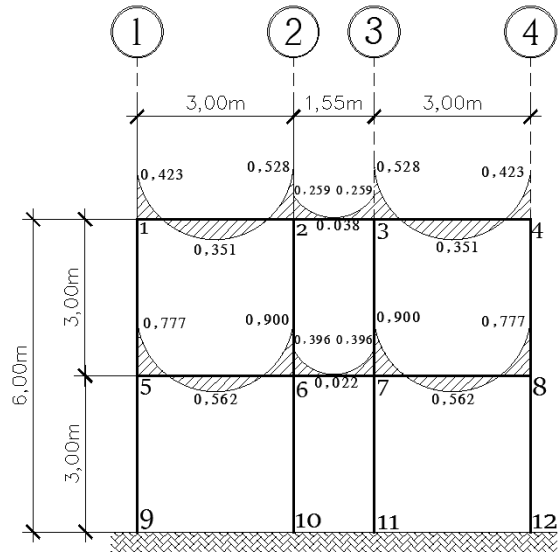
Tabla LXVII. **Momentos finales de carga muerta en columnas para marco**

C

Viga	MF_{i-k} (ton - m)	M'_{i-k} (ton - m)	M'_{k-i} (ton - m)	\overline{MF}_{A-B} (ton - m)
Segundo nivel				
1-5	0,00	0,131	0,162	0,424
5-1	0,00	0,162	0,131	0,455
2-6	0,00	-0,081	-0,106	-0,268
6-2	0,00	-0,106	-0,081	-0,293
3-7	0,00	0,081	0,106	0,268
7-3	0,00	0,106	0,081	0,293
4-8	0,00	-0,131	-0,162	-0,424
8-4	0,00	-0,162	-0,131	-0,455
Primer nivel				
5-9	0,00	0,162	0,00	0,324
9-5	0,00	0,00	0,162	0,162
6-10	0,00	-0,106	0,00	-0,212
10-6	0,00	0,00	-0,106	-0,106
7-11	0,00	0,106	0,00	0,212
11-7	0,00	0,00	0,106	0,106
8-12	0,00	-0,162	0,00	-0,324
12-8	0,00	0,00	-0,162	-0,162

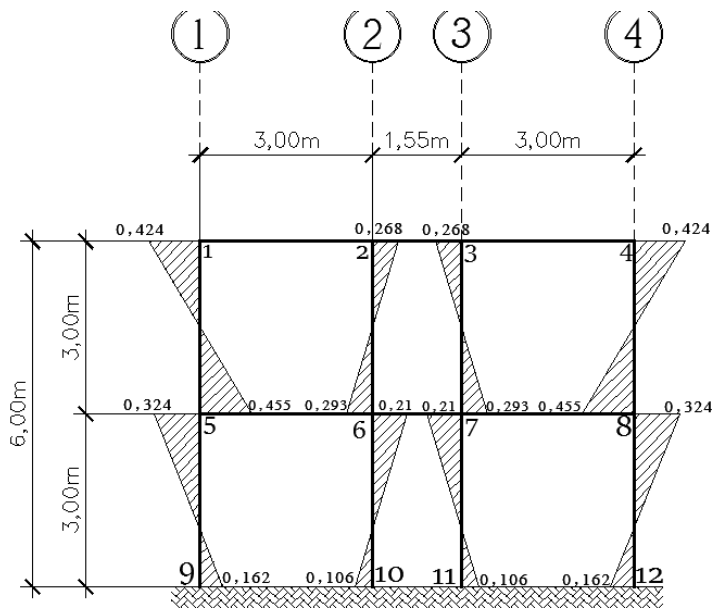
Fuente: elaboración propia.

Figura 36. **Momentos finales de carga muerta en vigas (ton-m), marco C**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 37. **Momentos finales de carga muerta en columnas (ton-m), marco C**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

- Análisis de carga viva marco C
 - ✓ Determinación de momento final en viga 1-2 para carga viva:

$$\overline{MF}_{1-2} = -0,113 + 2 * (0,015) + (-0,009)$$

$$\overline{MF}_{1-2} = -0,092 \text{ ton} - m$$

- ✓ Determinación de momento final en viga 2-1 para carga viva:

$$\overline{MF}_{2-1} = 0,113 + 2 * (-0,009) + (0,015)$$

$$\overline{MF}_{2-1} = 0,110 \text{ ton} - m$$

A continuación, en la tabla LXIII se presentan los resultados para cada uno de los momentos finales del análisis de carga viva en vigas del marco C

Tabla LXVIII. **Momentos finales de carga viva en vigas para marco C**

Viga	MF_{i-k} (ton - m)	M'_{i-k} (ton - m)	M'_{k-i} (ton - m)	\overline{MF}_{A-B} (ton - m)
Segundo nivel				
1-2	-0,113	0,015	-0,009	-0,092
2-1	0,113	-0,009	0,015	0,110
2-3	-0,030	-0,018	0,018	-0,048
3-2	0,030	0,018	-0,018	0,048
3-4	-0,113	0,009	-0,015	-0,110
4-3	0,113	-0,015	0,009	0,092
Primer nivel				
5-6	-0,281	0,038	-0,024	-0,229
6-5	0,281	-0,024	0,038	0,271
6-7	-0,075	-0,047	0,047	-0,122
7-6	0,075	0,047	-0,047	0,122
7-8	-0,281	0,024	-0,038	-0,271
8-7	0,281	-0,038	0,024	0,229

Fuente: elaboración propia.

- ✓ Determinación de momento final al centro de la viga 1-2 para carga viva:

Tabla LXIX. **Valores de carga viva para marco C**

Carga viva (W_{cv})	
Segundo nivel	0,15 ton/m
Primer nivel	0,375 ton/m

Fuente: elaboración propia.

$$M_{u_{1-2}}(+)=\left(\frac{0,15 * 3^2}{8}\right)-\left(\frac{|-0,092|+|0,110|}{2}\right)$$

$$M_{u_{1-2}}(+)=0,068 \text{ ton} - m$$

Tabla LXX. **Momentos finales de carga viva al centro de la viga para marco C**

Tramo	W_{CM} (ton/M)	L_{vigas} (m)	\overline{MF}_{i-k} (ton - m)	\overline{MF}_{k-i} (ton - m)	$M_{u_{i-k}}(+)$ (ton - m)
Segundo nivel					
1-2	0,15	3,00	-0,092	0,110	0,068
2-3	0,15	1,55	-0,048	0,048	-0,003
3-4	0,15	3,00	-0,110	0,092	0,068
Primer nivel					
5-6	0,375	3,00	-0,229	0,271	0,172
6-7	0,375	1,55	-0,122	0,122	-0,009
7-8	0,375	3,00	-0,271	0,229	0,172

Fuente: elaboración propia.

Para el diseño de la Alcaldía Auxiliar únicamente se está aplicando carga vertical sobre las vigas, por lo tanto, el valor de momento fijo o de empotramiento (\overline{MF}_{i-k}) en columnas son igual a cero, al igual que los factores de giro de los tramos que están anclados al suelo.

- ✓ Determinación de momento final en columna 1-5 para carga viva:

$$\overline{MF}_{i-k} = MF_{i-k} + 2M'_{i-k} + M'_{k-i}$$

$$\overline{MF}_{1-5} = 0 + 2 * (0,020) + (0,052)$$

$$\overline{MF}_{1-5} = 0,092 \text{ ton} - m$$

- ✓ Determinación de momento final en columna E-A para carga viva:

$$\overline{MF}_{k-i} = MF_{i-k} + 2M'_{i-k} + M'_{k-i}$$

$$\overline{MF}_{5-1} = 0 + 2 * (0,052) + (0,020)$$

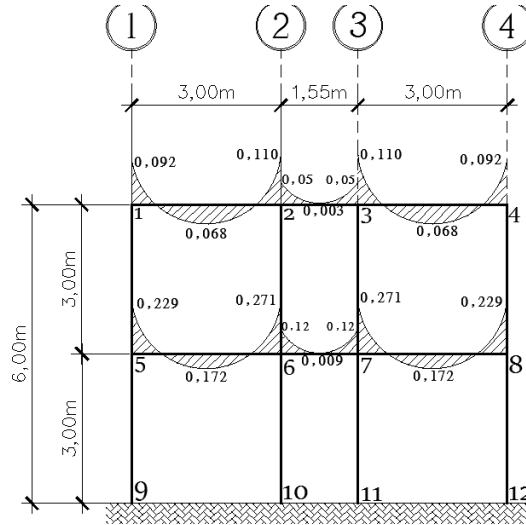
$$\overline{MF}_{5-1} = 0,124 \text{ ton} - m$$

Tabla LXXI. **Momentos finales de carga viva en columnas para marco C**

Viga	MF_{i-k} (ton - m)	M'_{i-k} (ton - m)	M'_{k-i} (ton - m)	\overline{MF}_{A-B} (ton - m)
Segundo nivel				
1-5	0,00	0,020	0,052	0,092
5-1	0,00	0,052	0,020	0,124
2-6	0,00	-0,013	-0,034	-0,060
6-2	0,00	-0,034	-0,013	-0,081
3-7	0,00	0,013	0,034	0,060
7-3	0,00	0,034	0,013	0,081
4-8	0,00	-0,020	-0,052	-0,092
8-4	0,00	-0,052	-0,020	-0,124
Primer nivel				
5-9	0,00	0,052	0,00	0,104
9-5	0,00	0,00	0,052	0,052
6-10	0,00	-0,034	0,00	-0,068
10-6	0,00	0,00	-0,034	-0,034
7-11	0,00	0,034	0,00	0,068
11-7	0,00	0,00	0,034	0,034
8-12	0,00	-0,052	0,00	-0,104
12-8	0,00	0,00	-0,052	-0,052

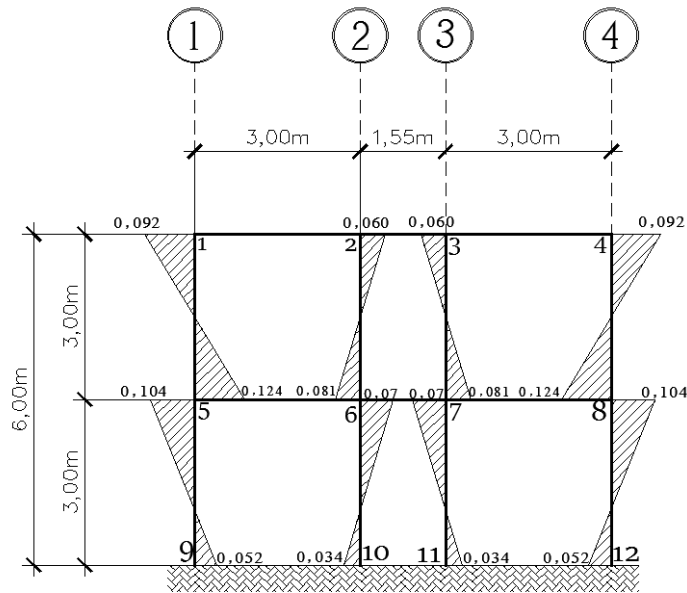
Fuente: elaboración propia.

Figura 38. **Momentos finales de carga viva en vigas (ton-m), marco C**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 39. **Momentos finales de carga viva en columna (ton-m), marco C**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.1.6.5.2. Análisis de marco dúctiles para carga sísmica

Para el análisis de carga sísmica se utiliza el método de Kani con ladeo, asumiendo que no existe cargas verticales y las únicas cargas que provocan esfuerzos en la estructura serán las cargas horizontales aplicadas al marco.

Como se mencionó anteriormente en el inciso 2.1.6.5, el análisis de Kani con ladeo supone que la estructura posee nudos desplazables en el sentido horizontal por lo tanto se determinaran los factores de corrimiento, fuerzas de sujeción, fuerzas cortantes de piso y momentos de piso.

- Factores de corrimiento

Los factores de corrimiento se determinan cuando existen fuerzas que provocan ladeo en la estructura. Se calculan por nivel para considerar el desplazamiento lateral.

Para determinar los factores de corrimiento se empleará la siguiente ecuación:

$$v_{i-k} = -\frac{3}{2} * \left(\frac{k_{ik}}{\sum k_{ik}} \right)$$

Donde:

v_{i-k}	Factor de corrimiento
k_{ik}	Rigidez del elemento
$\sum k_{ik}$	Sumatoria de rigideces en el nudo

- Determinación de factor de corrimiento del tramo A-G para carga sísmica (marco 3).

$$v_{A-G} = -\frac{3}{2} * \left(\frac{v_{A-B}}{v_{A-B} + v_{B-H} + v_{C-I} + v_{D-J} + v_{E-K} + v_{F-L}} \right)$$

$$v_{A-G} = -\frac{3}{2} * \left(\frac{0,00042}{6 * 0,00042} \right)$$

$$v_{A-G} = -0,250$$

- Determinación de factor de corrimiento del tramo 1-5 para carga sísmica (marco C).

$$v_{1-5} = -\frac{3}{2} * \left(\frac{v_{1-5}}{v_{1-5} + v_{2-6} + v_{3-7} + v_{4-8}} \right)$$

$$v_{1-5} = -\frac{3}{2} * \left(\frac{0,00042}{4 * 0,00042} \right)$$

$$v_{1-5} = -0,375$$

Para el diseño de la Alcaldía Auxiliar y Oficinas de los COCODE, al ser las columnas de la misma sección y altura se tendrán los mismos factores de corrimiento utilizando los mismos valores de rigidez de columnas empleados en el análisis de carga muerta y carga viva, además como se tiene el mismo número de columnas en el primer nivel y en el segundo nivel se utilizará el mismo valor en ambos niveles.

Tabla LXXII. **Factores de corrimiento para marco tres (sentido X)**

Tramo	Factor de corrimiento
Segundo nivel	
v_{A-G}	-0,250
v_{B-H}	-0,250
v_{C-I}	-0,250
v_{D-J}	-0,250
v_{E-K}	-0,250
v_{F-L}	-0,250
Primer nivel	
v_{G-M}	-0,250
v_{H-N}	-0,250
$v_{I-\tilde{N}}$	-0,250
v_{J-O}	-0,250
v_{K-P}	-0,250
v_{L-Q}	-0,250

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXIII. **Factores de corrimiento para marco C (sentido Y)**

Tramo	Factor de corrimiento
Segundo nivel	
v_{1-5}	-0,375
v_{2-6}	-0,375
v_{3-7}	-0,375
v_{4-8}	-0,375
Primer nivel	
v_{5-9}	-0,375
v_{6-10}	-0,375
v_{7-11}	-0,375
v_{8-12}	-0,375

Fuente: elaboración propia.

- **Fuerzas de sujeción**

Las fuerzas que provocan ladeo a la estructura son las fuerzas horizontales o fuerzas sísmicas aplicadas al marco, estas cargas fueron calculadas en el corte basal las cuales fueron determinadas por nivel.

Tabla LXXIV. **Fuerzas de sujeción por nivel en cada marco**

Fuerzas de Sujeción	
Marco 3	
Segundo nivel	8,240 ton
Primer nivel	7,249 ton
Marco C	
Segundo nivel	5,696 ton
Primer nivel	5,007 ton

Fuente: elaboración propia.

- Fuerzas cortantes de piso:

Para determinar las fuerzas cortantes de piso se empleará la siguiente ecuación:

$$Q_n = \sum F_n$$

Donde:

- Q_n Fuerzas cortantes de piso
- ΣF_n Sumatoria de las fuerzas de sujeción acumuladas por nivel

- Determinación de fuerzas cortantes de piso para marco 3:

- Segundo nivel:

$$Q_{2nivel} = 8,240 \text{ ton}$$

- Primer nivel:

$$Q_{1nivel} = Q_{2nivel} + Q_{1nivel}$$

$$Q_{1nivel} = 8,240 \text{ ton} + 7,249 \text{ ton}$$

$$Q_{1nivel} = 15,489 \text{ ton}$$

- Determinación de fuerzas cortantes de piso para marco C:

- Segundo nivel:

$$Q_{2nivel} = 5,696 \text{ ton}$$

- Primer nivel:

$$Q_{1nivel} = Q_{2nivel} + Q_{1nivel}$$

$$Q_{1nivel} = 5,696 \text{ ton} + 5,007 \text{ ton}$$

$$Q_{1nivel} = 10,703 \text{ ton}$$

- Momentos de piso:

Para determinar los momentos de piso se empleará la siguiente ecuación:

$$M_n = \frac{Q_n + H_n}{3}$$

Donde:

- M_n Momento de piso
- Q_n Fuerzas cortantes de piso
- H_n Altura de nivel analizar (m)

- Determinación de momento de piso para marco 3

- Segundo nivel:

$$M_{2nivel(3)} = \frac{(8,24 \text{ ton}) * (3m)}{3}$$

$$M_{2nivel(3)} = 8,240 \text{ ton} * m$$

- Primer nivel:

$$M_{1nivel(3)} = \frac{(15,489 \text{ ton}) * (3m)}{3}$$

$$M_{1nivel(3)} = 15,489 \text{ ton} * m$$

- Determinación de momento de piso para marco C

- Segundo nivel:

$$M_{2nivel(C)} = \frac{(5,696 \text{ ton}) * (3m)}{3}$$

$$M_{2nivel(C)} = 5,696 \text{ ton} * m$$

- Primer nivel:

$$M_{1nivel(C)} = \frac{(10,703 \text{ ton}) * (3m)}{3}$$

$$M_{1nivel(C)} = 10,703 \text{ ton} * m$$

- Influencias de desplazamiento e influencias de giro

En el análisis numérico de Kani para carga sísmica se utilizan influencias de desplazamiento (aplicada a columnas) e influencias de giro (aplicada a todos los miembros estructurales), el conjunto de estas conforma una corrida.

- Influencias de desplazamiento

Las influencias de desplazamiento son aplicadas a las columnas de cada nivel, estas influencias son causadas los momentos de piso en cada nivel. Estas influencias de desplazamiento se calculan de la siguiente manera:

$$M''_{ik} = v_{i-k} * \left(M_n + \sum (M'_{ik} + M'_{ki})_n \right)$$

Donde:

M''_{i-k}	Influencia de desplazamiento de la columna i-k
v_{i-k}	Factor de corrimiento de la columna i-k
M_n	Momento de piso del nivel n
$M'_{i-k, k-i}$	Influencias de giro superior e inferior de las columnas del nivel n

- Influencias de giro

Las influencias de giro son aquellos cálculos que se realizan en cada uno de los elementos conectados a un nudo. Estas influencias de giro de carga horizontal no se deben confundir con las influencias de giro de cargas verticales (carga muerta y carga viva), porque estas toman en consideración las influencias de desplazamiento. Estas influencias de giro se calculan mediante la siguiente ecuación:

$$M'_{i-k} = \mu_{i-k} * \left(MS_i + \sum (M'_i) + M''_{i-k} \right)$$

Donde:

M'_{i-k}	Influencia de giro del elemento i - k
μ_{i-k}	Factor de giro del elemento i - k
MS_i	Momento de sujeción del nudo i
$\sum M'_{nudo i}$	Sumatoria de las influencias de giro desde los nudos próximos hacia el nudo i, de la corrida anterior
M''_{i-k}	Influencia de desplazamiento de la columna i-k

Para la realización de las corridas es necesario empezar por obtener las influencias de desplazamiento de todas las columnas del marco analizado, luego se procede a calcular las influencias de giro de todos los nodos que conforman el marco siguiendo el ciclo establecido, para la realización de otras corridas de igual forma se obtienen las influencias de desplazamiento tomando en cuenta las ultimas influencias de giro de las columnas, luego se calculan las influencias de giro y así sucesivamente.

Se deberán realizar las corridas necesarias hasta obtener influencias de giro iguales a las influencias de giro de la corrida anterior, este chequeo se debe cumplir en cada uno de los elementos de nuestro marco analizado.

- Ejemplo de dos corridas de análisis numérico Kani del marco 3 para carga sísmica

Para nuestro marco 3 se utilizará el siguiente ciclo para las influencias de giro.

L - K - J - I - H - G - A - B - C - D - E - F

- Primera corrida
 - ✓ Influencias de desplazamiento

$$\begin{aligned}
 M''_{2 \text{ nivel } (3)} &= v_{A-G} \\
 & * \left(M_{2 \text{ nivel } (3)} \right. \\
 & + \left(M'_{A-G} + M'_{G-A} + M'_{B-H} + M'_{H-B} + M'_{C-I} + M'_{I-C} + M'_{D-J} \right. \\
 & \left. \left. + M'_{J-D} + M'_{E-K} + M'_{K-E} + M'_{F-L} + M'_{L-F} \right) \right)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M''_{2 \text{ nivel } (3)} &= -0,250 \\
&* (8,240 \text{ ton} - m \\
&+ (0,000 + 0,000 + 0,000 + 0,000 + 0,000 + 0,000 + 0,000 + 0,000 \\
&+ 0,000 + 0,000 + 0,000 + 0,000)) \\
M''_{AB} &= -2,060 \text{ ton} - m
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M''_{1 \text{ nivel } (3)} &= v_{G-M} \\
&* (M_{1 \text{ nivel } (3)} \\
&+ (M'_{G-M} + M'_{H-N} + M'_{I-\tilde{N}} + M'_{J-O} + M'_{K-P} + M'_{L-Q})) \\
M''_{1 \text{ nivel } (3)} &= -0,250 \\
&* (15,489 \text{ ton} - m \\
&+ (0,000 + 0,000 + 0,000 + 0,000 + 0,000 + 0,000)) \\
M''_{AB} &= -3,872 \text{ ton} - m
\end{aligned}$$

Como se puede notar únicamente se realizaron dos cálculos uno para influencias de desplazamiento de las columnas del segundo nivel y otro para las del primer nivel, porque para el cálculo de los factores de corrimiento, todas las columnas del mismo nivel poseen el mismo valor del factor de corrimiento, por lo que en cada corrida solo será necesario calcular una influencia de desplazamiento por nivel la cual se aplicará a todas las columnas de este.

✓ Influencias de giro

Nudo L

$$\begin{aligned}
M'_{L-F} &= -0,198 * (0,000 + 0,000 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 1,175 \text{ ton} - m \\
M'_{L-Q} &= -0,198 * (0,000 + 0,000 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 1,175 \text{ ton} - m \\
M'_{L-K} &= -0,104 * (0,000 + 0,000 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 0,617 \text{ ton} - m
\end{aligned}$$

Nudo K

$$M'_{K-L} = -0,086 * (0,000 + 0,617 + 0,000 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 0,457 \text{ ton} - m$$

$$M'_{K-E} = -0,164 * (0,000 + 0,617 + 0,000 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 0,872 \text{ ton} - m$$

$$M'_{K-P} = -0,164 * (0,000 + 0,617 + 0,000 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 0,872 \text{ ton} - m$$

$$M'_{K-J} = -0,086 * (0,000 + 0,617 + 0,000 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 0,457 \text{ ton} - m$$

Nudo J

$$M'_{J-K} = -0,089 * (0,000 + 0,457 + 0,000 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 0,487 \text{ ton} - m$$

$$M'_{J-D} = -0,169 * (0,000 + 0,457 + 0,000 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 0,925 \text{ ton} - m$$

$$M'_{J-O} = -0,169 * (0,000 + 0,457 + 0,000 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 0,925 \text{ ton} - m$$

$$M'_{J-I} = -0,073 * (0,000 + 0,457 + 0,000 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 0,400 \text{ ton} - m$$

Nudo I

$$M'_{I-J} = -0,075 * (0,000 + 0,400 + 0,000 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 0,415 \text{ ton} - m$$

$$M'_{I-C} = -0,175 * (0,000 + 0,400 + 0,000 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 0,968 \text{ ton} - m$$

$$M'_{I-\bar{N}} = -0,175 * (0,000 + 0,400 + 0,000 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 0,968 \text{ ton} - m$$

$$M'_{I-H} = -0,075 * (0,000 + 0,400 + 0,000 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 0,415 \text{ ton} - m$$

Nudo H

$$M'_{H-I} = -0,074 * (0,000 + 0,415 + 0,000 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 0,408 \text{ ton} - m$$

$$M'_{H-B} = -0,174 * (0,000 + 0,415 + 0,000 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 0,960 \text{ ton} - m$$

$$M'_{H-N} = -0,174 * (0,000 + 0,415 + 0,000 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 0,960 \text{ ton} - m$$

$$M'_{H-G} = -0,078 * (0,000 + 0,415 + 0,000 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 0,430 \text{ ton} - m$$

Nudo G

$$M'_{G-H} = -0,092 * (0,000 + 0,430 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 0,506 \text{ ton} - m$$

$$M'_{G-M} = -0,204 * (0,000 + 0,430 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 1,122 \text{ ton} - m$$

$$M'_{G-A} = -0,204 * (0,000 + 0,430 + 0,000 - 2,060 - 3,872) = 1,122 \text{ ton} - m$$

Nudo A

$$M'_{A-G} = -0,344 * (0,000 + 1,122 + 0,000 - 2,060) = 0,323 \text{ ton} - m$$

$$M'_{A-B} = -0,156 * (0,000 + 1,122 + 0,000 - 2,060) = 0,146 \text{ ton} - m$$

Nudo B

$$M'_{B-A} = -0,120 * (0,000 + 0,146 + 0,960 + 0,000 - 2,060) = 0,114 \text{ ton} - m$$

$$M'_{B-H} = -0,266 * (0,000 + 0,146 + 0,960 + 0,000 - 2,060) = 0,254 \text{ ton} - m$$

$$M'_{B-C} = -0,114 * (0,000 + 0,146 + 0,960 + 0,000 - 2,060) = 0,109 \text{ ton} - m$$

Nudo C

$$M'_{C-B} = -0,115 * (0,000 + 0,109 + 0,968 + 0,000 - 2,060) = 0,113 \text{ ton} - m$$

$$M'_{C-I} = -0,270 * (0,000 + 0,109 + 0,968 + 0,000 - 2,060) = 0,265 \text{ ton} - m$$

$$M'_{C-D} = -0,115 * (0,000 + 0,109 + 0,968 + 0,000 - 2,060) = 0,113 \text{ ton} - m$$

Nudo D

$$M'_{D-C} = -0,110 * (0,000 + 0,113 + 0,925 + 0,000 - 2,060) = 0,112 \text{ ton} - m$$

$$M'_{D-J} = -0,256 * (0,000 + 0,113 + 0,925 + 0,000 - 2,060) = 0,262 \text{ ton} - m$$

$$M'_{D-E} = -0,134 * (0,000 + 0,113 + 0,925 + 0,000 - 2,060) = 0,137 \text{ ton} - m$$

Nudo E

$$M'_{E-D} = -0,128 * (0,000 + 0,137 + 0,872 + 0,000 - 2,060) = 0,135 \text{ ton} - m$$

$$M'_{E-K} = -0,244 * (0,000 + 0,137 + 0,872 + 0,000 - 2,060) = 0,256 \text{ ton} - m$$

$$M'_{E-F} = -0,128 * (0,000 + 0,137 + 0,872 + 0,000 - 2,060) = 0,135 \text{ ton} - m$$

Nudo F

$$M'_{F-E} = -0,172 * (0,000 + 0,135 + 1,175 - 2,060) = 0,129 \text{ ton} - m$$

$$M'_{F-L} = -0,328 * (0,000 + 0,135 + 1,175 - 2,060) = 0,246 \text{ ton} - m$$

- Segunda corrida
 - ✓ Influencias de desplazamiento

$$M''_{2 \text{ nivel } (3)} = -0,250$$

$$* (8,240 \text{ ton} - m$$

$$+ (0,323 + 1,122 + 0,254 + 0,960 + 0,265 + 0,968 + 0,262 + 0,925$$

$$+ 0,256 + 0,872 + 0,246 + 1,175))$$

$$M''_{AB} = -3,967 \text{ ton} - m$$

$$M''_{1\text{ nivel } (3)} = -0,250 * (15,489 \text{ ton} - m + (1,122 + 0,960 + 0,968 + 0,925 + 0,872 + 1,175))$$

$$M''_{AB} = -5,378 \text{ ton} - m$$

✓ Influencias de giro

Nudo L

$$M'_{L-F} = -0,198 * (0,000 + 0,246 + 0,457 - 3,967 - 5,378) = 1,711 \text{ ton} - m$$

$$M'_{L-Q} = -0,198 * (0,000 + 0,246 + 0,457 - 3,967 - 5,378) = 1,711 \text{ ton} - m$$

$$M'_{L-K} = -0,104 * (0,000 + 0,246 + 0,457 - 3,967 - 5,378) = 0,899 \text{ ton} - m$$

Nudo K

$$M'_{K-L} = -0,086 * (0,000 + 0,899 + 0,256 + 0,487 - 3,967 - 5,378) = 0,662 \text{ ton} - m$$

$$M'_{K-E} = -0,164 * (0,000 + 0,899 + 0,256 + 0,487 - 3,967 - 5,378) = 1,263 \text{ ton} - m$$

$$M'_{K-P} = -0,164 * (0,000 + 0,899 + 0,256 + 0,487 - 3,967 - 5,378) = 1,263 \text{ ton} - m$$

$$M'_{K-J} = -0,086 * (0,000 + 0,899 + 0,256 + 0,487 - 3,967 - 5,378) = 0,662 \text{ ton} - m$$

Nudo J

$$M'_{J-K} = -0,089 * (0,000 + 0,662 + 0,262 + 0,415 - 3,967 - 5,378) = 0,713 \text{ ton} - m$$

$$M'_{J-D} = -0,169 * (0,000 + 0,662 + 0,262 + 0,415 - 3,967 - 5,378) = 1,353 \text{ ton} - m$$

$$M'_{J-O} = -0,169 * (0,000 + 0,662 + 0,262 + 0,415 - 3,967 - 5,378) = 1,353 \text{ ton} - m$$

$$M'_{J-I} = -0,073 * (0,000 + 0,662 + 0,262 + 0,415 - 3,967 - 5,378) = 0,584 \text{ ton} - m$$

Nudo I

$$M'_{I-J} = -0,075 * (0,000 + 0,584 + 0,265 + 0,408 - 3,967 - 5,378) = 0,607 \text{ ton} - m$$

$$M'_{I-C} = -0,175 * (0,000 + 0,584 + 0,265 + 0,408 - 3,967 - 5,378) = 1,415 \text{ ton} - m$$

$$M'_{I-\tilde{N}} = -0,175 * (0,000 + 0,584 + 0,265 + 0,408 - 3,967 - 5,378) = 1,415 \text{ ton} - m$$

$$M'_{I-H} = -0,075 * (0,000 + 0,584 + 0,265 + 0,408 - 3,967 - 5,378) = 0,607 \text{ ton} - m$$

Nudo H

$$M'_{H-I} = -0,074 * (0,000 + 0,607 + 0,254 + 0,506 - 3,967 - 5,378) = 0,590 \text{ ton} - m$$

$$M'_{H-B} = -0,174 * (0,000 + 0,607 + 0,254 + 0,506 - 3,967 - 5,378) = 1,388 \text{ ton} - m$$

$$M'_{H-N} = -0,174 * (0,000 + 0,607 + 0,254 + 0,506 - 3,967 - 5,378) = 1,388 \text{ ton} - m$$

$$M'_{H-G} = -0,078 * (0,000 + 0,607 + 0,254 + 0,506 - 3,967 - 5,378) = 0,622 \text{ ton} - m$$

Nudo G

$$M'_{G-H} = -0,092 * (0,000 + 0,622 + 0,323 - 3,967 - 5,378) = 0,773 \text{ ton} - m$$

$$M'_{G-M} = -0,204 * (0,000 + 0,622 + 0,323 - 3,967 - 5,378) = 1,714 \text{ ton} - m$$

$$M'_{G-A} = -0,204 * (0,000 + 0,622 + 0,323 - 3,967 - 5,378) = 1,714 \text{ ton} - m$$

Nudo A

$$M'_{A-G} = -0,344 * (0,000 + 1,714 + 0,114 - 3,967) = 0,736 \text{ ton} - m$$

$$M'_{A-B} = -0,156 * (0,000 + 1,714 + 0,114 - 3,967) = 0,334 \text{ ton} - m$$

Nudo B

$$M'_{B-A} = -0,120 * (0,000 + 0,334 + 1,388 + 0,113 - 3,967) = 0,256 \text{ ton} - m$$

$$M'_{B-H} = -0,266 * (0,000 + 0,334 + 1,388 + 0,113 - 3,967) = 0,567 \text{ ton} - m$$

$$M'_{B-C} = -0,114 * (0,000 + 0,334 + 1,388 + 0,113 - 3,967) = 0,243 \text{ ton} - m$$

Nudo C

$$M'_{C-B} = -0,115 * (0,000 + 0,243 + 1,415 + 0,112 - 3,967) = 0,253 \text{ ton} - m$$

$$M'_{C-I} = -0,270 * (0,000 + 0,243 + 1,415 + 0,112 - 3,967) = 0,593 \text{ ton} - m$$

$$M'_{C-D} = -0,115 * (0,000 + 0,243 + 1,415 + 0,112 - 3,967) = 0,253 \text{ ton} - m$$

Nudo D

$$M'_{D-C} = -0,110 * (0,000 + 0,253 + 1,353 + 0,135 - 3,967) = 0,245 \text{ ton} - m$$

$$M'_{D-J} = -0,256 * (0,000 + 0,253 + 1,353 + 0,135 - 3,967) = 0,570 \text{ ton} - m$$

$$M'_{D-E} = -0,134 * (0,000 + 0,253 + 1,353 + 0,135 - 3,967) = 0,298 \text{ ton} - m$$

Nudo E

$$M'_{E-D} = -0,128 * (0,000 + 0,298 + 1,263 + 0,129 - 3,967) = 0,291 \text{ ton} - m$$

$$M'_{E-K} = -0,244 * (0,000 + 0,298 + 1,263 + 0,129 - 3,967) = 0,556 \text{ ton} - m$$

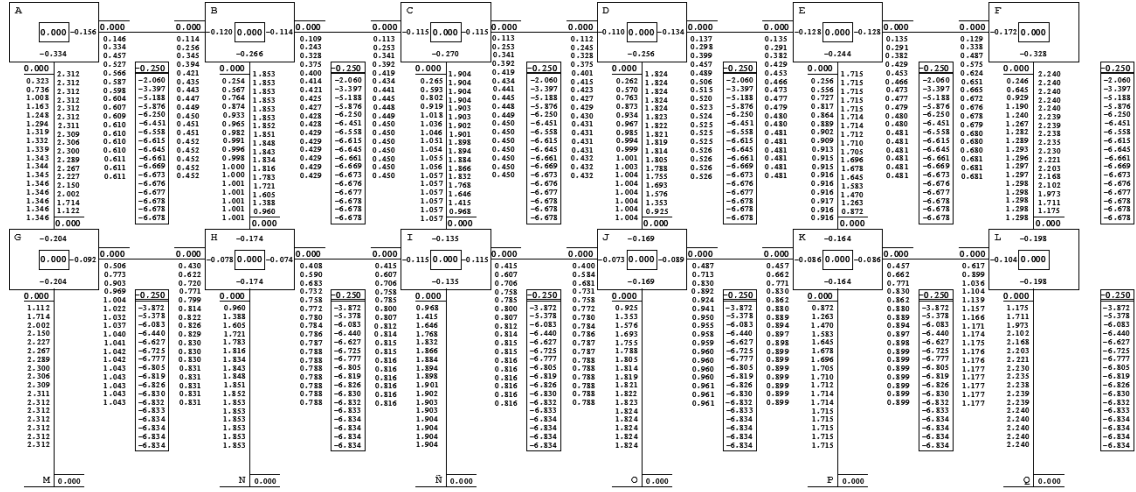
$$M'_{E-F} = -0,128 * (0,000 + 0,298 + 1,263 + 0,129 - 3,967) = 0,291 \text{ ton} - m$$

Nudo F

$$M'_{F-E} = -0,172 * (0,000 + 0,291 + 1,711 - 3,967) = 0,338 \text{ ton} - m$$

$$M'_{F-L} = -0,328 * (0,000 + 0,291 + 1,711 - 3,967) = 0,645 \text{ ton} - m$$

Figura 40. Análisis de Kani de carga sísmica para marco 3



Fuente: elaboración propia.

- Momentos finales para carga sísmica:
 - Determinación de momentos finales de carga sísmica en vigas

Para determinar los momentos finales en los extremos de la viga se empleará la siguiente ecuación:

$$\overline{MF}_{i-k} = MF_{i-k} + 2M'_{i-k} + M'_{k-i}$$

Donde:

- \overline{MF}_{i-k} Momento final $i - k$ de barra
- MF_{i-k} Momento fijo $i - k$
- M'_{i-k} Influencia de giro $i - k$
- M'_{k-i} Influencia de giro $k - i$

Nota: Debido a que se analizara carga sísmica no existe momento fijo de empotramiento por lo tanto $MF_{i-k} = 0$.

- Para marco 3
 - ✓ Determinación de momento final en viga A-B para carga sísmica:

$$\overline{MF}_{A-B} = MF_{A-B} + 2M'_{A-B} + M'_{B-A}$$

$$\overline{MF}_{A-B} = 0 + 2(0,611) + 0,452$$

$$\overline{MF}_{A-B} = 1,674 \text{ ton} - m$$

- ✓ Determinación de momento final en viga B-A para carga sísmica:

$$\overline{MF}_{B-A} = MF_{B-A} + 2M'_{B-A} + M'_{A-B}$$

$$\overline{MF}_{B-A} = 0 + 2(0,452) + 0,611$$

$$\overline{MF}_{B-A} = 1,515 \text{ ton} - m$$

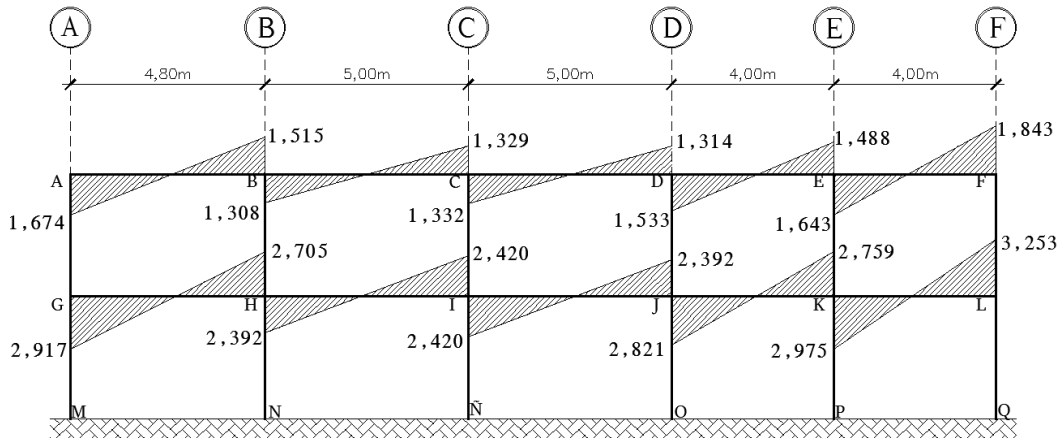
A continuación, en la tabla LXX se presentan los resultados para cada uno de los momentos finales del análisis de carga sísmica en vigas del marco 3:

Tabla LXXV. **Momentos finales de carga sísmica en los extremos de vigas para marco tres**

Viga	MF_{i-k} (ton - m)	M'_{i-k} (ton - m)	M'_{k-i} (ton - m)	\overline{MF} (ton - m)
Segundo Nivel				
A-B	0,00	0,611	0,452	1,674
B-A	0,00	0,452	0,611	1,515
B-C	0,00	0,429	0,450	1,308
C-B	0,00	0,450	0,429	1,329
C-D	0,00	0,450	0,432	1,332
D-C	0,00	0,432	0,450	1,314
D-E	0,00	0,526	0,481	1,533
E-D	0,00	0,481	0,526	1,488
E-F	0,00	0,481	0,681	1,643
F-E	0,00	0,681	0,481	1,843
Primer Nivel				
G-H	0,00	1,043	0,831	2,917
H-G	0,00	0,831	1,043	2,705
H-I	0,00	0,788	0,816	2,392
I-H	0,00	0,816	0,788	2,420
I-J	0,00	0,816	0,788	2,420
J-I	0,00	0,788	0,816	2,392
J-K	0,00	0,961	0,899	2,821
K-J	0,00	0,899	0,961	2,759
K-L	0,00	0,899	1,177	2,975
L-K	0,00	1,177	0,899	3,253

Fuente: elaboración propia.

Figura 41. **Momentos finales de carga sísmica en vigas (ton-m), marco tres**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

- Para marco C
 - ✓ Determinación de momento final en viga 1-2 para carga sísmica:

$$\overline{MF}_{1-2} = MF_{1-2} + 2M'_{1-2} + M'_{2-1}$$

$$\overline{MF}_{1-2} = 0 + 2(0,655) + 0,341$$

$$\overline{MF}_{1-2} = 1,651 \text{ ton} - m$$

- ✓ Determinación de momento final en viga 2-1 para carga sísmica:

$$\overline{MF}_{2-1} = MF_{2-1} + 2M'_{2-1} + M'_{1-2}$$

$$\overline{MF}_{2-1} = 0 + 2(0,341) + 0,655$$

$$\overline{MF}_{2-1} = 1,337 \text{ ton} - m$$

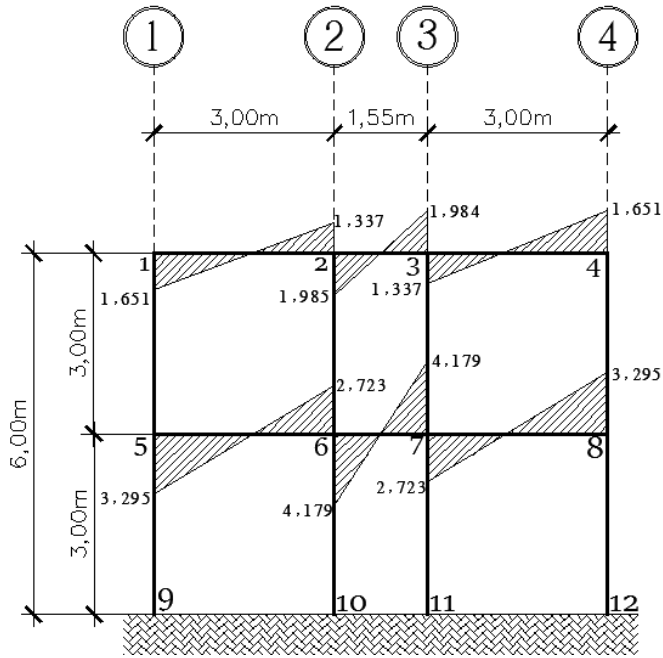
A continuación, en la tabla LXXI se presentan los resultados para cada uno de los momentos finales del análisis de carga sísmica en vigas del marco C

Tabla LXXVI. **Momentos finales de carga sísmica en los extremos de vigas para marco C**

Viga	MF_{i-k} (ton - m)	M'_{i-k} (ton - m)	M'_{k-i} (ton - m)	\overline{MF} (ton - m)
Segundo Nivel				
1-2	0,00	0,655	0,341	1,651
2-1	0,00	0,341	0,655	1,337
2-3	0,00	0,662	0,661	1,985
3-2	0,00	0,661	0,662	1,984
3-4	0,00	0,341	0,655	1,337
4-3	0,00	0,655	0,341	1,651
Primer Nivel				
5-6	0,00	1,289	0,717	3,295
6-5	0,00	0,717	1,289	2,723
6-7	0,00	1,393	1,393	4,179
7-6	0,00	1,393	1,393	4,179
7-8	0,00	0,717	1,289	2,723
8-7	0,00	1,289	0,717	3,295

Fuente: elaboración propia.

Figura 42. Momentos finales de carga sísmica en viga (ton-m), marco C



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

- Determinación de momentos finales de carga sísmica en columnas

Para determinar los momentos finales en los extremos de la columna se empleará la siguiente ecuación:

$$\overline{MF}_{i-k} = MF_{i-k} + 2M'_{i-k} + M'_{k-i} + M''_{i-k}$$

Donde:

- \overline{MF}_{i-k} Momento final $i - k$ de barra
- MF_{i-k} Momento fijo $i - k$
- M'_{i-k} Influencia de giro $i - k$
- M'_{k-i} Influencia de giro $k - i$
- M''_{k-i} Influencias de desplazamiento $i - k$

Para el diseño de la alcaldía auxiliar únicamente se está aplicando carga vertical, por lo tanto, el valor de momento fijo o de empotramiento (MF_{i-k}) en columnas son igual a cero, al igual que los factores de giro de los tramos que están anclados al suelo. Pero a contrario de las vigas se presentan influencias desplazamiento M''_{k-i} las cuáles serán tomados por nivel, del análisis de Kani.

Tabla LXXVII. **Influencias de desplazamiento por nivel para marco 3**

Influencias de desplazamiento	
Segundo nivel	
M''_{i-k}	-6,678
Primer nivel	
M''_{i-k}	-6,834

Fuente: elaboración propia.

- Determinación de momento final en columna A-G para carga sísmica:

$$\begin{aligned}\overline{MF}_{A-G} &= MF_{A-G} + 2M'_{A-G} + M'_{G-A} + M''_{G-A} \\ \overline{MF}_{A-G} &= 0 + 2 * (1,346) + (2,312) + (-6,678) \\ \overline{MF}_{A-G} &= -1,674 \text{ ton} - m\end{aligned}$$

- Determinación de momento final en columna G-A para carga sísmica:

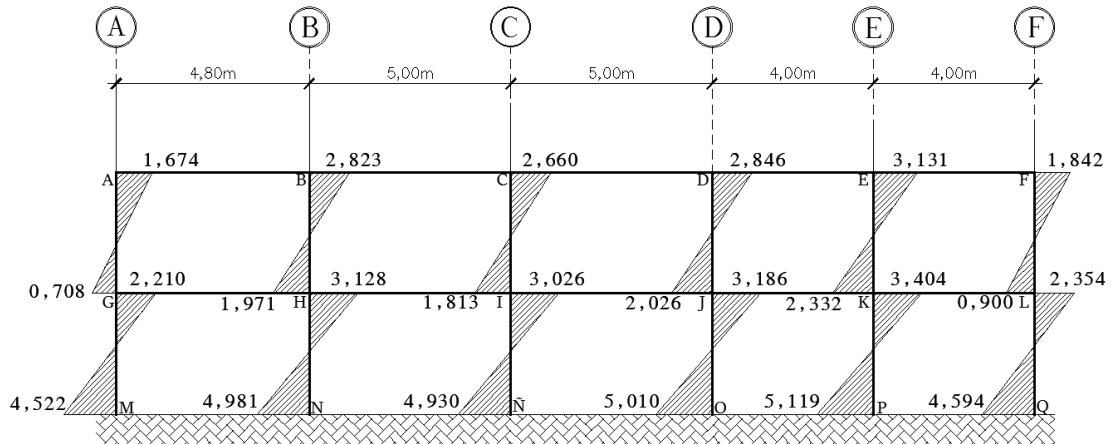
$$\begin{aligned}\overline{MF}_{G-A} &= MF_{G-A} + 2M'_{G-A} + M'_{A-G} + M''_{A-G} \\ \overline{MF}_{G-A} &= 0 + 2 * (2,312) + (1,346) + (-6,678) \\ \overline{MF}_{G-A} &= -0,708 \text{ ton} - m\end{aligned}$$

Tabla LXXVIII. **Momentos finales de carga sísmica en columnas para marco tres**

Columna	M_{i-k} (ton - m)	M'_{i-k} (ton - m)	M'_{k-i} (ton - m)	M''_{k-i} (ton - m)	\overline{MF} (ton - m)
Segundo nivel					
A-G	0,00	1,346	2,312	-6,678	-1,674
G-A	0,00	2,312	1,346	-6,678	-0,708
B-H	0,00	1,001	1,853	-6,678	-2,823
H-B	0,00	1,853	1,001	-6,678	-1,971
C-I	0,00	1,057	1,904	-6,678	-2,660
I-C	0,00	1,904	1,057	-6,678	-1,813
D-J	0,00	1,004	1,824	-6,678	-2,846
J-D	0,00	1,824	1,004	-6,678	-2,026
E-K	0,00	0,916	1,715	-6,678	-3,131
K-E	0,00	1,715	0,916	-6,678	-2,332
F-L	0,00	1,298	2,240	-6,678	-1,842
L-F	0,00	2,240	1,298	-6,678	-0,900
Primer nivel					
G-M	0,00	2,312	0,00	-6,834	-2,210
M-G	0,00	0,00	2,312	-6,834	-4,522
H-N	0,00	1,853	0,00	-6,834	-3,128
N-H	0,00	0,00	1,853	-6,834	-4,981
I-Ñ	0,00	1,904	0,00	-6,834	-3,026
Ñ-I	0,00	0,00	1,904	-6,834	-4,930
J-O	0,00	1,824	0,00	-6,834	-3,186
O-J	0,00	0,00	1,824	-6,834	-5,010
K-D	0,00	1,715	0,00	-6,834	-3,404
D-K	0,00	0,00	1,715	-6,834	-5,119
L-Q	0,00	2,240	0,00	-6,834	-2,354
Q-L	0,00	0,00	2,240	-6,834	-4,594

Fuente: elaboración propia.

Figura 43. **Momentos finales de carga sísmica en columnas (ton-m), marco tres**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Tabla LXXIX. **Influencias de desplazamiento por nivel para marco C**

Influencias de desplazamiento	
Segundo nivel	
M''_{k-i}	-5,288
Primer nivel	
M''_{k-i}	-6,115

Fuente: elaboración propia.

- Determinación de momento final en columna 1-5 para carga sísmica:

$$\begin{aligned} \overline{MF}_{1-5} &= MF_{1-5} + 2M'_{1-5} + M'_{5-1} + M''_{5-1} \\ \overline{MF}_{1-5} &= 0 + 2 * (0,920) + (1,797) + (-5,288) \\ \overline{MF}_{1-5} &= -1,651 \text{ ton} - m \end{aligned}$$

- Determinación de momento final en columna 5-1 para carga sísmica:

$$\overline{MF}_{5-1} = MF_{5-1} + 2M'_{5-1} + M'_{1-5} + M''_{1-5}$$

$$\overline{MF}_{5-1} = 0 + 2 * (1,797) + (0,920) + (-5,288)$$

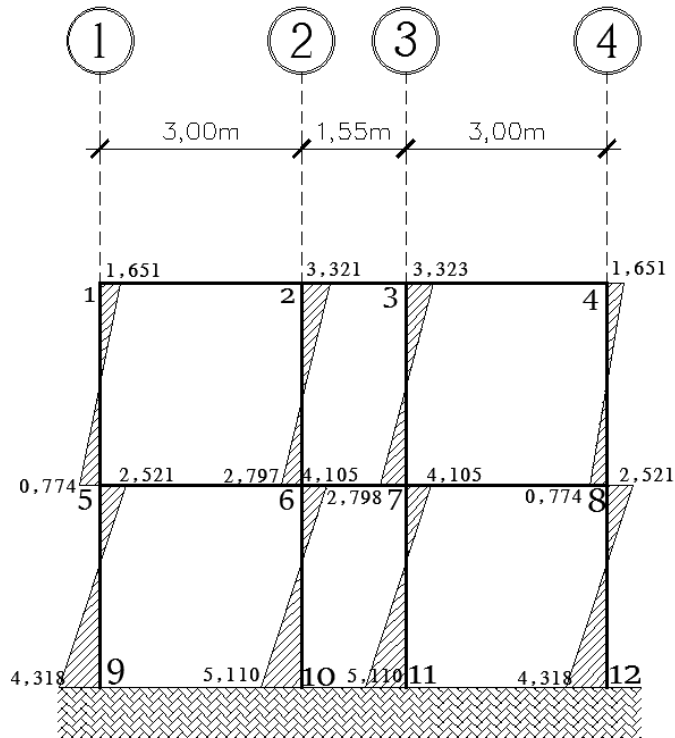
$$\overline{MF}_{5-1} = -0,774 \text{ ton} - m$$

Tabla LXXX. **Momentos finales de carga sísmica en columnas para marco C**

Columna	MF_{i-k} (ton - m)	M'_{i-k} (ton - m)	M'_{k-i} (ton - m)	M''_{k-i} (ton - m)	\overline{MF} (ton - m)
Segundo nivel					
1-5	0,00	0,920	1,797	-5,288	-1,651
5-1	0,00	1,797	0,920	-5,288	-0,774
2-6	0,00	0,481	1,005	-5,288	-3,321
6-2	0,00	1,005	0,481	-5,288	-2,797
3-7	0,00	0,480	1,005	-5,288	-3,323
7-3	0,00	1,005	0,480	-5,288	-2,798
4-8	0,00	0,920	1,797	-5,288	-1,651
8-4	0,00	1,797	0,920	-5,288	-0,774
Primer nivel					
5-9	0,00	1,797	0,00	-6,115	-2,521
9-5	0,00	0,00	1,797	-6,115	-4,318
6-10	0,00	1,005	0,00	-6,115	-4,105
10-6	0,00	0,00	1,005	-6,115	-5,110
7-11	0,00	1,005	0,00	-6,115	-4,105
11-7	0,00	0,00	1,005	-6,115	-5,110
8-12	0,00	1,797	0,00	-6,115	-2,521
12-8	0,00	0,00	1,797	-6,115	-4,318

Fuente: elaboración propia.

Figura 44. **Momentos finales de carga sísmica en columnas (ton-m), marco C**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.1.6.6. Comparación de resultados entre método Kani y software utilizado

Para determinar si el análisis numérico de Kani fue realizado de forma correcta, se deberá comparar con los resultados obtenidos por el software ETABS tomando los valores de este último como los más exactos. Es por ello por lo que se analizará los momentos críticos de cada carga calculando así el porcentaje de error siendo este de 15 %.

A través de un análisis estadístico de error se verificará el porcentaje de error de la siguiente manera:

$$\%error = \frac{|M_{ETABS} - M_{KANI}|}{M_{ETABS}} * 100$$

- Porcentaje para carga muerta

$$\%error_{muerta} = \frac{|2,565 - 2,838|}{2,565} * 100 \%$$

$$\%error_{muerta} = 10,64 \%$$

Cumple ✓

- Porcentaje para carga viva

$$\%error_{viva} = \frac{|1,623 - 1,791|}{1,623} * 100 \%$$

$$\%error_{viva} = 10,35 \%$$

Cumple ✓

- Porcentaje para carga sismo

$$\%error_{viva} = \frac{|2,135 - 2,420|}{2,135} * 100 \%$$

$$\%error_{viva} = 13,34 \%$$

Cumple ✓

Tabla LXXXI. **Momentos más críticos en la viga C-D**

<i>METODO</i>	<i>CARGA MUERTA (Ton – m)</i>	<i>CARGA VIVA (Ton – m)</i>	<i>CARGA DE SISMO (Ton – m)</i>
Kani	2,838	1,791	2,420
ETABS	2,565	1,623	2,203
%error	10,64 %	10,35 %	13,34

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, al verificar que ninguno excede el $\pm 15\%$ de error, se realizará las envolventes de momentos y cortantes con los momentos obtenidos por el análisis numérico de Kani para cargas verticales y horizontales.

2.1.6.7. Momentos últimos por envolventes de momentos

Para determinar los momentos últimos en los elementos estructurales se hará uso de la envolvente de momentos, la cual es una representación de esfuerzos máximos que pueden ocurrir en la superposición de cargas. La envolvente de momentos se determinará a través de las combinaciones de carga, para lo cual se seleccionó el método de diseño por factores de carga y resistencia dado por AGIES NSE 2-2018.

De acuerdo con la norma AGIES se considera siete distintas combinaciones de carga tienen como objetivo el determinar las condiciones más críticas de diseño, integrando la carga viva, carga muerta y carga de sismo en una sola.

Tabla LXXXII. **Combinaciones de carga según la norma de Seguridad estructura de la AGIES.**

Combinaciones de carga	
CR1	1,4 CM
CR2	1,2 CM + 1,6 CV
CR3	1,2 CM + 1,0 CV
CR4	1,2 CM + 1,0 CV ± 1,0 CS
CR5	0,9 CM ± 1,0 CS (Excepto para el diseño de muros, columnas y diseño, la CR5 puede limitarse a CR5-a)
CR5-a	1,0 CM ± 1,0 CS

Fuente: elaboración propia.

Empleando las combinaciones descritas con anterioridad, se calcularán todas las envolventes de momentos para los marcos 3 y C.

- Envolverte de momento
 - Envolverte de momentos para vigas
 - Viga C-D (marco 3)
 - ✓ Momentos últimos en extremo izquierdo ($t - m$)

$$MU = 1,4 * (-1,740) = -2,436$$

$$MU = 1,2 * (-1,740) + 1,6 * (-0,361) = -2,666$$

$$MU = 1,2 * (-1,740) + (-0,361) = -2,449$$

$$MU = 1,2 * (-1,740) + (-0,361) + (1,332) = -1,117$$

$$MU = 1,2 * (-1,740) + (-0,361) - (1,332) = -3,781$$

$$MU = 0,9 * (-1,740) + (1,332) = -0,234$$

$$MU = 0,9 * (-1,740) - (1,332) = -2,898$$

✓ Momentos últimos al centro de la viga ($t - m$)

$$MU = 1,4 * (0,879) = 1,231$$

$$MU = 1,2 * (0,879) + 1,6 * (0,178) = 1,340$$

$$MU = 1,2 * (0,879) + (0,178) = 1,233$$

$$MU = 1,2 * (0,879) + (0,178) + (0) = 1,233$$

$$MU = 1,2 * (0,879) + (0,178) - (0) = 1,233$$

$$MU = 0,9 * (0,879) + (0) = 0,791$$

$$MU = 0,9 * (0,879) - (0) = 0,791$$

✓ Momentos últimos en extremo derecho ($t - m$)

$$MU = 1,4 * (1,596) = 2,234$$

$$MU = 1,2 * (1,596) + 1,6 * (0,351) = 2,477$$

$$MU = 1,2 * (1,596) + (0,351) = 2,266$$

$$MU = 1,2 * (1,596) + (0,351) + (1,314) = 3,580$$

$$MU = 1,2 * (1,596) + (0,351) - (1,314) = 0,952$$

$$MU = 0,9 * (1,596) + (1,314) = 2,750$$

$$MU = 0,9 * (1,596) - (1,314) = 0,122$$

Habiendo obtenido los resultados de la envolvente de momentos en los extremos y al centro de la viga se seleccionará el valor más crítico como se muestra a continuación:

Tabla LXXXIII. **Momento último en viga C-D, marco tres**

Momento ultimo viga C-D		
Extremo izquierdo	Centro de viga	Extremo derecho
-3,781	1,340	3,580

Fuente: elaboración propia.

Obtenido los momentos últimos de la viga C-D del marco 3, se procederá a determinar los momentos últimos en vigas de marco 3 y marco C.

Tabla LXXXIV. **Momentos últimos en vigas, marco tres**

Momentos últimos			
Viga	Extremo izquierdo	Centro de la viga	Extremo derecho
Segundo nivel			
MU_{A-B}	-3,463	1,307	3,925
MU_{B-C}	-3,702	1,301	3,731
MU_{C-D}	-3,781	1,340	3,580
MU_{D-E}	-3,203	0,784	2,985
MU_{E-F}	-3,296	0,927	2,593
Primer Nivel			
MU_{G-H}	-6,829	3,070	7,785
MU_{H-I}	-7,472	3,065	7,527
MU_{I-J}	-7,617	3,153	7,240
MU_{J-K}	-6,350	1,849	5,935
MU_{K-L}	-6,468	2,178	5,929

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXXV. **Momentos últimos en vigas, marco C**

Momentos últimos			
Viga	Extremo izquierdo	Centro de la viga	Extremo derecho
Segundo nivel			
<i>MU</i>₁₋₂	-2,251	0,530	2,081
<i>MU</i>₂₋₃	-2,344	-0,053	2,343
<i>MU</i>₃₋₄	-2,081	0,530	2,251
Primer Nivel			
<i>MU</i>₅₋₆	-4,456	0,950	4,074
<i>MU</i>₆₋₇	-4,776	-0,041	4,776
<i>MU</i>₇₋₈	-4,074	0,950	4,456

Fuente: elaboración propia.

- Envoltorio de momentos en columnas
 - Columna A-G, marco tres
 - ✓ Momentos últimos en extremo superior de columna

$$MU = 1,4 * (1,219) = 1,707$$

$$MU = 1,2 * (1,219) + 1,6 * (0,326) = 1,984$$

$$MU = 1,2 * (1,219) + (0,326) = 1,789$$

$$MU = 1,2 * (1,219) + (0,326) + (-1,674) = 0,115$$

$$MU = 1,2 * (1,219) + (0,326) - (-1,674) = 3,463$$

$$MU = 0,9 * (1,219) + (-1,674) = -0,577$$

$$MU = 0,9 * (1,219) - (-1,674) = 2,771$$

✓ Momentos últimos en extremo inferior de columna

$$MU = 1,4 * (1,274) = 1,784$$

$$MU = 1,2 * (1,274) + 1,6 * (0,658) = 2,582$$

$$MU = 1,2 * (1,274) + (0,658) = 2,187$$

$$MU = 1,2 * (1,274) + (0,658) + (-0,708) = 1,479$$

$$MU = 1,2 * (1,274) + (0,658) - (-0,708) = 2,895$$

$$MU = 0,9 * (1,274) + (-0,708) = 0,439$$

$$MU = 0,9 * (1,274) - (-0,708) = 1,855$$

Habiendo obtenido los resultados de la envolvente de momentos en cada los extremos de la columna se seleccionará el valor más crítico como se muestra a continuación:

Tabla LXXXVI. **Momento último en columna A-G, marco tres**

Momento último en columna	
Extremo superior	Extremo inferior
3,463	2,895

Fuente: elaboración propia.

Obtenido los momentos últimos de columna A-G del marco 3, se procederá a determinar los momentos últimos en columnas de marco 3 y marco C.

Tabla LXXXVII. **Momentos últimos en columnas, marco tres**

Momentos últimos en columnas		
Columna	Extremo superior	Extremo inferior
Segundo nivel		
MU_{A-G}	3,463	2,895
MU_{B-H}	-2,846	-1,975
MU_{C-I}	2,707	1,866
MU_{D-J}	-3,445	-2,763
MU_{E-K}	3,286	2,512
MU_{F-L}	-3,065	-2,396
Primer nivel		
MU_{G-M}	3,933	5,384
MU_{H-N}	3,138	4,986
$MU_{I-\tilde{N}}$	3,066	4,950
MU_{J-O}	-3,769	-5,301
MU_{K-P}	3,541	5,187
MU_{L-Q}	-3,534	-5,184

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXXVIII. **Momentos últimos en columnas, marco C**

Momentos últimos en columnas		
Columna	Extremo superior	Extremo inferior
Segundo nivel		
MU_{1-4}	2,252	1,444
MU_{2-6}	-3,704	-3,229
MU_{3-7}	3,704	3,229
MU_{4-8}	-2,252	-1,444
Primer nivel		
MU_{5-9}	3,014	4,564
MU_{6-10}	-4,426	-5,271
MU_{7-11}	4,426	5,271
MU_{8-12}	-3,015	-4,565

Fuente: elaboración propia.

2.1.6.8. Cortante último en marcos dúctiles

Para determinar los esfuerzos cortantes últimos en vigas y en columnas se utilizarán combinaciones de cargas dadas por la norma AGIES de combinaciones de carga, para lo cual se consideran los efectos de carga muerta, carga viva y de sismo.

- Cortante último en vigas

Para determinar los cortante últimos en vigas se hará uso de las siguientes combinaciones establecidas:

Tabla LXXXIX. **Combinaciones de carga para cortante en vigas**

Combinaciones de carga para cortante en vigas	
CR1	$1,4 V_{CM}$
CR2	$1,2 V_{CM} + 1,6 V_{CV}$
CR3	$1,2 V_{CM} + 1,0 V_{CV}$
CR4	$1,2 V_{CM} + 1,0 V_{CV} \pm 1,0 V_{CS}$
CR5	$0,9 V_{CM} \pm 1,0 V_{CS}$ (Excepto para el diseño de muros, columnas y diseño, la CR5 puede limitarse a CR5-a)
CR5-a	$1,0 V_{CM} \pm 1,0 V_{CS}$

Fuente: elaboración propia.

Donde:

V_{CM} Cortante por carga muerta

V_{CV} Cortante por carga viva

V_{CS} Cortante por carga de sismo

- Cortante por carga muerta

Para determinar el cortante por carga muerta en vigas se empleará la siguiente ecuación:

$$V_{CM} = \frac{CM * L_{viga}}{2}$$

Donde:

CM Carga muerta obtenida de la integración de carga

L_{viga} Longitud de viga analizar

- Corte en viga B-C, marco tres (segundo nivel)

$$V_{CM} = \frac{0,815 * 5}{2}$$

$$V_{CM} = 2,038 \text{ ton}$$

- Cortante por carga viva

Para determinar el cortante por carga viva en vigas se empleará la siguiente ecuación:

$$V_{CV} = \frac{CV * L_{viga}}{2}$$

Donde:

- CV** Carga viva obtenida de la integración de carga
- L_{viga}** Longitud de viga analizar

- Corte en viga B-C, marco tres (segundo nivel)

$$V_{CV} = \frac{0,171 * 5}{2}$$

$$V_{CV} = 0,428 \text{ ton}$$

- Cortante por carga de sismo

Para determinar el cortante por carga de sismo en vigas se empleará la siguiente ecuación:

$$V_{CS} = \frac{|\overline{MF}_{i-k} + \overline{MF}_{k-i}|}{L_{viga}}$$

Donde:

\overline{MF}_{i-k} Momento final $i - k$ de la barra

\overline{MF}_{k-i} Momento final $k - i$ de la barra

L_{viga} Longitud de viga analizar

- Corte en viga B-C, marco tres (segundo nivel)

$$V_{CS} = \frac{|1,308 + 1,329|}{5}$$

$$V_{CS} = 0,527 \text{ ton}$$

Habiendo calculado los cortantes del tramo b-c para los diferentes tipos de carga se determinarán las combinaciones de carga para la viga B-C del marco tres:

$$Vu_{viga} = 1,4 * (2,038) = 2,853 \text{ ton}$$

$$Vu_{viga} = 1,2 * (2,038) + 1,6 * (0,428) = 3,130 \text{ ton}$$

$$Vu_{viga} = 1,2 * (2,038) + (0,428) = 2,874 \text{ ton}$$

$$Vu_{viga} = 1,2 * (2,038) + (0,428) + (0,527) = 3,400 \text{ ton}$$

$$Vu_{viga} = 1,2 * (2,038) + (0,428) - (0,527) = 2,347 \text{ ton}$$

$$Vu_{viga} = 0,9 * (2,038) + (0,527) = 2,361 \text{ ton}$$

$$Vu_{viga} = 0,9 * (2,038) - (0,527) = 1,307 \text{ ton}$$

Obtenidos los valores de cortante de la viga B-C se seleccionará el cortante más crítico el cual en este caso se obtuvo de la combinación cuatro el cual tiene un valor de 3,400 ton. Se procederá a determinar los cortantes últimos para todas las vigas del marco tres y marco C.

Tabla XC. **Cortante último en vigas para marco tres**

Cortante último en vigas	
Viga	Cortante ultimo (ton)
Segundo nivel	
<i>A – B</i>	3,422
<i>B – C</i>	3,400
<i>C – D</i>	3,402
<i>D – E</i>	3,053
<i>E – F</i>	3,170
Primer nivel	
<i>G – H</i>	7,074
<i>H – I</i>	7,369
<i>I – J</i>	7,369
<i>J – K</i>	6,281
<i>K – L</i>	6,443

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCI. Cortante en vigas para marco C

Cortante último en vigas	
Viga	Cortante ultimo (ton)
Segundo nivel	
1 – 2	2,544
2 – 3	3,360
3 – 4	2,544
Primer nivel	
5 – 6	4,810
6 – 7	6,841
7 – 8	4,810

Fuente: elaboración propia.

- Cortante último en columnas

Para determinar los cortantes últimos en columnas se empleará la siguiente ecuación:

$$Vu_{columnas} = \frac{|MU_{i-k} + MU_{k-i}|}{L_{columna}}$$

Donde:

$Vu_{columnas}$	Cortante último en columnas
MU_{i-k}	Momento ultimo $i - k$ obtenido de envolvente de momento
MU_{k-i}	Momento ultimo $k - i$ obtenido de envolvente de momento
$L_{columna}$	Longitud de columna analizar

- Cortante último en columna A-G, marco tres (segundo nivel)

$$Vu_{columnas} = \frac{|3,463 + 2,895|}{3}$$

$$Vu_{columnas} = 2,119 \text{ ton}$$

De la misma manera se determinarán los valores de cortante últimos en las columnas de marco 3 y marco C.

Tabla XCII. **Cortante último en columnas para marco tres**

Cortante último en columnas	
Columna	Cortante ultimo (ton)
Segundo nivel	
A – G	2,119
B – H	1,607
C – I	1,525
D – J	2,069
E – K	1,933
F – L	1,821
Primer nivel	
G – M	3,106
H – N	2,708
I – Ñ	2,672
J – O	3,023
K – P	2,909
L – Q	2,906

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCIII. **Cortante en columnas para marco C**

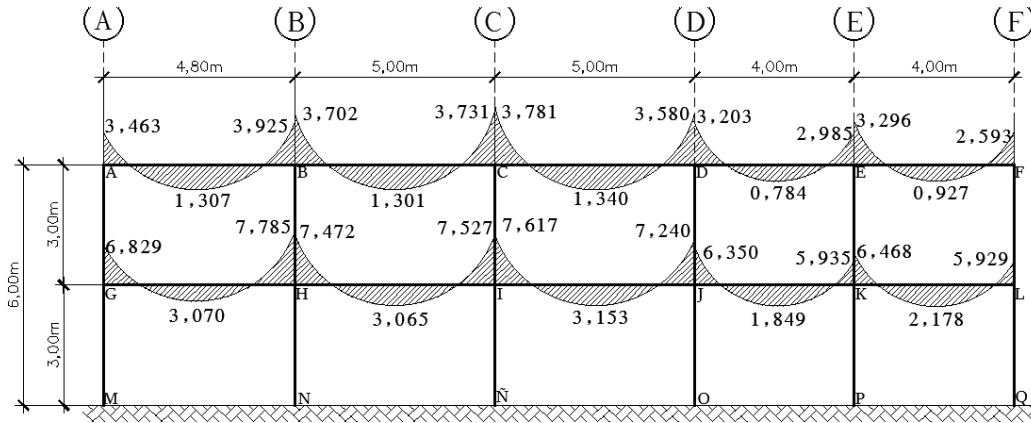
Cortante último en columna	
Columna	Cortante ultimo (ton)
Segundo nivel	
1 – 5	1,232
2 – 6	2,311
3 – 7	2,312
4 – 8	1,232
Primer nivel	
5 – 9	2,526
6 – 10	3,233
7 – 11	3,233
8 – 12	2,526

Fuente: elaboración propia.

2.1.6.9. Diagrama de corte y de momento

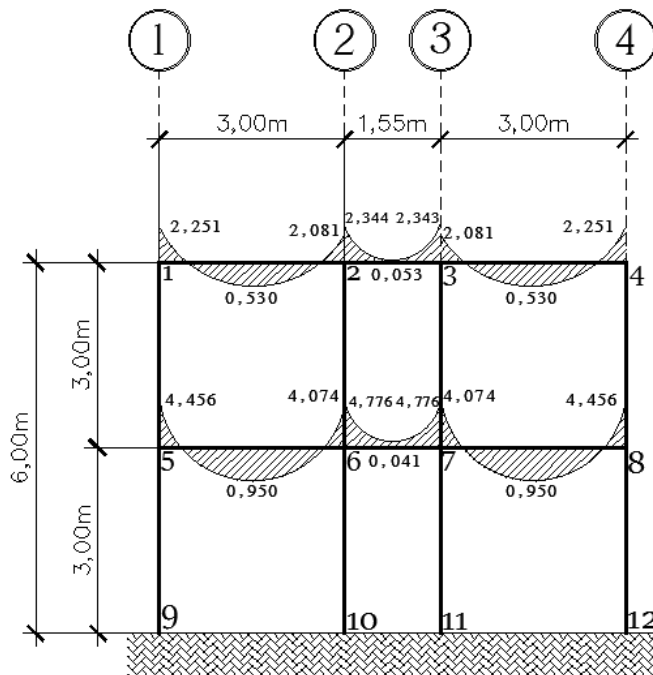
A continuación, se presentan en las siguientes figuras, el diagrama de corte y momento.

Figura 45. **Momentos últimos en vigas (ton-m), marco tres**



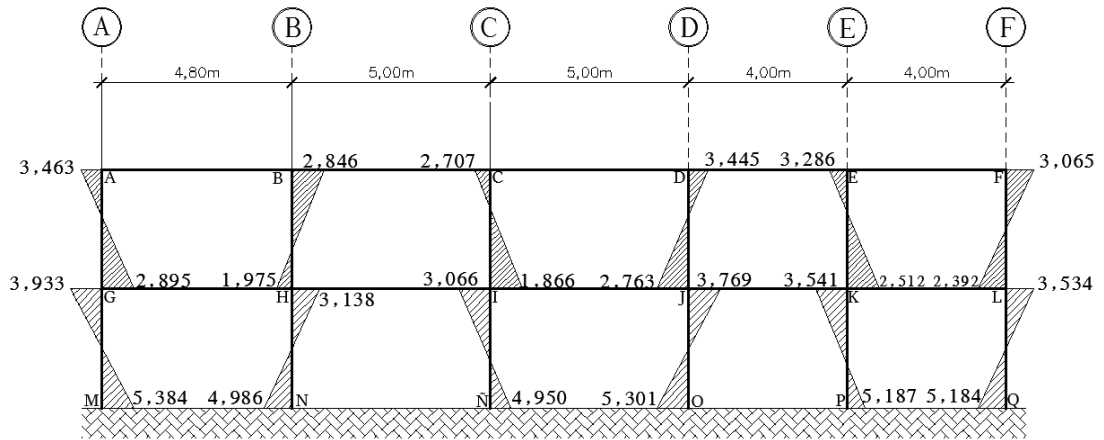
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 46. **Momentos últimos en vigas (ton-m), marco C**



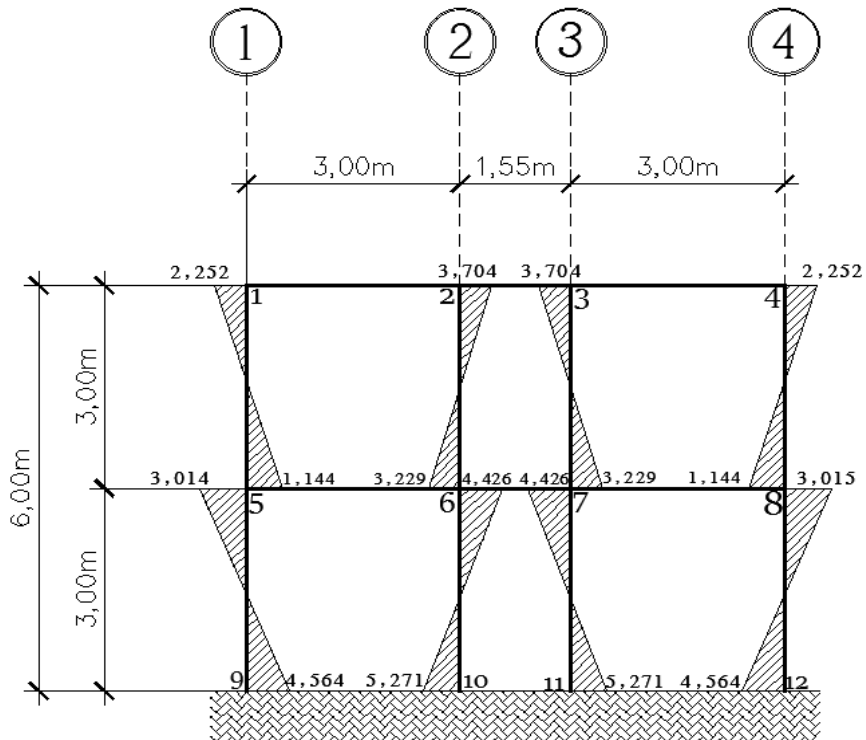
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 47. **Momentos últimos en columnas (ton-m), marco tres**



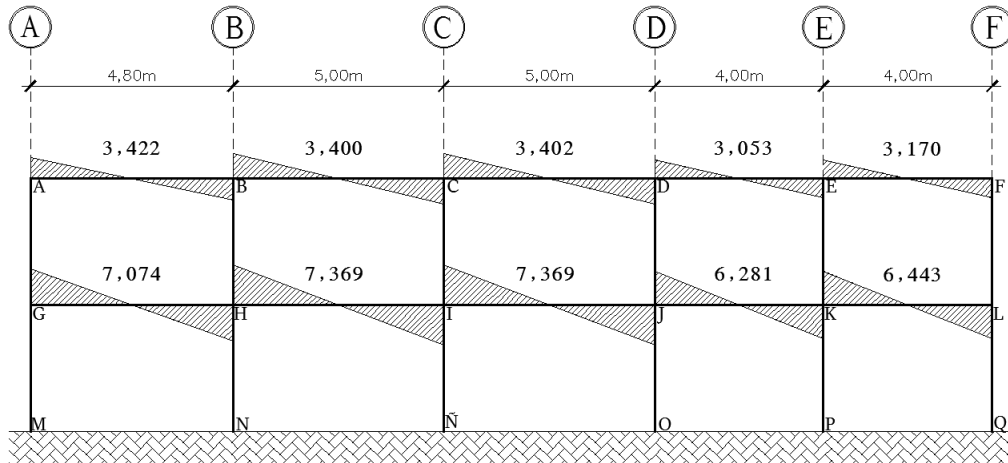
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 48. **Momentos últimos en columnas (ton-m), marco C**



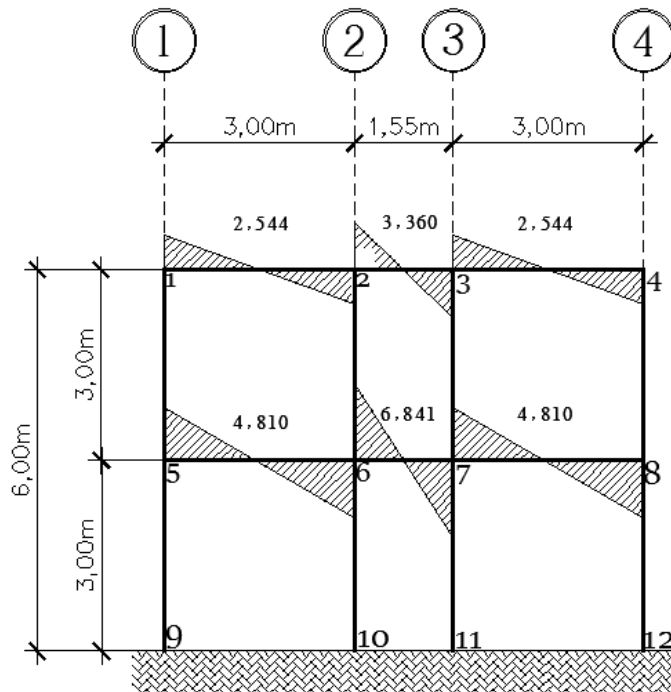
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 49. Cortante en vigas (ton), marco tres



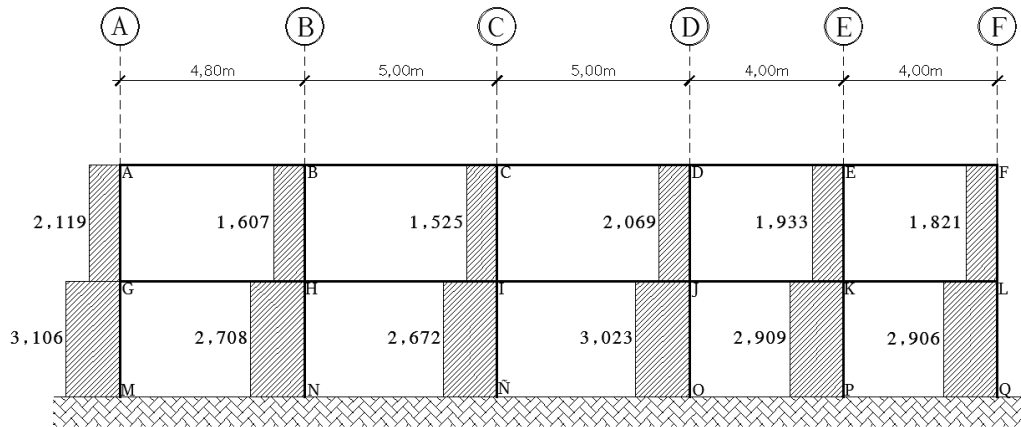
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 50. Cortante en vigas (ton), marco C



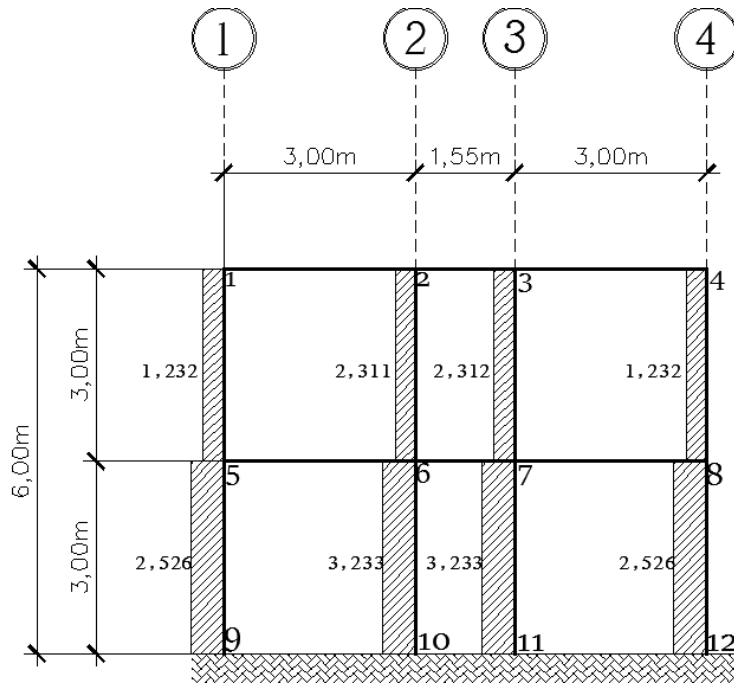
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 51. Cortante en columnas (ton), marco tres



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 52. Cortante en columnas (ton), marco C



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.1.6.10. Diseño estructural

El diseño estructural es esencial en la construcción de una edificación porque se realizan chequeos para comprobar que la resistencia de los elementos estructurales sea mayor que las fuerzas actuantes críticas obtenidas de las envolventes a las que están expuestas durante su vida útil.

Para el diseño estructural existen dos filosofías de diseño:

- La filosofía de Diseño de factor de carga y resistencia (LRFD), la cual emplea factores de mayoración de carga y factores de resistencia de los elementos. Es un método de diseño en el cual las cargas de diseño se mayoran y las resistencias de diseño se minoran multiplicando por factores mayores y menores a la Unidad.
- La filosofía de diseño por esfuerzos admisibles (ASD), la cual emplea el diseño por esfuerzos permisibles de los materiales. Con este diseño se procura conseguir que los esfuerzos unitarios actuantes reales en los miembros estructurales sean menores que los esfuerzos unitarios permisibles.

Para el diseño de los elementos estructurales de la edificación se utilizará la filosofía LRFD, utilizando los factores de mayoración de carga de las normas de seguridad estructural 2018 de AGIES y los factores de resistencia de los elementos del código ACI 318-14.

En el diseño estructural se realizarán una serie de cálculos, con el fin de poder dimensionar los elementos estructurales, para lo cual se utilizarán los resultados obtenidos del análisis estructural, se seleccionarán los materiales de

construcción los cuales cumplan con los criterios mínimos y máximos establecidos por el ACI 318S-2014, como la resistencia del concreto y del acero, cuantía de acero y la configuración de refuerzo de cada elemento estructural (losa, viga, columna y zapatas).

Para el diseño estructural de este proyecto, se aplicarán las siguientes propiedades de los elementos:

- Para losas:

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

- Para vigas, columnas, zapatas.

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

Se utilizará un f'_c de 281 kg/cm con el fin de poder cumplir la resistencia requerida en el nudo sísmico.

2.1.6.10.1. Diseño de losas

Las losas de concreto reforzado son elementos estructurales horizontales las cuales soportan cargas muertas y vivas que la afectaran en el transcurso de su vida útil, posee características necesarias para ser empleada como cubierta o en algunos casos separa el espacio vertical conformando diferentes niveles.

Las losas en una edificación se encuentran apoyadas en vigas de concreto reforzado (y se vacía por lo general monolíticamente con estas), deben ser capaces de sostener cargas de servicio como el mobiliario y las personas, al igual que su propio peso y el de acabados.

Las losas pueden clasificarse en: Losa prefabricada (vigüeta y bovedilla), losa maciza (tradicional), losa de acero, losa aligerada, losa nervada. Como se mencionó anteriormente en este proyecto se trabajará con losas maciza de acuerdo al método tres de ACI 318-63.

El método tres del código ACI 318-63 describe como diseñar una losa de concreto reforzado en 2 direcciones. El método utiliza tablas de coeficientes de momentos que cubren varias condiciones las cuales dependen de la continuidad de sus bordes, establecidas en el libro de Arthur Nilson "Diseño de estructura de concreto", en la tabla 12.3 "Calculo para momentos negativos", 12.4 "Calculo para momentos positivos de carga muerta", 12.5 "Calculo para momentos positivos de carga viva".

Para realizar el diseño estructural de losas se utilizará el predimensionamiento utilizado en el inciso 2.1.6.1.1, en el cual se estableció un espesor de 10 cm para techo y de 12 cm para entrepiso.

- Carga ultima de diseño según uso de la losa

Para determinar el diseño de la losa se utilizarán las cargas que actúan directamente sobre las losas, tal como, sobrecarga, acabados, peso propio de la losa y carga viva de ocupación de losa, para ello se empleara la siguiente ecuación

$$CU_{losa} = 1,2CM_{losa} + 1,6CV_{losa}$$

Donde:

CU_{losa} Carga ultima para el diseño de losa

CM_{losa} Carga muerta para losa

CV_{losa} Carga viva para losa

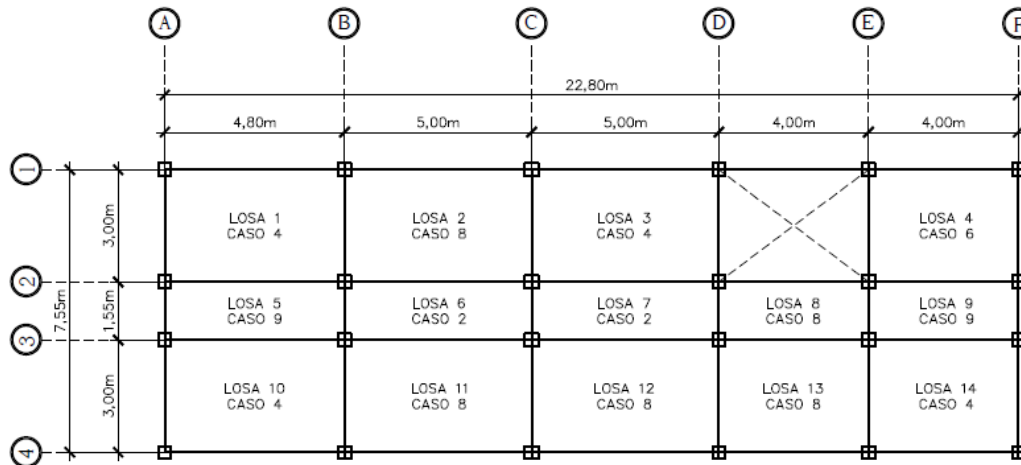
Tabla XCIV. **Valores de integración de carga para losas**

CM_{losa}		CV_{losa}		
Pp_{losa}	$2_{nivel} = 240 \text{ kg/m}^2$	oficinas	250 kg/m^2	AGIES NSE 2 – 10 Sección 3.4
	$1_{nivel} = 288 \text{ kg/m}^2$	Azotea	100 kg/m^2	
W_{SC}	100 kg/m^2	Pasillos	300 kg/m^2	
W_{ACAB}	50 kg/m^2	sala de reuniones	500 kg/m^2	

Fuente: elaboración propia.

A continuación, se realizará una distribución diferente a la del predimensionamiento para facilidad de cálculo por diferencias de carga ocupacional, dimensiones y condiciones de losa.

Figura 53. Distribución de losas para diseño estructural



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Determinación de carga muerta en losas

Para determinar la carga muerta que actúa en la losa se empleará la siguiente ecuación:

$$CM_{losa} = \text{Peso propio}_{losa} + W_{sobrecarga} + W_{acabados}$$

$$CM_{losa} = (t_{losa} * \gamma_c) + W_{SC} + W_{ACAB}$$

- Carga muerta para losa del segundo nivel ($t_{losa} = 0.10m$)

$$CM_{losa} = \left(0,10 \text{ m} * 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) + 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CM_{losa} = 390 \text{ kg/m}^2$$

- Carga muerta para losa del primer nivel ($t_{losa} = 0.12m$)

$$CM_{losa} = \left(0,12 \text{ m} * 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) + 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CM_{losa} = 438 \text{ kg/m}^2$$

Ya obtenida la carga muerta de losa se procede a calcular la carga ultima en cada una de las losas:

- Determinación de carga ultima en losas
 - Carga ultima de azotea

$$CU_{azotea} = 1,2 (390 \text{ kg/m}^2) + 1,6(100 \text{ kg/m}^2)$$

$$CU_{azotea} = 628 \text{ kg/m}^2$$

Nota: La carga ultima de azotea es la misma para todas las losas.

Tabla XCV. **Carga ultima de azotea**

Losa	Carga muerta kg/m ² (CM_{losa})	Carga viva kg/m ² (CV_{losa})	Carga ultima kg/m ² (CU_{losa})
Azotea	390	100	628

Fuente: elaboración propia.

- Carga ultima de losa 1 (primer nivel)

$$CU_{LOSA(A)} = 1,2 \left(438 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1,6 \left(500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)$$

$$CU_{LOSA(A)} = 1\,325,60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Tabla XCVI. **Carga ultima de losas de primer nivel**

Losa	Carga muerta kg/m ² (CM_{losa})	Carga viva kg/m ² (CV_{losa})	Carga ultima kg/m ² (CU_{losa})
Primer nivel			
1	438	500	1 325,60
2	438	250	925,60
3	438	250	925,60
4	438	250	925,60
5	438	500	1 325,60
6	438	300	1 005,60
7	438	300	1 005,60
8	438	300	1 005,60
9	438	250	925,60
10	438	500	1 325,60
11	438	250	925, 60
12	438	250	925,60
13	438	300	1 005,60
14	438	250	925,60

Fuente: elaboración propia.

- Determinación de momentos actuantes

Para la determinación de los momentos actuantes se consideran franjas de un metro de ancho, para las cuales serán calculados los momentos negativos y momentos positivos de acuerdo con el caso que corresponda a cada losa. Los momentos en las franjas se calcularán con la siguiente ecuación:

- Momento negativo borde continuo

$$M_a^- = C_a^- * CU_{losa} * l_a^2$$

$$M_b^- = C_b^- * CU_{losa} * l_b^2$$

Donde:

M_a^-	Momento actuante negativo lado corto
M_b^-	Momento actuante negativo lado largo
C_a^-	Coefficientes para momento negativo para lado corto
C_b^-	Coefficientes para momento negativo para lado largo
CU_{losa}	Carga ultima de la losa analizada
l_a	Longitud de lado corto de la losa analizada
l_b	Longitud de lado largo de la losa analizada

Los coeficientes para momento negativo en losas se tomarán de la tabla 12.3 del libro (NILSON, Arthur H. Losas apoyadas en los bordes, análisis mediante el método de coeficientes. *Diseño de estructuras de concreto*).

- Determinación de momento negativo para losa uno (primer nivel)

Para determinar los coeficientes para momentos negativos en las losas se debe calcular una relación entre lado largo y lado corto.

$$m = \frac{l_a}{l_b}$$

Analizando losa 1:

$$m = \frac{3,00}{4,80}$$

$$m = 0,63$$

Como se puede observar en la figura 45 la losa 1 presenta dos bordes continuos, uno en el lado largo y otro en el lado corto por lo tanto corresponde al caso 4, por lo tanto, ya establecido el caso y obtenida la relación lado corto y lado largo se seleccionarán los valores de coeficiente de momentos negativos para la losa 1, lo cual se tiene un valor $C_a^- = 0,089$ y un $C_b^- = 0,011$.

✓ Lado corto

$$M_a^- = C_a^- * CU_{losa} * L_a^2$$

$$M_a^- = 0,089 * 1\,325,60 \frac{kg}{m^2} * (3m)^2$$

$$M_a^- = 1\,061,81 \text{ kg} * m$$

✓ Lado largo

$$M_b^- = C_b^- * CU_{losa} * L_b^2$$

$$M_b^- = 0,011 * 1\,325,60 \frac{kg}{m^2} * (4,80m)^2$$

$$M_b^- = 335,96 \text{ kg} * m$$

Se procederá a determinar los momentos negativos en sentido largo y corto para cada una de las losas las cuales se presentarán en la siguiente tabla:

Tabla XCVII. **Momentos negativos en losa del primer nivel**

Losa de primer nivel			Lado corto			Lado largo		
Losa	Caso	$\frac{l_a}{l_b}$	C_a^-	L_a (m)	M_a^- (kg * m)	C_b^-	L_b (m)	M_b^- (kg * m)
1	4	0,63	0,089	3,00	1 062	0,011	4,80	336
2	8	0,60	0,080	3,00	666	0,018	5,00	417
3	4	0,60	0,089	3,00	741	0,011	5,00	255
4	6	0,75	0,088	3,00	733	0,00	4,00	0
5	9	0,32	0,088	1,55	280	0,003	4,80	92
6	2	0,31	0,086	1,55	208	0,006	5,00	151
7	2	0,31	0,086	1,55	208	0,006	5,00	151
8	8	0,39	0,089	1,55	215	0,01	4,00	161
9	9	0,39	0,088	1,55	196	0,003	4,00	44
10	4	0,63	0,089	3,00	1 062	0,011	4,80	336
11	8	0,60	0,08	3,00	666	0,018	5,00	417
12	8	0,60	0,08	3,00	666	0,018	5,00	417
13	8	0,75	0,061	3,00	552	0,036	4,00	579
14	4	0,75	0,076	3,00	633	0,024	4,00	355

Fuente: elaboración propia

○ Momento positivo

$$M_a^+ = C_{aCM}^+ * CM_{losa} * L_a^2 + C_{aCV} * CV_{losa} * L_a^2$$

$$M_b^+ = C_{bCM}^+ * CM_{losa} * L_b^2 + C_{bCV} * CV_{losa} * L_b^2$$

Donde:

M_a^+ Momento actuante positivo lado corto

M_b^+ Momento actuante positivo lado largo

C_{aCM} Coeficiente para momento positivo debido a carga muerta lado corto

C_{bCM} Coeficiente para momento positivo debido a carga muerta lado largo

CM_{losa} Carga muerta de losa analizada

L_a	Longitud de lado corto de losa analizada
L_b	Longitud de lado largo de losa analizada
C_{acv}	Coefficiente para momento positivo debido a carga viva lado corto
C_{bcv}	Coefficiente para momento positivo debido a carga viva lado largo
CV_{losa}	Carga viva de losa analizada

Los coeficientes para momento positivo debido a cargas muertas y para cargas vivas en losas se tomarán de la tabla 12.4 y 12.5 del libro NILSON, Arthur H. Losas apoyadas en los bordes, análisis mediante el método de coeficientes. En: *Diseño de estructuras de concreto*.

- Determinación de momento positivo para losa uno (primer nivel)

Para determinar los coeficientes para momentos positivos en losas se debe calcular una relación entre lado largo y lado corto.

$$m = \frac{l_a}{l_b}$$

Analizando losa 1:

$$m = \frac{3,00}{4,80}$$

$$m = 0,63$$

Como se mencionó anteriormente la losa 1 corresponde al caso 4 y obtenida la relación entre lado corto y lado largo de 0,63, se seleccionarán los valores de coeficientes de momentos positivos de carga muerta y coeficientes positivos de carga viva para la losa 1 de la tabla 12.4 y 12.5 los cuales son los siguientes:

$$C_{acM} \quad 0,053$$

$$C_{acv} \quad 0,067$$

$$C_{bcm} \quad 0,007$$

$$C_{bcv} \quad 0,009$$

✓ Lado corto

$$M_a^+ = C_{acm}^+ * CM_{losa} * L_a^2 + C_{acv} * CV_{losa} * L_a^2$$

$$M_a^+ = 0,053 * 438 \frac{kg}{m^2} * (3,00m)^2 + 0,067 * 500 \frac{kg}{m^2} * (3,00m)^2$$

$$M_a^+ = 510,42 \text{ kg} * m$$

✓ Lado largo

$$M_b^+ = C_{bcm}^+ * CM_{losa} * L_b^2 + C_{bcv} * CV_{losa} * L_b^2$$

$$M_b^+ = 0,007 * 438 \frac{kg}{m^2} * (4,80)^2 + 0,009 * 500 \frac{kg}{m^2} * (4,80)^2$$

$$M_b^+ = 174,32 \text{ kg} * m$$

Se procederá a determinar los momentos positivos en sentido largo y corto para cada una de las losas las cuales se presentarán en la siguiente tabla:

Tabla XCVIII. **Momentos positivos en losas del primer nivel, lado corto**

Losas de primer nivel			Carga Muerta			Carga viva		
Losas	Caso	$\frac{l_a}{l_b}$	C_{acm}^+	L_a (m)	M_{acm}^+ (kg * m)	C_{acv}^+	L_a (m)	M_{acv}^+ (kg * m)
1	4	0,63	0,053	3,00	209	0,067	3,00	302
2	8	0,60	0,048	3,00	189	0,065	5,00	146
3	4	0,60	0,053	3,00	209	0,067	3,00	151
4	6	0,75	0,048	3,00	189	0,055	3,00	124
5	9	0,32	0,038	1,55	40	0,067	1,55	80
6	2	0,31	0,037	1,55	39	0,066	1,55	48
7	2	0,31	0,037	1,55	39	0,066	1,55	48
8	8	0,39	0,056	1,55	59	0,076	1,55	55
9	9	0,39	0,038	1,55	40	0,067	1,55	40
10	4	0,63	0,053	3,00	209	0,067	3,00	302
11	8	0,60	0,048	3,00	189	0,065	3,00	146
12	8	0,60	0,048	3,00	189	0,065	5,00	146
13	8	0,75	0,036	3,00	142	0,049	3,00	132
14	4	0,75	0,043	3,00	170	0,052	3,00	117

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCIX. Momentos positivos en losas del primer nivel, lado largo

Losa de primer nivel			Carga muerta			Carga viva		
Losa	Caso	$\frac{l_a}{l_b}$	C_{bcm}^+	L_b (m)	M_{bcm}^+ (kg * m)	C_{bcv}^+	L_b (m)	M_{bcv}^+ (kg * m)
1	4	0,63	0,007	4,80	71	0,009	4,80	104
2	8	0,60	0,007	5,00	77	0,009	5,00	56
3	4	0,60	0,007	5,00	77	0,009	5,00	56
4	6	0,75	0,012	4,00	84	0,016	4,00	64
5	9	0,32	0,002	4,80	20	0,004	4,80	46
6	2	0,31	0,002	5,00	22	0,004	5,00	30
7	2	0,31	0,002	5,00	22	0,004	5,00	30
8	8	0,39	0,056	1,55	59	0,076	1,55	55
9	9	0,39	0,038	1,55	40	0,067	1,55	40
10	4	0,63	0,007	4,80	71	0,009	4,80	104
11	8	0,60	0,007	5,00	77	0,009	5,00	56
12	8	0,60	0,007	5,00	77	0,009	5,00	56
13	8	0,75	0,013	4,00	91	0,016	4,00	77
14	4	0,75	0,013	4,00	91	0,016	4,00	64

Fuente: elaboración propia.

Tabla C. **Momentos positivos totales en losas del primer nivel**

Losa de primer nivel		Lado corto			Lado largo		
Losa	Caso	$M_{a_{CM}}^+$ (kg * m)	$M_{a_{CV}}^+$ (kg * m)	M_a^+ (kg * m)	$M_{b_{CM}}^+$ (kg * m)	$M_{b_{CV}}^+$ (kg * m)	M_b^+ (kg * m)
1	4	209	302	510	71	104	174
2	8	189	146	335	77	56	133
3	4	209	151	360	77	56	133
4	6	189	124	313	84	64	148
5	9	40	80	120	20	46	66
6	2	39	48	87	22	30	52
7	2	39	48	87	22	30	52
8	8	59	55	114	28	24	52
9	9	40	40	80	14	16	30
10	4	209	302	510	71	104	174
11	8	189	146	335	77	56	133
12	8	189	146	335	77	56	133
13	8	142	132	274	91	77	168
14	4	170	117	287	91	64	155

Fuente: elaboración propia.

- Momento negativo de borde discontinuo

$$M_a^- = \frac{1}{3}M_a^+$$

$$M_b^- = \frac{1}{3}M_b^+$$

M_a^- Momento actuante negativo lado corto

M_b^- Momento actuante negativo lado largo

M_a^+ Momento actuante positivo lado corto

M_b^+ Momento actuante positivo lado largo

- Determinación de negativo en borde discontinuo para losa uno (primer nivel)

Como se observa en la figura 45 la losa 1 solamente presenta un borde discontinuo en lado corto obteniendo un momento negativo de:

✓ Lado corto

$$M_a^- = \frac{1}{3} M_a^+$$
$$M_a^- = \frac{1}{3} * (510 \text{ kg} * m)$$
$$M_a^- = 170 \text{ kg} * m$$

Se procederá a determinar los momentos negativos para bordes discontinuos en sentido largo y corto para cada una de las losas las cuales se presentarán en la siguiente tabla:

Tabla Cl. **Momento negativo para bordes discontinuos en losas de primer nivel**

Momento negativo para bordes discontinuos en losas		
Losa	Lado corto	Lado largo
	M_a^- (kg * m)	M_b^- (kg * m)
1	170	58
2	112	--
4	104	49
5	--	22
8	38	--
9	--	10
10	170	58
11	112	--
12	112	--
13	91	--
14	96	52

Fuente: elaboración propia.

- **Balance de momentos**

El balance de momentos se realiza para cumplir con las condiciones de equilibrio, cuando existen losas continuas y se tienen momentos negativos diferentes entre sí, por lo tanto, los momentos actuantes deben balancearse antes de diseñar el refuerzo de una losa. De acuerdo con que tan grande sea la diferencia entre los dos momentos a balancear se utiliza el método de promedio o el método de rigideces.

Para seleccionar el método de balance de momentos se utilizarán las siguientes condiciones:

$$SI \rightarrow 0,80 * (M_2) \leq M_1 ; \quad \text{método de promedio}$$

$$SI \rightarrow 0,80 * (M_2) > M_1 ; \quad \text{método de rigideces}$$

Donde:

M_1 Momento menor en kg*m

M_2 Momento mayor en kg*m

- Por método de promedio:

$$M_{balanceado} = \left(\frac{M_2 + M_1}{2} \right)$$

Donde:

$M_{balanceado}$ Momento balanceado en kg*m

M_1 Momento menor en kg*m

M_2 Momento mayor en kg*m

- Balanceo de momentos por el método de promedio para losa 7 y 8 del primer nivel en sentido X.

$$M_1 = 151 \text{ kg} * m$$

$$M_2 = 161 \text{ kg} * m$$

$$L_1 = 5,00 \text{ m}$$

$$L_2 = 4,00 \text{ m}$$

$$0,8 * (161) = 129 \text{ kg} * m < 151 \text{ kg} * m \rightarrow \text{promedio}$$

$$M_{bal} = \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$M_{bal} = \frac{151 \text{ kg} * m + 161 \text{ kg} * m}{2}$$

$$M_{bal} = 156 \text{ kg} * m$$

- Por método de rigideces

$$M_{bal\ 1} = M_1 + [(M_2 - M_1) * D_1]$$

$$M_{bal\ 2} = M_2 - [(M_2 - M_1) * D_2]$$

$$K_1 = \frac{1}{L_1} ; K_2 = \frac{1}{L_2} \quad K = \text{rigidece de losas}$$

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} ; D_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} \quad D = \text{factores de distribución}$$

Donde:

- M_1 Momento menor en kg*m
- M_2 Momento mayor en kg*m
- $M_{bal\ 1}$ Momento balanceado 1 en kg*m
- $M_{bal\ 2}$ Momento balanceado 2 en kg*m
- L_1 Longitud donde se presenta el momento menor en metros
- L_2 Longitud donde se presenta el momento mayor en metros

- Balanceo de momentos por el método de rigideces para losa 2 y 3 del primer nivel en sentido X

$$M_1 = 255 \text{ kg} * m$$

$$M_2 = 417 \text{ kg} * m$$

$$L_1 = 5,00 \text{ m}$$

$$L_2 = 5,00 \text{ m}$$

$$0,8 * (417\text{kg} * m) = 333,60 \text{ kg} * m > 255\text{kg} * m \rightarrow \text{Rigideces}$$

$$K_1 = \frac{1}{5,00} = 0,20 ; K_2 = \frac{1}{5,00} = 0,20$$

$$D_1 = \frac{0,20}{0,20 + 0,20} = 0,50 ; D_2 = \frac{0,20}{0,20 + 0,20} = 0,5$$

$$M_{bal1} = 255\text{kg} * m + [(417\text{kg} * m - 255\text{kg} * m) * 0,50]$$

$$M_{bal1} = 336 \text{ kg} * m$$

$$M_{bal2} = 417\text{kg} * m - [(417\text{kg} * m - 255\text{kg} * m) * 0,50]$$

$$M_{bal2} = 336 \text{ kg} * m$$

A continuación, se muestran los resultados del proceso de balanceo de momentos para losas de primer nivel.

Tabla CII. **Balance de momentos en losas de primer nivel sentido X**

<i>balanceo de momentos en losas</i>						<i>Balance por rigidez</i>				M_{bat} (kg * m)
<i>Losas</i>	M_1	M_2	L_1	L_2	<i>condición</i>	K_1	K_2	D_1	D_2	
Losa 1-2	336	417	4,80	5,00	promedio	--	--	--	--	377
Losa 2-3	255	417	5,00	5,00	Balance rigideces	0,20	0,20	0,50	0,50	336
Losa 5-6	92	151	4,80	5,00	Balance rigideces	0,21	0,20	0,51	0,49	122
Losa 7-8	151	161	5,00	4,00	promedio	--	--	--	--	156
Losa 8-9	44	161	4,00	4,00	Balance rigideces	0,25	0,25	0,50	0,50	103
Losa 10-11	336	417	4,80	5,00	promedio	--	--	--	--	377
Losa 12-13	417	579	5,00	4,00	Balance rigideces	0,20	0,25	0,44	0,56	489
Losa 13-14	355	579	4,00	4,00	Balance rigideces	0,25	0,25	0,50	0,50	467

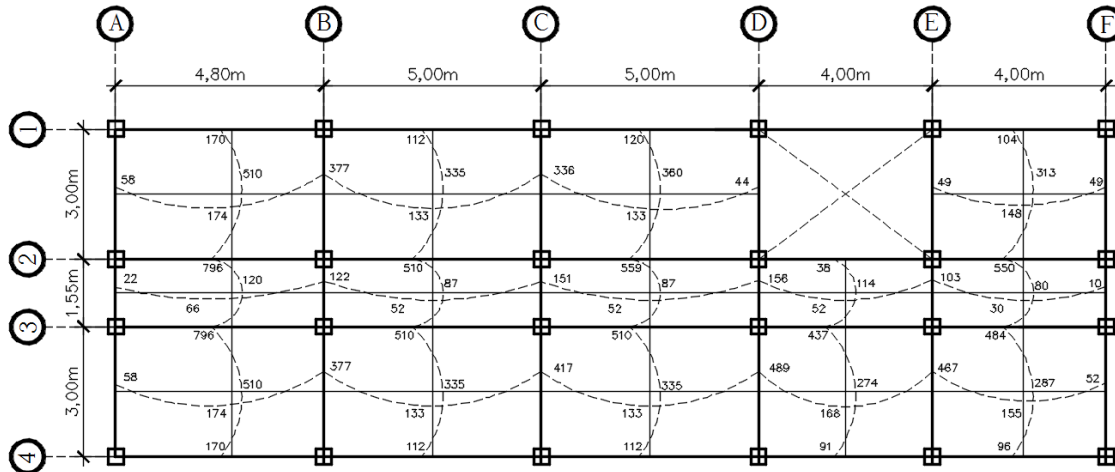
Fuente: elaboración propia.

Tabla CIII. **Balance de momentos en losas de primer nivel sentido Y**

<i>balanceo de momentos en losas</i>						<i>balanceo por rigidez</i>				
<i>Losas</i>	M_1	M_2	L_1	L_2	<i>condición</i>	K_1	K_2	D_1	D_2	M_{bal} (<i>kg * m</i>)
Losa 5-1	280	1 062	1,55	3,00	Balance rigideces	0,65	0,33	0,66	0,34	796
Losa 5-10	280	1 062	1,55	3,00	Balance rigideces	0,65	0,33	0,66	0,34	796
Losa 6-2	208	666	1,55	3,00	Balance rigideces	0,65	0,33	0,66	0,34	510
Losa 6-11	208	666	1,55	3,00	Balance rigideces	0,65	0,33	0,66	0,34	510
Losa 7-3	208	741	1,55	3,00	Balance rigideces	0,65	0,33	0,66	0,34	559
Losa 7-12	208	666	1,55	3,00	Balance rigideces	0,65	0,33	0,66	0,34	510
Losa 8-13	215	552	1,55	3,00	Balance rigideces	0,65	0,33	0,66	0,34	437
Losa 9-4	196	733	1,55	3,00	Balance rigideces	0,65	0,33	0,66	0,34	550
Losa 9-14	196	633	1,55	3,00	Balance rigideces	0,65	0,33	0,66	0,34	484

Fuente: elaboración propia.

Figura 54. Balance de momentos



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018

- Diseño de armado de losa

Para el diseño de refuerzo de las losas, se considera como el diseño de una viga, con un ancho unitario que forma una franja de $b_w = 100 \text{ cm}$. Para la edificación de la Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE, se utilizarán los siguientes parámetros:

- Peralte efectivo de la losa

Para el cálculo de peralte efectivo de la losa se deberá tomar el recubrimiento mínimo establecido por el código del Instituto Americano del Concreto, para lo cual se tomará la condición no expuesta a la intemperie ni en contacto con el suelo para losa y refuerzos menores a barras No. 36 se tiene un recubrimiento especificado de 20 mm.

$$d = t_{losa} - rec - \frac{\phi_{varilla}}{2}$$

Donde:

- d Peralte efectivo de losa
- t_{losa} Espesor de losa establecido en sección 2.1.6.1.1
- rec Recubrimiento mínimo
- $\emptyset_{varilla}$ Diámetro de la varilla propuesta en cm

- Determinación de peralte efectivo de losa para primer nivel

$$t_{losa} = 12cm$$

$$recubrimiento = 2,5cm$$

$$\emptyset_{varilla\ propuesta} = No. 3$$

$$d = 12cm - 2,5cm - \frac{\left(\frac{3}{8} pulg\right) * \left(\frac{2,54cm}{1pulg}\right)}{2}$$

$$d = 9,02cm$$

- Área de acero mínima

Es necesario determinar el área de acero mínima para evitar falla por tensión. De acuerdo con el código del Instituto Americano del Concreto, la cual indica que debe colocarse un área mínima de refuerzo para flexión $A_{s,min}$ en toda la sección donde el análisis requiera refuerzo a tracción, la cual no debe ser menor que $A_{s\ min\ limite}$.

$$A_{s\ min} = \frac{0,80 * \sqrt{f'_c} * b_w * d}{f_y}$$

Pero no menor a $A_{s \text{ min limite}}$

$$A_{s \text{ min limite}} = \frac{14 * b_w * d}{f_y}$$

Donde:

$A_{s \text{ min}}$	Área de acero mínimo
$A_{s \text{ min limite}}$	Área de acero mínimo limite
f'_c	Resistencia especificada del concreto=210kg/cm ²
f_y	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo=2 810kg/cm ²
b_w	Base unitario de 100cm
d	Peralte efectivo de losa

- Determinación de área de acero mínimo

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,80 * \sqrt{f'_c} * b_w * d}{f_y}$$
$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,80 * \sqrt{\frac{281kg}{cm^2}} * 100cm * 9,02cm}{2 810 \frac{kg}{cm^2}}$$
$$A_{s \text{ min}} = 4,30 \text{ cm}^2$$

- Determinación de área de acero mínimo limite

$$A_{s \text{ min limite}} = \frac{14 * b_w * d}{f_y}$$
$$A_{s \text{ min limite}} = \frac{14 * 100cm * 9,02cm}{2 810kg/cm^2}$$
$$A_{s \text{ min limite}} = 4,49cm^2$$

Por lo tanto, el área de acero mínimo a utilizar es de $A_{s\ min} = 4,49\ cm^2$.

- Espaciamiento para el área de acero mínimo

Para determinar el espaciamiento para el área de acero mínimo se empleará la siguiente ecuación:

$$S_{A_{smin}} = \frac{A_{s\ propuesto} * 100}{A_{s\ min}}$$

Se propone utilizar una varilla de acero No. 3, la cual tiene un área de 0.71cm^2 por lo tanto se tiene:

$$S_{A_{smin}} = \frac{0,71\text{cm}^2 * 100}{4,49\ \text{cm}^2}$$
$$S_{A_{smin}} = 15,81\ \text{cm} \approx 15\ \text{cm}$$

De acuerdo con el ACI 318S-14 el espaciamiento máximo S del refuerzo corrugado debe ser mayor a $3t$ y 450mm el menor entre los dos.

$$S_{max} = 3t_{losa} = 3 * (12\text{cm}) = 36\ \text{cm}$$
$$S_{max} = 45\ \text{cm}$$

El espaciamiento mínimo calculado no excede el espaciamiento máximo por lo tanto el espaciamiento a utilizar será de $15\ \text{cm}$.

- Momento soportado por acero mínimo

Es necesario calcular momento resistente del refuerzo por acero mínimo con el fin de compararlo con cada uno de los momentos actuantes en cada losa, obtenidos del balance de momentos. Si los momentos actuantes son mayores al momento resistente por acero mínimo se deberá calcular el área de acero real necesaria para soportar dicho momento; si el momento actuante es menor al momento resistente por acero mínimo se colocará el área de acero mínimo con el fin de cumplir los parámetros del código del Instituto Americano del Concreto.

Para determinar el momento soportado por acero mínimo se empleará la siguiente ecuación:

$$M_{As\ min} = 0,9 \left[A_{s\ min} * f_y * d - \frac{(A_{s\ min})^2 * (f_y)^2}{1,7 * f'_c * b_w} \right]$$

$$M_{As\ min} = 0,9 \left[4,49cm * 2\ 810kg/cm^2 * 9,02cm - \frac{(4,49cm)^2 * (2\ 810kg/cm)^2}{1,7 * 281kg/cm^2 * 100} \right]$$

$$M_{As\ min} = 99\ 424,88kg * cm \approx 994,25kg * cm$$

Ya obtenido el momento de acero mínimo se procederá a comparar con los momentos actuantes.

Tabla CIV. Área de acero y espaciamiento en sentido X para losas de primer nivel

M_{As} resistente <i>kg * cm</i>	M_{As} actuantes <i>kg * cm</i>	comprobación	A_s requerido <i>cm²</i>	S requerido <i>cm</i>
Momentos negativos en sentido X				
994.25	58	Todos los momentos actuantes son menores al momento resistente se colocará A_s min,	4,49	15
994.25	377		4,49	15
994.25	336		4,49	15
994.25	44		4,49	15
994.25	49		4,49	15
994.25	22		4,49	15
994.25	122		4,49	15
994.25	151		4,49	15
994.25	156		4,49	15
994.25	103		4,49	15
994.25	10		4,49	15
994.25	58		4,49	15
994.25	377		4,49	15
994.25	417		4,49	15
994.25	489		4,49	15
994.25	467		4,49	15
994.25	52	4,49	15	
Momentos positivos en sentido X				
994.25	174	Todos los momentos actuantes son menores al momento resistente se colocará A_s min.	4,49	15
994.25	133		4,49	15
994.25	148		4,49	15
994.25	66		4,49	15
994.25	52		4,49	15
994.25	30		4,49	15
994.25	168		4,49	15
994.25	155		4,49	15

Fuente: elaboración propia.

Tabla CV. Área de acero y espaciamiento en sentido Y para losas de primer nivel

$M_{As\ resistente}$ <i>kg * cm</i>	$M_{As\ actuantes}$ <i>kg * cm</i>	<i>comprobación</i>	$A_s\ requerido$ <i>cm²</i>	$S_{requerido}$ <i>cm</i>
Momentos negativos en sentido Y				
994.25	170	Todos los momentos actuantes son menores al momento resistente se colocará As min.	4,49	15
994.25	796		4,49	15
994.25	112		4,49	15
994.25	510		4,49	15
994.25	120		4,49	15
994.25	559		4,49	15
994.25	38		4,49	15
994.25	437		4,49	15
994.25	91		4,49	15
994.25	104		4,49	15
994.25	550		4,49	15
994.25	484		4,49	15
994.25	96		4,49	15
Momentos positivos en sentido Y				
994.25	510	Todos los momentos actuantes son menores al momento resistente se colocará As min,	4,49	15
994.25	120		4,49	15
994.25	335		4,49	15
994.25	87		4,49	15
994.25	360		4,49	15
994.25	114		4,49	15
994.25	274		4,49	15
994.25	313		4,49	15
994.25	80		4,49	15
994.25	287		4,49	15

Fuente: elaboración propia.

Ya obtenido los resultados de acero requerido para cada losa del primer nivel y determinado la configuración de refuerzo de acero se procederá a chequear que la resistencia de cortante actuante de cada losa cumpla con la resistencia del cortante resistente.

- Chequeo por corte

Es necesario realizar un chequeo de cortante el cual tiene como objetivo determinar si el espesor de losa es el adecuado para soportar los cortantes actuantes, las cuales son soportadas únicamente por el concreto.

Según el Instituto Americano del Concreto, el requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como:

Resistencia de diseño \geq Resistencia Requerida

$$V_{resistente} \geq V_{actuante}$$

- Cortante resistente

Para determinar el valor cortante resistente el código del Instituto Americano del Concreto, en el inciso 22.5.5.1 establece emplear la siguiente ecuación:

$$V_{resistente} = \Phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Donde:

$V_{resistente}$	Valor cortante resistente
Φ	Factor de reducción de resistencia para corte establecido en la tabla 21.2.1 del ACI318S-14
f'_c	Resistencia especificada del concreto=210 kg/cm ²

- b_w base unitaria de 100 cm
- d Peralte efectivo de losa

Según la tabla 21.2.1 del ACI318S-14 “Factores de reducción de resistencia para elementos de concreto estructural” se tiene un factor de 0,75 para cortante.

$$V_{resistente} = 0,75 * 0,53 * \sqrt{\frac{281 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} * 100 \text{ cm} * 9 \text{ cm}$$

$$V_{resistente} = 5\,996,98 \text{ kg}$$

- Cortante actuante

Para determinar el cortante actuante se empleará la siguiente ecuación:

$$V_{actuante} = \frac{C_U * L_{losa} * b_w}{2}$$

Donde:

- $V_{actuante}$ Valor cortante actuante en kg
- C_U Carga ultima de losa en kg/cm²
- L_{losa} Longitud de losa analizada en m
- b_w Ancho unitario de 1 m

- ✓ Determinación de valor cortante actuante para losa uno del primer nivel

$$V_{actuante} = \frac{1\,325,60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 4,80\text{m} * 1\text{m}}{2}$$

$$V_{actuante} = 3\,181,44 \text{ kg}$$

Tabla CVI. **Cortante actuante losas del primer nivel**

<i>Losa</i>	<i>Carga ultima</i> <i>(kg/m²)</i> <i>(CU_{losa})</i>	<i>L_{losa}</i> <i>m</i>	<i>V_{actuante}</i> <i>kg</i>
Primer nivel			
1	1 325,60	4,80	3 181,44
2	925,60	5,00	2 314,00
3	925,60	5,00	2 314,00
4	925,60	4,00	1 851,20
5	1 325,60	4,80	3 181,44
6	1 005,60	5,00	2 514,00
7	1 005,60	5,00	2 514,00
8	1 005,60	4,00	2 011,20
9	925,60	4,00	1 851,20
10	1 325,60	4,80	3 181,44
11	925,60	5,00	2 314,00
12	925,60	5,00	2 314,00
13	1 005,60	4,00	2 011,20
14	925,60	4,00	1 851,20

Fuente: elaboración propia.

Se procede a chequear si el cortante resistente es mayor que el cortante actuante:

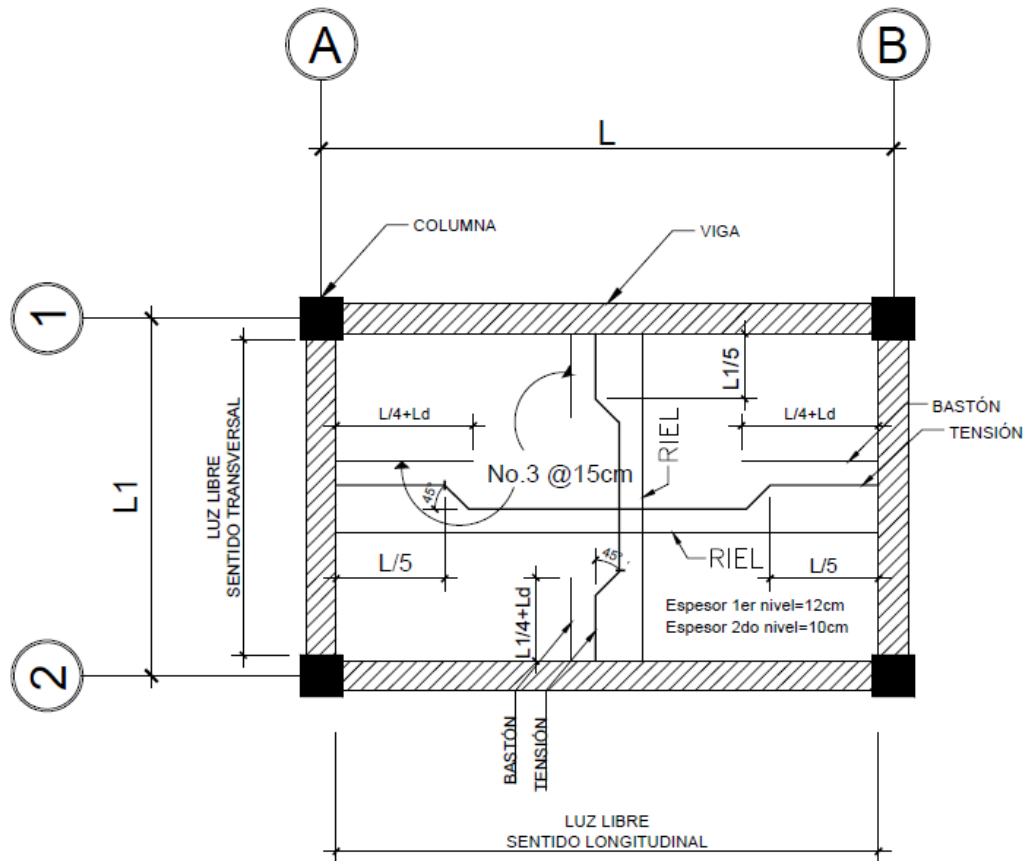
Tabla CVII. **Chequeo de cortante**

Losa	$V_{resistente}$ <i>kg</i>	$V_{actuante}$ <i>kg</i>	Comprobación
1	5 996,98	3 181,44	Si cumple
2	5 996,98	2 314,00	Si cumple
3	5 996,98	2 314,00	Si cumple
4	5 996,98	1 851,20	Si cumple
5	5 996,98	3 181,44	Si cumple
6	5 996,98	2 514,00	Si cumple
7	5 996,98	2 514,00	Si cumple
8	5 996,98	2 011,20	Si cumple
9	5 996,98	1 851,20	Si cumple
10	5 996,98	3 181,44	Si cumple
11	5 996,98	2 314,00	Si cumple
12	5 996,98	2 314,00	Si cumple
13	5 996,98	2 011,20	Si cumple
14	5 996,98	1 851,20	Si cumple

Fuente: elaboración propia.

Todos los momentos de la losa del primer nivel ($t_{losa} = 12\text{ cm}$), requieren un acero menor que el área de acero mínimo, por conclusión, sabiendo que las cargas vivas (azotea = 100 kg / m^2) y cargas muertas en losas del segundo nivel ($t_{losa} = 10\text{ cm}$), son menores, se establece que se tendrá el mismo armado en las losas del primer y segundo nivel, siendo esta varilla No. 3 @ 15 cm.

Figura 55. **Detalle de armado típico de losa**



Fuente: elaboración propia.

2.1.6.10.2. Diseño de vigas

Las vigas son elementos rectos horizontales que se usan principalmente para soportar cargas verticales y se diseñan en principio para resistir momentos de flexión y corte. Por lo general las vigas se diseñan de concreto lo cual debido a que la resistencia a tensión es pequeña se colocan varillas de acero de refuerzo en el lado sometido a tensión.

En una viga de concreto reforzado, el acero de refuerzo resiste la tensión causada por los momentos flectores, mientras que el concreto usualmente es capaz de resistir solo la compresión correspondiente. Esta acción conjunta de los dos materiales garantiza la resistencia al flexo-compresión a la cual está sometida la viga. Esto a la luz, de la revisión de textos con las observaciones para el análisis y diseño de vigas.

- Diseño de vigas por flexión

Para el diseño de viga por flexión se utilizarán los momentos actuantes últimos y cortantes últimos que afectan a la viga los cuales son tomados de la sección 2.1.6.7 y 2.1.6.8. Los datos necesarios para utilizar para determinar se tomarán del predimensionamiento de vigas realizado en el inciso 2.1.6.1.2 los cuales son los siguientes:

$$b_{viga} = 25 \text{ cm}$$

$$h_{viga} = 35 \text{ cm}$$

- Peralte efectivo de la viga

Para el cálculo de peralte efectivo de la viga se deberá tomar el recubrimiento mínimo establecido por el ACI318S-14, en la tabla 20.6.1.3.1 “Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio no preesforzados”, para lo cual se tomará la condición no expuesta a la intemperie ni en contacto con el suelo para vigas con armadura principal se tiene un recubrimiento especificado de 25 mm.

$$d_v = h_{viga} - rec - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{var.long.mayor}}{2}$$

Donde:

d_v	Peralte efectivo de viga
h_{viga}	Altura de viga en m
rec	Recubrimiento mínimo
$\emptyset_{estribo}$	Diámetro del estribo en cm
$\emptyset_{var.long.mayor}$	Diámetro de la varilla propuesta longitudinal mayor en cm

Para el armado de viga se utilizará varilla No.3 para estribos de confinamiento de acuerdo con lo indicado en el ACI 318S-14 en el inciso 9.7.6.4.2.a “Varilla No.3 para varillas longitudinales No.10 o menores” y se propone utilizar varilla No. 5 para el acero longitudinal.

- Determinación de peralte efectivo de viga

$$d_v = 35cm - 2,5cm - 0,95cm - \frac{1,59}{2}$$

$$d_v = 30,76 \text{ cm}$$

- Área de acero mínima

Es necesario determinar el área de acero mínimo que se va a utilizar en el diseño de vigas, para lo cual se emplearan las siguientes ecuaciones establecidas en el código ACI318S-14 en la sección 9.6:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,80 * \sqrt{f'_c} * b_{viga} * d_v}{f_y}$$

Pero no menor a $A_{s \text{ min limite}}$

$$A_{s \text{ min limite}} = \frac{14 * b_{viga} * d_v}{f_y}$$

Donde:

- $A_{s \text{ min}}$ Área de acero mínimo
- $A_{s \text{ min limite}}$ Área de acero mínimo limite
- f'_c Resistencia especificada del concreto=210kg/cm²
- f_y Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo=4 200kg/cm²
- b_{viga} Base de viga
- d_v Peralte efectivo de viga

- Determinación de área de acero mínimo

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,80 * \sqrt{f'_c} * b_{viga} * d_v}{f_y}$$
$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,80 * \sqrt{\frac{281 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} * 25 \text{ cm} * 30,76 \text{ cm}}{4 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$
$$A_{s \text{ min}} = 2,46 \text{ cm}^2$$

- Determinación de área de acero mínimo limite

$$A_{s \text{ min limite}} = \frac{14 * b_{viga} * d_v}{f_y}$$
$$A_{s \text{ min limite}} = \frac{14 * 25 \text{ cm} * 30,76 \text{ cm}}{4 200 \text{ kg/cm}^2}$$
$$A_{s \text{ min limite}} = 2,56 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el área de acero mínimo a utilizar es de $A_{s\ min} = 2,56\ cm^2$.

- Área de acero máxima

Para determinar el área de acero máximo se calculará según el código ACI 318-14, inciso 18.6.3.1 el cual especifica que la cuantía máxima de acero en una viga es igual a 0,025

$$\begin{aligned}A_{s\ máx} &= \rho_{máx} * b_{viga} * d_v \\A_{s\ máx} &= 0,025 * 25\ cm * 30,76\ cm \\A_{s\ máx} &= 19,225\ cm^2\end{aligned}$$

El área de acero máximo a utilizar es de $A_{s\ máx} = 19,225\ cm^2$

Por lo tanto, los límites de acero establecidos para el diseño de viga son los siguientes:

$$\begin{aligned}A_{s\ min} &\leq A_s \leq A_{s\ máx} \\2,56\ cm^2 &\leq A_s \leq 19,23\end{aligned}$$

- Refuerzo longitudinal requerido

Se procederá a determinar el refuerzo longitudinal para los momentos actuantes en cada una de las vigas del primer y segundo nivel del marco 3 y C, para lo cual se empleará la siguiente ecuación:

$$A_{s\ req} = \frac{0,85 * f'_c}{f_y} * \left[(b_{viga} * d_v) - \sqrt{(b_{viga} * d_v)^2 - \frac{MU_{viga} * b_{viga}}{0,003825 * f'_c}} \right]$$

- Determinación de área de acero para viga A-B marco 3

- ✓ Área de acero para momento extremo izquierdo

$$A_{s_{izq}}^{(-)} = \frac{0,85 * 281}{4 * 200} \left[(25 * 30,76) - \sqrt{(25 * 30,76)^2 - \frac{3,463(1\ 000)(25)}{0,003825 * (281)}} \right]$$

$$A_{s_{izq}}^{(-)} = 3,09 \text{ cm}^2$$

- ✓ Área de acero para momento al centro de la viga

$$A_{s_{centro}}^{(+)} = \frac{0,85 * 281}{4 * 200} \left[(25 * 30,76) - \sqrt{(25 * 30,76)^2 - \frac{1,307(1\ 000)(25)}{0,003825 * (281)}} \right]$$

$$A_{s_{centro}}^{(+)} = 1,14 \text{ cm}^2$$

- ✓ Área de acero para momento extremo derecho

$$A_{s_{der}}^{(-)} = \frac{0,85 * 281}{4 * 200} \left[(25 * 30,76) - \sqrt{(25 * 30,76)^2 - \frac{3,925(1\ 000)(25)}{0,003825 * (281)}} \right]$$

$$A_{s_{der}}^{(-)} = 3,52 \text{ cm}^2$$

Obtenidos el área de acero para cada momento de la viga A-B se procederá a determinar el área de acero para cada una de las vigas las cuales son tabulados en la siguiente tabla:

Tabla CVIII. Área de acero para momentos actuantes en vigas del marco tres

<i>Viga</i>	$A_{s\ min}$ cm^2	$A_{s\ máx}$ cm^2	$A_{s_{izq}}^{(-)}$ cm^2	$A_{s_{centro}}^{(+)}$ cm^2	$A_{s_{der}}^{(-)}$ cm^2
Segundo nivel					
<i>A – B</i>	2,56	19,23	3,09	1,14	3,52
<i>B – C</i>	2,56	19,23	3,31	1,13	3,34
<i>C – D</i>	2,56	19,23	3,38	1,17	3,20
<i>D – E</i>	2,56	19,23	2,85	0,68	2,65
<i>E – F</i>	2,56	19,23	2,93	0,80	2,29
Primer nivel					
<i>G – H</i>	2,56	19,23	6,33	2,72	7,31
<i>H – I</i>	2,56	19,23	6,98	2,72	7,04
<i>I – J</i>	2,56	19,23	7,13	2,80	6,75
<i>J – K</i>	2,56	19,23	5,85	1,62	5,44
<i>K – L</i>	2,56	19,23	5,97	1,92	5,44

Fuente: elaboración propia.

Tabla CIX. **Área de acero para momentos actuantes en vigas del marco C**

<i>Viga</i>	$A_{s\ min}$ cm^2	$A_{s\ máx}$ cm^2	$A_{s_{izq}}^{(-)}$ cm^2	$A_{s_{centro}}^{(+)}$ cm^2	$A_{s_{der}}^{(-)}$ cm^2
Segundo nivel					
1 – 2	2,56	11.54	1,98	0,46	1,83
2 – 3	2,56	11.54	2,06	0,05	2,06
3 – 4	2,56	11.54	1,83	0,69	1,98
Primer nivel					
5 – 6	2,56	11.54	4,02	0,82	3.66
6 – 7	2,56	11.54	4,32	0,04	4,32
7 – 8	2,56	11.54	3,66	0,82	4,02

Fuente: elaboración propia.

- Distribución de acero longitudinal para vigas

Para la distribución de acero longitudinal se toman en consideración los requerimientos sísmicos de acuerdo con el código ACI318S-14 en el inciso 18.6.3.1, el cual establece parámetros para la cama superior como para la cama inferior los cuales son los siguientes:

- Acero en cama superior al centro de la viga

Para la distribución de acero en la cama superior se debe colocar dos varillas longitudinales corridas como mínimo con el valor mayor de las siguientes condiciones:

$A_s \text{ min}$

25 % del A_s del momento negativo mayor

- ✓ Distribución de acero en cama superior en viga A-B, marco 3

$$A_s \text{ min} = 2,56 \text{ cm}^2$$

$$25 \% * (3,52 \text{ cm}^2) = 0,88 \text{ cm}^2$$

Se tomará como área de acero el resultado mayor de 2,56 cm² para lo cual se propone colocar 2 varillas No.4+1 varilla No.3.

- Acero en cama inferior en los extremos de la viga

Para la distribución de acero en la cama superior se debe colocar dos varillas longitudinales corridas como mínimo con el valor mayor de las siguientes condiciones:

$A_s \text{ min}$

50 % del A_s del momento negativo mayor

50 % del A_s del momento positivo

- ✓ Distribución de acero en cama inferior en viga A-B, marco 3

$$A_s \text{ min} = 2,56 \text{ cm}^2$$

$$50 \% * (3,52 \text{ cm}^2) = 1,76 \text{ cm}^2$$

$$50 \% * (1,14 \text{ cm}^2) = 0,57 \text{ cm}^2$$

Se tomará como área de acero el resultado mayor de 2,56 cm² para lo cual se propone colocar 2 varillas No.4+1 varilla No.3.

Tabla CX. Armado final en Vigas de marco tres

Viga	cama	Sección de la viga	As corrido	Complemento de refuerzo de acero
Segundo nivel				
Viga A-B	Cama superior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+ 1No.3	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	1 bastón No.3
	Cama inferior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
Viga B-C	Cama superior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+ 1No.3	1 bastón No.3
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	1 bastón No.3
	Cama inferior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
Viga C-D	Cama superior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+ 1No.3	1 bastón No.3
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
	Cama inferior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
Viga D-E	Cama superior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+ 1No.3	1 bastón No.3
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
	Cama inferior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
Viga E-F	Cama superior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+ 1No.3	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
	Cama inferior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica

Continuación de la tabla CX.

Primer nivel				
Viga G-H	Cama superior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.5	1 bastón No.5 +1 bastón No.3
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.5	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.5	2 bastón No.5
	Cama inferior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.5	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.5	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.5	No aplica
Viga H-I	Cama superior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.5	2 bastón No.5
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.5	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.5	1 bastón No.5 +1 bastón No.4
	Cama inferior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.5	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.5	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.5	No aplica
Viga I-J	Cama superior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.5	1 bastón No.5 +1 bastón No.4
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.5	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.5	1 bastón No.5 +1 bastón No.4
	Cama inferior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.5	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.5	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.5	No aplica
Viga J-K	Cama superior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.5	1 bastón No.5
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.5	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.5	1 bastón No.5
	Cama inferior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.5	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.5	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.5	No aplica
Viga K-L	Cama superior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.5	1 bastón No.5
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.5	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.5	1 bastón No.5
	Cama inferior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.5	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.5	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.5	No aplica

Fuente: elaboración propia.

Tabla CXI. Armado final en vigas de marco C

Viga		As requerido	As corrido propuesto	As bastón propuesto
Segundo nivel				
Viga A-B	Cama superior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
	Cama inferior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
Viga B-C	Cama superior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
	Cama inferior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
Viga C-D	Cama superior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
	Cama inferior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
Primer nivel				
Viga E-F	Cama superior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	1 bastón No.4
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	1 bastón No.4
	Cama inferior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
Viga F-G	Cama superior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	1 bastón No.4
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	1 bastón No.4
	Cama inferior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
Viga G-H	Cama superior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	1 bastón No.4
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	1 bastón No.4
	Cama inferior	$A_{s_{izq}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{centro}}^{(+)}$	2No.4+1No.3	No aplica
		$A_{s_{der}}^{(-)}$	2No.4+1No.3	No aplica

Fuente: elaboración propia.

- Diseño por corte

El refuerzo transversal o estribos como también se le conoce, está conformado por un conjunto de varillas colocadas verticalmente de diámetro pequeño No. 3 o No.4, que se amarran al acero longitudinal con un gancho cerrado. El objetivo de colocar el acero de refuerzo transversal es mantener en su posición al acero longitudinal y asegurar que la viga sea capaz de resistir los esfuerzos cortantes a los que estará sometido.

Para realizar el diseño por corte se tienen las siguientes condiciones:

$$SI \rightarrow V_c \geq V_a ; \text{ Viga con estribos}$$

$$SI \rightarrow V_c < V_a ; \text{ Viga con estribos + estribos cerrados de confinamiento}$$

- Cortante resistente

Para determinar el valor cortante resistente el ACI318S-14 en el inciso 22.5.5.1 establece emplear la siguiente ecuación:

$$V_c = \lambda * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d_{viga}$$

Donde:

$V_{resistente}$	Valor cortante resistente
λ	Factor de modificación tabla 19.2.4.2
f'_c	Resistencia especificada del concreto=210kg/cm ²
b_w	base unitaria de 25cm
d_{viga}	Peralte efectivo de viga

Según la tabla 19.2.4.2 del ACI318S-14 “Factor de modificación λ ” se tiene un factor de 0,85 para concreto liviano, mezcla fina.

Para el diseño de refuerzo transversal se determinará un nuevo peralte efectivo de viga dado que en el armado longitudinal se tienen paquetes de barras para lo cual en el inciso 9.7.6.4.2.a del ACI318S-14 indica se debe colocar “Varilla No.3 para varilla longitudinales No.10 o menores.

- Determinación de peralte efectivo de viga

$$d_v = 35\text{cm} - 2,5\text{cm} - 0,95\text{cm} - \frac{1,59}{2}$$
$$d_v = 30,76\text{ cm}$$

Por lo tanto, el valor cortante resistente es de:

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{\frac{281\text{ kg}}{\text{cm}^2}} * 25\text{ cm} * 30,76\text{ cm}$$
$$V_c = 5\ 807,30\text{ kg}$$

- Cortante actuante

El cortante actuante será obtenido del análisis estructural en la sección 2.1.6.8

Para el análisis de cortante actuante se tomará el corte último de viga H-I el cual es de 7 369,00 kg, por lo tanto:

$$V_c < V_a ; \quad 5\ 807,30\text{ kg} < 7\ 369,00\text{ kg}$$

El cortante que resiste el concreto es menor que el cortante máximo actuante, se determina que es necesario utilizar estribos cerrados de confinamiento dentro de la zona confinada, para soportar el esfuerzo de corte al que está siendo sometida la viga H-I.

Tabla CXII. **Comparación de cortante para marco tres**

Viga	Cortante resistente (kg)	Cortante actuante (kg)	Diseño por corte
Segundo nivel			
<i>A – B</i>	5 807,30	3 422,00	Uso de estribos
<i>B – C</i>	5 807,30	3 400,00	Uso de estribos
<i>C – D</i>	5 807,30	3 402,00	Uso de estribos
<i>D – E</i>	5 807,30	3 053,00	Uso de estribos
<i>E – F</i>	5 807,30	3 170,00	Uso de estribos
Primer nivel			
<i>G – H</i>	5 807,30	7 074,00	Est. + Est. cerrados de confinamiento
<i>H – I</i>	5 807,30	7 369,00	Est. + Est. cerrados de confinamiento
<i>I – J</i>	5 807,30	7 369,00	Est. + Est. cerrados de confinamiento
<i>J – K</i>	5 807,30	6 281,00	Est. + Est. cerrados de confinamiento
<i>K – L</i>	5 807,30	6 443,00	Est. + Est. cerrados de confinamiento

Fuente: elaboración propia.

Tabla CXIII. **Comparación de cortante marco C**

Viga	Cortante resistente (kg)	Cortante actuante (kg)	Diseño por corte
Segundo nivel			
1 – 2	5 807,30	2 544,00	Uso de estribos
2 – 3	5 807,30	3 360,00	Uso de estribos
3 – 4	5 807,30	2 544,00	Uso de estribos
Primer nivel			
5 – 6	5 807,30	4 810,00	Uso de estribos
6 – 7	5 807,30	6 841,00	Est. + Est. cerrados de confinamiento
7 – 8	5 807,30	4 810,00	Uso de estribos

Fuente: elaboración propia.

- **Estribos en zona no confinada**

La zona no confinada es aquella zona donde el cortante resistente es mayor al cortante actuante último, para lo cual en dicha zona solo es necesario colocar únicamente el refuerzo mínimo de estribos con la finalidad de conservar el acero longitudinal en su lugar y proteger el núcleo de concreto del elemento.

Se coloran estribos con varilla No. 3 a lo largo del refuerzo longitudinal en una zona no confinada.

- ✓ **Espaciamiento en zona no confinada**

De acuerdo el ACI318S-14 en el inciso 18.6.4.6 indica que donde no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse un refuerzo

mínimo de estribos, los cuales deben contar con ganchos sísmicos en ambos extremos espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud de la viga.

$$S_{corte} = \frac{d}{2}$$
$$S_{corte} = \frac{30,75 \text{ cm}}{2}$$
$$S_{corte} = 15,37 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Para los estribos de corte se colocarán varillas No.3 @ 15 cm.

- Estribos cerrados de confinamiento en zona confinada

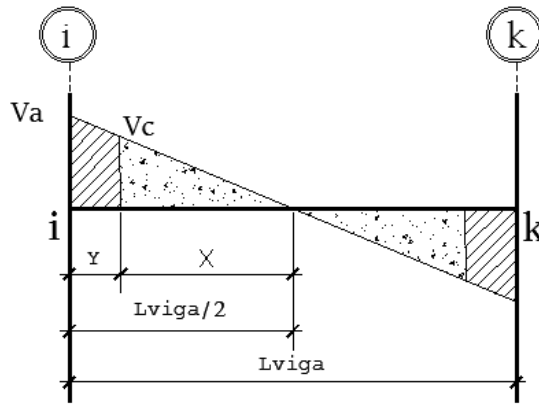
La zona confinada es aquella zona donde el cortante resistente es menor al cortante actuante último, por lo que es necesario colocar un refuerzo transversal adicional denominados estribos cerrados de confinamiento dentro de la longitud de confinamiento.

El aumento de refuerzo transversal tiene como objetivo proporcionar una resistencia adicional al cortante para la viga y evitar pandeo de barras longitudinales cuando actúan grandes fuerzas de compresión inducidas en ocasiones por sismo.

- ✓ Longitud de confinamiento

Para determinar el diseño por corte con estribos cerrados de confinamiento se calculará la longitud de confinamiento donde se colocarán y su espaciamiento respectivo.

Figura 56. Longitud de confinamiento



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Con base a la figura 48 se determina la distancia a la que se debe confinar el refuerzo por corte, siendo esta igual a la variable X , la cual se calcula a través de triángulo semejantes:

$$\frac{V_a}{\frac{L}{2}} = \frac{V_c}{X}$$

$$X = \frac{(V_c * \frac{L}{2})}{V_a} \quad \text{por lo tanto} \quad Y = \frac{L}{2} - X$$

Tomando el valor del cortante actuante de la viga H-I del marco 3, se tiene lo siguiente:

$$X = \frac{(5\,807,30)kg * \frac{5,00m}{2}}{7\,369,00kg} \quad ; \quad X = 1,97m$$

$$Y = \frac{5,00}{2} - 1,97 \quad ; \quad Y = 0,53m$$

La longitud para confinar es de 53 cm para la viga H-I. Se procederá a calcular la longitud de confinamiento para vigas a confinar del marco 3 y marco C.

Tabla CXIV. **Longitud de confinamiento para vigas**

<i>Viga</i>	V_c (kg)	V_a (kg)	L_{viga} (cm)	Longitud de confinamiento (cm)
Primer nivel marco 3				
<i>G – H</i>	5 807,30	7 074,00	480	43,00
<i>H – I</i>	5 807,30	7 369,00	500	53,00
<i>I – J</i>	5 807,30	7 369,00	500	53,00
<i>J – K</i>	5 807,30	6 281,00	400	15,10
<i>K – L</i>	5 807,30	6 443,00	400	19,70
Primer nivel marco C				
6 – 7	5 807,30	6 841,00	155	11,70

Fuente: elaboración propia.

De acuerdo con el ACI318S-14 establece en el inciso 18.6.4 que se debe confinar en ambos extremos de la viga, con el objetivo de darle mayor ductilidad a los nudos a una distancia de:

$$L_o = \text{longitud de confinamiento} = 2 * h$$

$$L_o = 2 * 35 \text{ cm}$$

$$L_o = 70 \text{ cm}$$

La longitud de confinamiento será de $L_o = 70 \text{ cm}$, medida desde la cara de miembros de apoyo hacia al centro de la luz, en ambos extremos de la viga. Por

lo tanto, las vigas que tengan una longitud de confinamiento menor que lo establecido por el ACI318S-14 se confinará a una distancia $L_o = 70 \text{ cm}$.

Tabla CXV. **Longitud de confinamiento para vigas de acuerdo con ACI318S-14**

<i>Viga</i>	Longitud de confinamiento (cm)
Primer nivel marco 3	
<i>G – H</i>	70,00
<i>H – I</i>	70,00
<i>I – J</i>	70,00
<i>J – K</i>	70,00
<i>K – L</i>	70,00
Primer nivel marco C	
6 – 7	70,00

Fuente: elaboración propia.

✓ Espaciamiento en zona confinada

Para el cálculo del espaciamiento requerido dentro del área de la zona de confinamiento, se utilizará la siguiente ecuación:

$$S_{confinamiento} = \frac{(2 * A_s) * f_y * d_{viga}}{V_{actuante}}$$

Tomando el corte actuante último de la viga H-I del marco 3 y utilizando una varilla No. 3 la cual tiene un área de 0,71 cm².

$$S_{confinamiento} = \frac{(2 * 0,71) * 4 200,00 \frac{kg}{cm^2} * 30,75 cm}{7 369,00 kg}$$

$$S_{confinamiento} = 24,89 cm \approx 24 cm$$

Sin embargo, el ACI318S-14 indica en el inciso 18.6.4.4 que el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 2 pulg. De la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (c):

$$d_v/4 \rightarrow 30,75cm/4 = 7,68 cm$$

Seis veces el diámetro de la varilla longitudinal principal más pequeña \rightarrow varilla No 3 $\rightarrow 6(0,95cm) = 5,70 cm$
15 cm

Para el diseño de vigas de la Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE se propone colocar estribos de confinamiento en todas las vigas, por lo que las vigas que tienen un cortante actuante menor al cortante resistente se confinarán a cada 5cm con varilla No.3 con una longitud de 70 cm y las vigas que tienen un actuante mayor al cortante resistente se confinarán a cada 5cm con varilla No.3 y verificar en las tablas anteriores la longitud de confinamiento de cada una de ellas.

- Longitud de desarrollo

Según el código ACI318S-14 inciso 25.4.3.1 la longitud de desarrollo ℓ_{dn} para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar debe ser la mayor de (a) hasta (c):

$$\ell_{dh} = \left(\frac{f_y * \Psi_e * \Psi_c * \Psi_r}{50 * \lambda * \sqrt{f'_c}} \right) * d_b$$

Donde $\Psi_e, \Psi_c, \Psi_r, \lambda = 1.0$ segun tabla 25.4.3.2 y d_b es el diámetro de la varilla analizada.

✓ Para varilla No. 3

$$\ell_{dh} = \left(\frac{4\,200 \text{ kg/cm}^2 * 1 * 1 * 1}{50\sqrt{281} \text{ kg/cm}^2} \right) * 0,95 \text{ cm}$$

$$\ell_{dh} = 4,76 \text{ cm}$$

✓ Para varilla No. 4

$$\ell_{dh} = \left(\frac{4\,200 \text{ kg/cm}^2 * 1 * 1 * 1}{50\sqrt{281} \text{ kg/cm}^2} \right) * 1,27 \text{ cm}$$

$$\ell_{dh} = 6,36 \text{ cm}$$

✓ Para varilla No. 5

$$\ell_{dh} = \left(\frac{4\,200 \text{ kg/cm}^2 * 1 * 1 * 1}{50\sqrt{281} \text{ kg/cm}^2} \right) * 1,59 \text{ cm}$$

$$\ell_{dh} = 7,97 \text{ cm}$$

$\ell_{dh} = 8$ veces el diametro de la varilla mas

✓ Para varilla No. 3

$$\ell_{dh} = 8 * (0,95 \text{ cm}) \rightarrow \ell_{dh} = 7,60 \text{ cm}$$

✓ Para varilla No. 4

$$\ell_{dh} = 8 * (1,27\text{ cm}) \rightarrow \ell_{dh} = 10,16\text{ cm}$$

✓ Para varilla No. 5

$$\ell_{dh} = 8 * (1,59\text{ cm}) \rightarrow \ell_{dh} = 12,72\text{ cm}$$

$$\ell_{dh} = 15\text{ cm}$$

La longitud de desarrollo ℓ_{dh} a tomar es de 15,00cm.

▪ Extensión de varilla

De acuerdo con el ACI318S-14 en el inciso 9.7.3.3 el refuerzo se debe extender más allá del punto en el que ya no es necesario resistir flexión, en una distancia igual o mayor entre:

$$Ext = 12d_b$$

✓ Para varilla No. 3

$$Ext = 12 * (0,95\text{ cm}) \rightarrow 11,40\text{ cm}$$

✓ Para varilla No. 4

$$Ext = 12 * (1,27\text{ cm}) \rightarrow 15,24\text{ cm}$$

✓ Para varilla No. 5

$$Ext = 12 * (1,59\text{ cm}) \rightarrow 19,08\text{ cm}$$

$$Ext = d_{viga}$$

$$d_{viga} = 30,44\text{ cm}$$

Por lo tanto, la extensión en el extremo del gancho de acuerdo con lo establecido en el ACI318S-14 es de 30,44 cm.

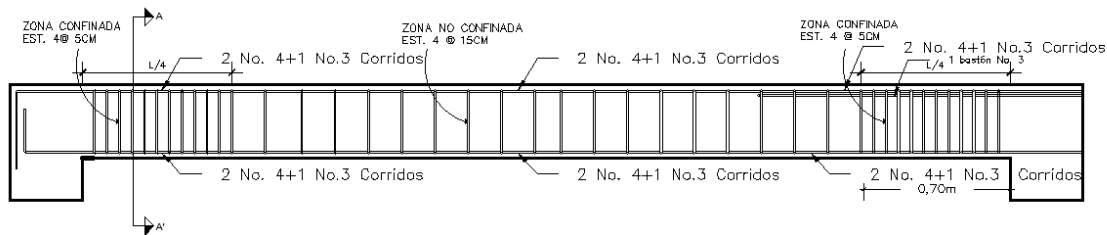
- Diámetro interior mínimo doblado

Los ganchos estándar para el desarrollo de las barras corrugadas deben cumplir de acuerdo con la tabla 25.3.1 establecido en el ACI318S-14 la cual indica que para varillas No.3 a la No.8 el diámetro interior mínimo de doblado es:

$$\phi_{doblado} = 6 * d_b$$

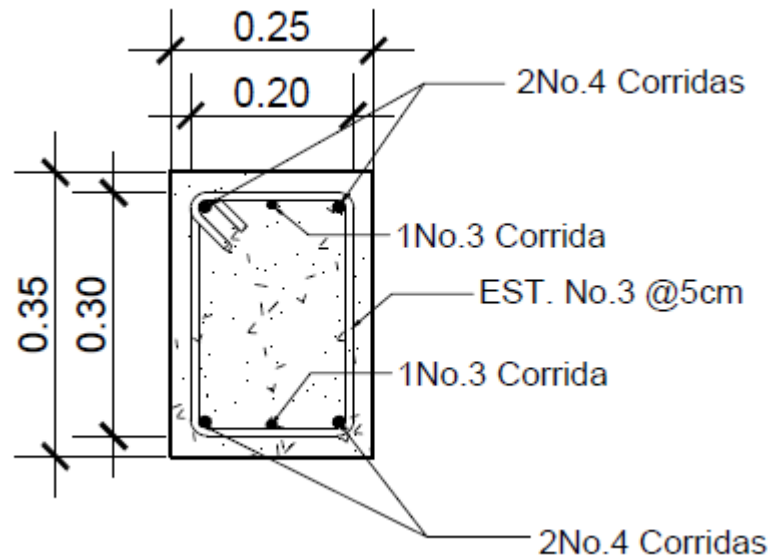
- ✓ Para varilla No. 3
 $\phi_{doblado} = 6 * (0,95 \text{ cm}) \rightarrow 5,70 \text{ cm}$
- ✓ Para varilla No. 4
 $\phi_{doblado} = 6 * (1,27 \text{ cm}) \rightarrow 7,62 \text{ cm}$
- ✓ Para varilla No. 5
 $\phi_{doblado} = 6 * (1,59 \text{ cm}) \rightarrow 9,54 \text{ cm}$

Figura 57. **Diseño de viga A-B**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 58. **Detalle de Viga A-B corte A-A'**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.1.6.10.3. **Diseño de columnas**

Una columna es un elemento estructural vertical sometido a compresión y flexión, que sirven para transmitir las cargas desde las vigas o desde losas planas. Así permiten repartir la carga de una estructura desde los pisos superiores hasta los inferiores y de allí al suelo por medio de la cimentación.

Puesto que las columnas son elementos a compresión, la falla de una columna puede causar el colapso sucesivo de los pisos siguiente y el colapso total de la estructura es por eso por lo que debe diseñarse con mucho cuidado con el objetivo de salvaguardar la vida de los habitantes de la estructura.

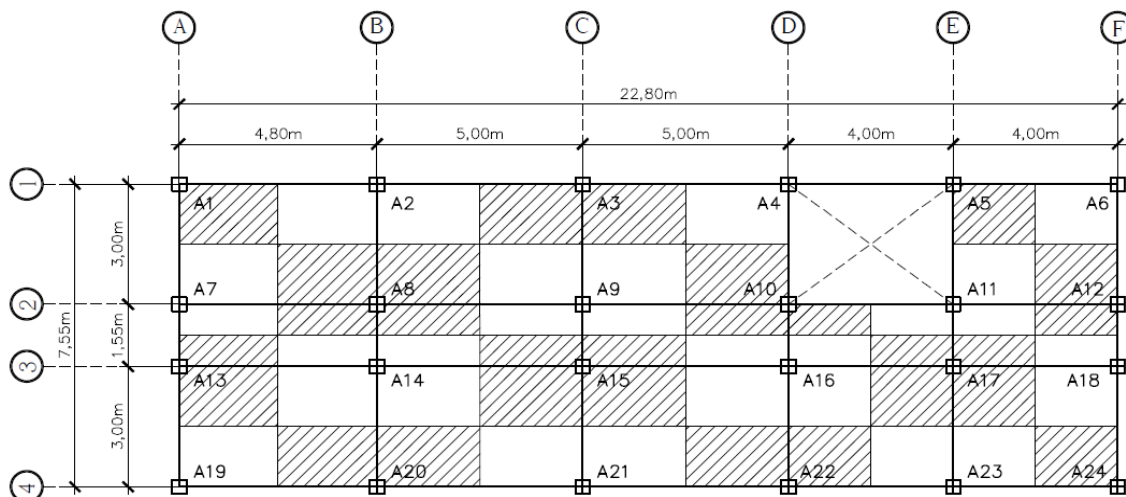
Las columnas son elementos estructurales que tienen la capacidad de resistir las cargas últimas, momentos últimos magnificados según su grado de esbeltez y cortante últimos, por lo que se debe tener cuidado especial al momento de diseñarlas, para lo cual deberán considerarse tres aspectos importantes:

- Efectos de esbeltez
- Refuerzo Longitudinal
- Refuerzo transversal

Para cada uno de los aspectos mencionados deberán cumplirse ciertos requisitos establecidos por el ACI318S-14.

Para el diseño de columna se debe seleccionar la carga crítica y los momentos flectores máximos en sentido X y Y de las columnas del primer y segundo nivel por separado, posteriormente diseñar bajo el método de Bresler (método de cargas inversas), el cual integra la carga axial y los momentos en ambos sentidos en uno sola.

Figura 59. **Áreas tributarias de las columnas**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Para seleccionar la columna más crítica se tomará en cuenta las cargas (vivas y muertas) que resisten la columna y el área tributaria más grande que actúan en el diseño, siendo esta la columna 8 la que posee un área tributaria de 11,15 m² y cargas vivas de oficina de 250 kg/m², pasillo de 300 kg/m² y salón de usos múltiples de 500 kg/ m².

Tabla CXVI. **Datos para el diseño de columna**

Datos para el diseño de columna		
Datos	Primer nivel	Segundo nivel
Área tributaria	11,15 m ²	11,15 m ²
Columna	35 cm*35 cm	35 cm*35 cm
Altura de columna	300 cm	300 cm
Momento máximo en X	5,384 ton*m	3,463 ton*m
Momento máximo en Y	5,271 ton*m	3,705 ton*m
Cortante máximo en X	3,106 ton	2,119 ton
Cortante máximo en Y	3,233 ton	2,311 ton

Fuente: elaboración propia.

- Determinación de factor de carga ultima

Se determinará un factor de carga ultima con el fin de poder determinar el valor de carga ultima actuante que resiste la columna, para conocer el valor del factor de carga ultima es necesario calcular la carga ultima que actúa en el segundo nivel y en el primer nivel.

Se determinará el factor de carga ultima para lo cual se empleará la siguiente ecuación:

$$F_{CU} = \frac{CU_{total}}{(CM_{1er\ nivel} + CM_{2do\ nivel} + CV_{1er\ nivel} + CV_{2do\ nivel})}$$

Donde:

F_{CU}	Factor de carga ultima
CU_{total}	Carga ultima total en kg/m ²
CM	Carga muerta kg/m ²
CV	Carga viva kg/m ²

Para el cálculo de carga última se utilizará la combinación de carga ultima CR2 del AGIES NSE-2 inciso 8.3.2 la cual se muestra a continuación:

$$CU = 1,2 CM + 1,6 CV$$

- Determinación de carga ultima total
 - Carga ultima de segundo nivel

Carga muerta

$$CM = t_{azotea} * \gamma_{concreto} + Sobrecarga + Acabados$$

$$CM = \left(0,10m * 2\ 400 \frac{kg}{m^3}\right) + 100 \frac{kg}{m^2} + 50 \frac{kg}{m^2}$$

$$CM = 390 kg/m^2$$

Carga viva (azotea)

$$Cv = 100 kg/m^2$$

Carga última segundo nivel

$$CU_{2do\ nivel} = 1,2 \left(390 \frac{kg}{m^2} \right) + 1,6 \left(100 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$CU_{2do\ nivel} = 628\ kg/m^2$$

- Carga ultima de primer nivel

Carga muerta

$$CM = t_{entrepiso} * \gamma_{concreto} + Sobrecarga + Acabados$$

$$CM = \left(0,12m * 2\ 400 \frac{kg}{m^3} \right) + 100 \frac{kg}{m^2} + 50 \frac{kg}{m^2}$$

$$Cm = 438\ kg/m^2$$

La carga viva por tomar para el diseño de columna será la mayor la cual corresponde a la carga viva de salón de usos múltiples que tiene un valor de 500 kg/m².

Carga viva (entrepiso)

$$Cv = 500\ kg/m^2$$

Carga ultima primer nivel

$$CU_{1er\ nivel} = 1,2 \left(438 \frac{kg}{m^2} \right) + 1,6 \left(500 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$CU_{1er\ nivel} = 1\ 325,60\ kg/m^2$$

Ya obtenidos los valores de carga última del primer y segundo nivel se procederá a determinar el valor de carga ultima total:

$$CU_{total} = CU_{2do\ nivel} + Cu_{1er\ nivel}$$

$$CU_{total} = 628kg/m^2 + 1\ 345,60kg/m^2$$

$$CU_{total} = 1\ 973,60\ kg/m^2$$

Por lo tanto:

$$F_{CU} = \frac{1\,973,60 \text{ kg/m}^2}{\left(100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) + \left(390 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 438 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right)}$$

$$F_{CU} = 1,38$$

- Determinación de carga axial ultima

La carga axial actúa en la columna por medio de áreas tributarias, para lo cual se tomará en cuenta la integración de peso de vigas, que se localicen dentro del área que actúa la columna, losas y el peso propio de la columna. Cuando la columna soporta otros niveles se tomará en cuenta el peso de muros y la carga axial de los niveles superiores.

Para el diseño de la Alcaldía Auxiliar y Oficinas para Cocode se tomará en cuenta la carga axial del primer y segundo nivel.

$$PU_{total} = PU_{1er \text{ nivel}} + PU_{2do \text{ nivel}}$$

- Determinación de carga última del segundo nivel

$$PU_{2do \text{ nivel}} = (A_t * CU_{2do \text{ nivel}}) + (W_{viga} * F_{CU}) + (W_{columna} * F_{CU})$$

Donde:

$$W_{viga} = b_{viga} * (h_{viga} - t_{azotea}) * (L_{viga}) * (\gamma_{concreto}) * F_{CU}$$

$$W_{viga} = 0,25m * (0,35m - 0,10m) * (2,40 + 2,50 + 0,775 + 1,50)m * \left(\frac{2\,400kg}{m^3}\right) * 1,38$$

$$W_{viga} = 1\,485,23 \text{ kg}$$

$$W_{columna} = b_{col} * h_{col} * H_{nivel} * (\gamma_{concreto}) * F_{CU}$$

$$W_{columna} = 0,35m * 0,35m * 3,00m * \left(\frac{2\,400kg}{m^3}\right) * 1,38$$

$$W_{columna} = 1\,217,16\,kg$$

Por lo tanto:

$$PU_{2do\ nivel} = (11,15m^2 * 628\,kg/m^2) + (1\,485,23\,kg) + (1\,217,16\,kg)$$

$$PU_{2do\ nivel} = 9\,704,59\,kg$$

- Determinación de carga última del primer nivel

$$PU_{1er\ nivel} = (A_t * CU_{1er\ nivel}) + (W_{viga} * F_{CU}) + (W_{columna} * F_{CU}) + (W_{muro} * F_{CU})$$

Donde:

$$W_{viga} = b_{viga} * (h_{col} - t_{entrepiso}) * (L_{viga}) * (\gamma_{concreto}) * F_{CU}$$

$$W_{viga} = 0,25m * (0,35m - 0,12m) * (2,40 + 2,50 + 0,775 + 1,50)m * \left(\frac{2\,400kg}{m^3}\right) * 1,38$$

$$W_{viga} = 1\,366,41\,kg$$

$$W_{columna} = b_{col} * h_{col} * H_{nivel} * (\gamma_{concreto}) * F_{CU}$$

$$W_{columna} = 0,35m * 0,35m * 3,00m * \left(\frac{2\,400kg}{m^3}\right) * 1,38$$

$$W_{columna} = 1\,217,16\,kg$$

$$W_{muro} = peso\ de\ muro * L_{muro} * H_{muro} * F_{CU}$$

$$W_{muro} = 150 \frac{kg}{m^2} * (2,40 + 2,50 + 0,775 + 1,50)m * 3,00m * 1,38$$

$$W_{muro} = 4\,455,68\,kg$$

Por lo tanto:

$$PU_{1er\ nivel} = (11,15m^2 * 1\ 345,60kg/m^2) + 1\ 366,41kg + 1\ 217,16kg + 4\ 455,68kg$$

$$PU_{1er\ nivel} = 22\ 042,69\ kg$$

Ya obtenido el valor de carga axial ultima de primer nivel y segundo nivel se determina el valor de carga axial total:

$$PU_{total} = PU_{1er\ nivel} + PU_{2do\ nivel}$$

$$PU_{total} = 9\ 704,59kg + 22\ 042,69kg$$

$$PU_{total} = 31\ 747,28kg \approx 31,75ton$$

- Cálculo de Esbeltez

Una columna es normalmente a compresión axial y flexocompresión, el efecto de esbeltez se presenta en ella cuando la relación entre la longitud de la columna y sus dimensiones transversales es muy grande, produciendo una reducción de resistencia ocasionando desplazamientos laterales o pandeo.

Una columna esbelta se clasifica en tres categorías de acuerdo con su longitud con el objetivo de determinar su comportamiento bajo la acción de sus cargas, las cuales se definen a continuación:

Columna corta ($E < 22$): Se usa para designar una columna que tiene una resistencia igual a la calculada para su sección transversal. Las columnas cortas compuestas de concreto y acero, los cuales están sometidos a esfuerzos equivalentes a los de su máxima capacidad de carga axial, las cuales tienden a fallar por aplastamiento. Para el diseño de esta columna se utilizarán los datos obtenidos del análisis estructural.

Columna intermedia ($22 < E < 100$): Se usa para designar una columna para la cual es sometida a flexocompresión, en estas se presenta ligeramente el fenómeno de pandeo, sin exceder el esfuerzo a flexión del acero. Para el diseño de esta columna se deben de magnificar los momentos actuantes.

Columna esbelta ($E > 100$): Se define como una columna cuya resistencia se reduce por las deformaciones de segundo orden (momentos de segundo orden). No se recomienda la construcción, debido a que la columna fallará por pandeo.

Para determinar la esbeltez en columnas para el diseño de Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE se utilizará la siguiente ecuación:

$$E = \frac{k * \ell_u}{r}$$

Donde:

- E*** Esbeltez
- k*** factor de longitud efectiva
- ℓ_u*** la longitud de la columna entre apoyos
- r*** radio de giro de la sección transversal de la columna

- Determinación de factor de longitud efectiva

La principal ayuda de diseño para estimar el factor de longitud efectiva *k* son los Ábacos de alineamiento de Jackson y Moreland, los cuales permiten la determinación grafica *k* para una columna de sección transversal constante en un Pórtico de varios vanos o bien se puede obtener mediante las ecuaciones de Furlong las cuales trabajan bajo los siguientes rangos:

$$k = \frac{20 - \psi_{prom}}{20} * \sqrt{1 + \Psi_{prom}} \quad ; \quad \text{para } \Psi_{prom} < 2$$

$$k = 0,9 * \sqrt{1 + \Psi_{prom}} ; \text{ para } \Psi_{prom} \geq 2$$

$$\Psi_{prom} = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2}$$

Donde:

Ψ_{prom} Coeficiente promedio del grado de empotramiento

- Determinación de coeficiente de grado de empotramiento

Las columnas se encuentran restringidas parcialmente por los sistemas de piso, sin que existan articulaciones o empotramientos perfectos. Este grado de restricción depende de las uniones viga-columna o columna zapata por lo tanto depende de si las rigideces de la viga que llegan a la columna en la parte superior y la parte inferior son grandes o pequeñas en comparación con la rigidez de la columna misma.

El coeficiente de grado de empotramiento se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$\Psi_i = \frac{\sum K_{Columnas}}{\sum K_{vigas}}$$

Donde las rigideces K están dados por la relación de momentos de inercia sobre la longitud del elemento, para lo cual se emplea la siguiente ecuación:

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

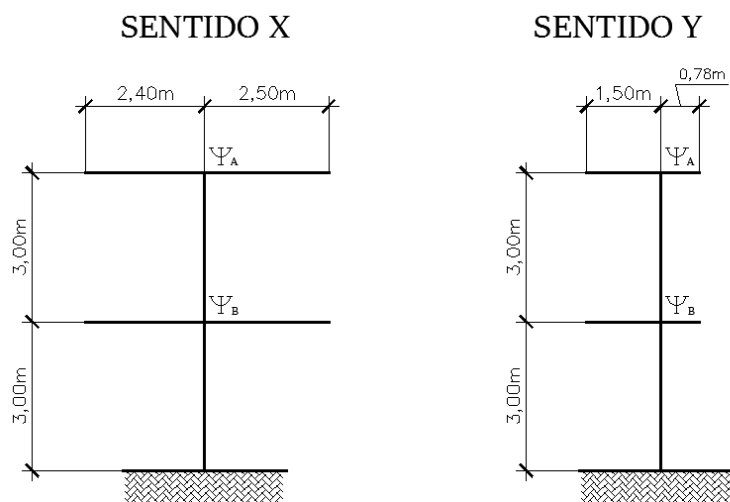
Donde

- K*** Rigidez del elemento
- I*** Inercia del elemento que llega al nodo
- L*** Longitud del elemento que llega al nodo
- b*** Base de la sección transversal del elemento
- h*** Altura de la sección transversal del elemento

De acuerdo con la sección del ACI318S-14 en la tabla 6.6.3.1.1 los momentos de inercia de 0,70 para columnas y 0,35 para vigas. Por lo tanto, la ecuación para determinar el coeficiente de grado de empotramiento queda de la siguiente manera:

$$\Psi_i = \frac{0,70 * \sum K_{Columnas}}{0,35 * \sum K_{vigas}}$$

Figura 60. Grados de empotramiento en sentido X y sentido Y



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

✓ Determinación de rigidez en vigas del marco 3

Para la determinación de rigidez se utilizarán los datos obtenidos del predimensionamiento de vigas en el inciso 2.1.6.1.2

$$b_{viga} = 25 \text{ cm}$$

$$h_{viga} = 35 \text{ cm}$$

$$K_{Viga \text{ izq}} = \frac{\frac{25 \text{ cm} * (35 \text{ cm})^3}{12}}{240 \text{ cm}} = 372,18 \text{ cm}^3$$

$$K_{Viga \text{ der}} = \frac{\frac{25 \text{ cm} * (35 \text{ cm})^3}{12}}{250 \text{ cm}} = 357,29 \text{ cm}^3$$

✓ Determinación de rigidez en vigas del marco C

Para la determinación de rigidez se utilizarán los datos obtenidos del predimensionamiento de vigas en el inciso 2.1.6.1.2

$$b_{viga} = 25 \text{ cm}$$

$$h_{viga} = 35 \text{ cm}$$

$$K_{Viga \text{ izq}} = \frac{\frac{25 \text{ cm} * (35 \text{ cm})^3}{12}}{77.50 \text{ cm}} = 1 \ 152,55 \text{ cm}^3$$

$$K_{Viga \text{ der}} = \frac{\frac{25 \text{ cm} * (35 \text{ cm})^3}{12}}{150 \text{ cm}} = 595,49 \text{ cm}^3$$

✓ Determinación de rigidez para columnas

Para determinar la rigidez en columnas se utilizarán los datos obtenidos del predimensionamiento de columnas en el inciso 2.1.6.1.3

$$b_{columna} = 35 \text{ cm}$$

$$h_{columna} = 35 \text{ cm}$$

$$K_{columna \text{ 1er- 2do nivel}} = \frac{\frac{35 \text{ cm} * (35 \text{ cm})^3}{12}}{300 \text{ cm}} = 416,84 \text{ cm}^3$$

Ya obtenidos los valores de rigidez de cada uno de los elementos se procede a determinar el coeficiente de grado de empotramiento en el sentido X y Y.

- Determinación de coeficiente de grado de empotramiento marco 3

$$\Psi_A = \frac{(0,70) * 416,84 \text{ cm}^3}{(0,35) * (372,18 \text{ cm}^3 + 357,29 \text{ cm}^3)}$$
$$\Psi_A = 1,143$$

$$\Psi_B = \frac{(0,70) * (416,84 \text{ cm}^3 + 416,84 \text{ cm}^3)}{(0,35) * (372,18 \text{ cm}^3 + 357,29 \text{ cm}^3)}$$
$$\Psi_B = 2,286$$

$$\Psi_{prom} = \frac{1,143 + 2,286}{2}$$
$$\Psi_{prom} = 1,715$$

- Determinación de coeficiente de grado de empotramiento marco C

$$\Psi_A = \frac{(0,70) * 416,84 \text{ cm}^3}{(0,35) * (1\ 152,55 \text{ cm}^3 + 595,49 \text{ cm}^3)}$$

$$\Psi_A = 0,477$$

$$\Psi_B = \frac{(0,70) * (416,84 \text{ cm}^3 + 416,84 \text{ cm}^3)}{(0,35) * (372,18 \text{ cm}^3 + 595,49 \text{ cm}^3)}$$

$$\Psi_B = 1,722$$

$$\Psi_{prom} = \frac{0,477 + 1,722}{2}$$

$$\Psi_{prom} = 1,100$$

Obtenidos los valores de Ψ_{prom} y dado que son < 2 se procede a determinar el valor de longitud efectiva para cada uno de los marcos son los siguientes:

$$k_x = \frac{20 - 1,715}{20} * \sqrt{1 + 1,715} \rightarrow k_x = 1,506$$

$$k_y = \frac{20 - 1,100}{20} * \sqrt{1 + 1,100} \rightarrow k_y = 1,369$$

- Determinación de radio de giro

Para determinar el radio de giro se emplearán las siguientes condiciones establecidas por el ACI318S-14 en el inciso 6.2.5.1, las cuales son las siguientes:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

$$r = \sqrt{\frac{\frac{(35 \text{ cm}) * (35 \text{ cm})^3}{12}}{(35 \text{ cm}) * (35 \text{ cm})}} \rightarrow r = 10,104 \text{ cm} \approx 0,101 \text{ m}$$

0,30 veces la dimensión de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para columnas regulares.

$$r = 0,30 * 35 \text{ cm} \rightarrow r = 10,50 \text{ cm} \approx 0,105 \text{ m}$$

Se tomará el mayor valor de radio de giro para el cálculo de esbeltez, el cual tiene un valor de 0,105 m.

Obtenido el valor de la longitud efectiva y el radio de giro se procede a determinar la esbeltez de la columna:

✓ Esbeltez en sentido X

$$E_x = \frac{k_x * \ell_u}{r}$$

$$E_x = \frac{1,506 * 3 \text{ m}}{0,105 \text{ m}}$$

$$E_x = 43,03 \rightarrow \text{Se tiene una columna intermedia}$$

✓ Esbeltez en sentido Y

$$E_y = \frac{k_y * \ell_u}{r}$$

$$E_y = \frac{1,369 * 3 \text{ m}}{0,105 \text{ m}}$$

$$E_y = 39,11 \rightarrow \text{Se tiene una columna intermedia}$$

De acuerdo con los valores de esbeltez obtenidos, tanto en el sentido X como en el sentido Y, teniendo como resultado una columna intermedia se procede a magnificar los momentos actuantes para el diseño.

- Magnificación de momentos

Para la magnificación de momentos se utilizará el procedimiento descrito en el código ACI318S-14 en la sección 6.6.4.5.2, para lo cual se tiene un factor de magnificación δ para lo cual se utilizará la siguiente ecuación:

$$\delta = \frac{c_m}{1 - \frac{P_{U_{total}}}{0,75P_c}} \geq 1,0$$

Donde:

- δ Factor de magnificación
- c_m Factor que relaciona el diagrama real de momento con un diagrama equivalente de momento uniforme
- P_u Fuerza axial mayorada
- P_c Carga critica de pandeo

Donde el factor de corrección es un factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momento uniforme el cual de acuerdo con el inciso 6.6.4.5.3.b establece un valor de 1,0 para columnas con cargas transversales aplicadas entre apoyos.

- Determinación de carga critica de pandeo

Dentro del comportamiento de las columnas esbeltas, la carga critica de Euler establece que elemento en estudio fallara por pandeo, por lo tanto, se debe

determinar una carga crítica de pandeo para lo cual en el ACI318S-14 en el inciso 6.6.4.4.2 establece la siguiente ecuación:

$$P_c = \frac{\pi^2 * (EI)_{eff}}{(k\ell_u)^2}$$

Donde

P_c	Carga crítica de pandeo
EI_{eff}	Rigidez efectiva a flexión del miembro
k	Factor de longitud efectiva
ℓ_u	la longitud de la columna entre apoyos

- Determinación de rigidez efectiva a flexión

Para determinar la rigidez efectiva a flexión el ACI318S-14 en el inciso 6.6.4.4.4.c establece la siguiente condición:

$$(EI)_{eff} = \frac{E_c * I}{1 + \beta_{dns}}$$

Donde:

E_c	Módulo de elasticidad de concreto
I	Inercia de columna
β_{dns}	Factor de flujo plástico del concreto

- ✓ Módulo de elasticidad

$$E_c = 15\,100 \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 15\,100 \sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}$$

$$E_c = 253\,122,12 \text{ kg/cm}$$

✓ Inercia de la columna

De acuerdo con el código ACI318S-14 en la tabla 6.6.3.1.1 “Momento de inercia y área de la sección transversal permitidos para el análisis elástico al nivel de carga mayorada” se tiene:

$$I = 0,70I_g$$
$$I = 0,70 * \left(\frac{b_{col} * h_{col}^3}{12}\right)$$
$$I = 0,70 * \left(\frac{35cm * 35cm^3}{12}\right)$$
$$I = 87\,536,46cm^4$$

✓ Factor de flujo plástico de concreto

Para determinar el factor de flujo plástico del concreto que relaciona la carga axial sostenida mayorada dentro de un piso y la carga axial mayorada asociada con la misma combinación de carga el código ACI318S-14 en el inciso R6.6.4.4.4 que se puede suponer que:

$$\beta_{dns} = 0,6$$

Por lo tanto:

$$(EI)_{eff} = \frac{E_c * I}{1 + \beta_{dns}}$$
$$(EI)_{eff} = \frac{253\,122,12\,kg/cm^2 * 87\,536,46cm^4}{1 + 0,6}$$
$$(EI)_{eff} = 1,3846 * 10^{10}kg - cm^2 \approx 1\,384,83\,ton - m^2$$

Ya obtenidos los valores de $(EI)_{eff}$ se procede a determinar la carga critica de pandeo:

$$P_c = \frac{\pi^2 * (EI)_{eff}}{(k\ell_u)^2}$$

✓ Para marco 3 (sentido X)

$$P_c = \frac{\pi^2 * (1\,384,83\, ton - m^2)}{(1,506 * 3,00m)^2}$$

$$P_c = 669,58\, ton$$

✓ Para marco C (sentido Y)

$$P_c = \frac{\pi^2 * (1\,384,83\, ton - m^2)}{(1,369 * 3,00m)^2}$$

$$P_c = 810,30\, ton$$

El magnificador de momentos para cada uno de los marcos, donde el valor de PU_{total} es de 31,75 ton.

✓ Magnificador de momentos marco 3

$$\delta_x = \frac{1,0}{1 - \frac{31,75ton}{0,75 * (669,58\, ton)}} \geq 1,0$$

$$\delta = 1,07 \geq 1,0$$

si cumple ✓

- ✓ Magnificador de momentos marco c

$$\delta_y = \frac{1,0}{1 - \frac{31,75 \text{ ton}}{0,75 * (810,30 \text{ ton})}} \geq 1,0$$

$$\delta = 1,06 \geq 1,0$$

Si cumple ✓

- Magnificación de momentos de diseño

Los momentos de diseño M_1 y M_2 en los extremos de una columna individual deberán calcularse de acuerdo con el código ACI318S-14 inciso 6.6.4.6.1

$$M_x = M_{1ns} + \delta_x * M_{1s}$$

$$M_y = M_{1ns} + \delta_y * M_{1s}$$

Donde

- M_x, M_y Momento mayorado de diseño
- M_{1ns} Momento mayorado en el extremo del miembro a compresión, que no causa desplazamiento lateral
- δ_x, δ_y Magnificador de diseño en sentido analizado
- M_{1s} Momento mayorado en el extremo del miembro a compresión, que causa desplazamiento lateral

Para el análisis de momento de diseño se tomará $M_{1ns} = 0.0 \text{ ton} * m$, el momento M_{1s} al generar un desplazamiento lateral en la columna será igual al momento ultimo encontrado a través de la envolvente de momento el cual integra el momento de carga viva, carga muerta y carga de sismo. Por lo tanto, el $M_{1s} =$

$MU_{x,y}$ los cuales son tomados del inciso 2.1.6.9 del diagrama de momento tomando el mayor valor por nivel:

$$M_{dx,1er\ nivel} = 5,384\ ton * m$$

$$M_{dx,2do\ nivel} = 3,463\ ton * m$$

$$M_{dy,1er\ nivel} = 5,271\ ton * m$$

$$M_{dy,2do\ nivel} = 3,705\ ton * m$$

- Determinación de momento de diseño marco x, segundo nivel

$$M_x = M_{1ns} + \delta_x * M_{dx,2do\ nivel}$$

$$M_x = 0.00\ ton * m + 1.07 * (3,463\ ton * m)$$

$$M_x = 3,705\ ton * m$$

Tabla CXVII. **Momento magnificado de diseño**

Momento magnificado de diseño	
Marco 3	
Primer nivel	5,76 ton * m
Segundo nivel	3,71 tn * m
Marco C	
Primer nivel	5,59 ton * m
Segundo nivel	3,93 ton * m

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de acero longitudinal

Uno de los métodos utilizados para el análisis de columnas sometidas a flexión axial es el método de Bresler también denominado método de carga inversa o ecuación de interacción recíproca desarrollado por el profesor Boris Bresler.

El método de Bresler consiste en una aproximación del perfil de la superficie de la falla, que determina el valor de $1/P'_u$ dentro de la gráfica de interacción para diseño de columnas, determinando los valores de carga de compresión que actúan con excentricidad en el sentido X y en el sentido Y y el valor de carga axial pura P_o .

Para determinar el valor de carga P'_u se utilizará la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{P'_x} + \frac{1}{P'_y} - \frac{1}{P_o}$$

Donde:

- P'_u Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes
- P_o Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad cero
- P'_x Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada a lo largo del eje X
- P'_y Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada a lo largo del eje Y

Este método comprueba si el armado propuesto es el adecuado para la columna en cuestión. Para cada combinación de mayoración de carga, la

resistencia en todas las secciones a lo largo de la columna debe cumplir con la siguiente condición según el código ACI318S-14 inciso 10.5.1.1.

Si $\Phi P'_u \geq PU_{total}$ el armado propuesto es el adecuado

Si $\Phi P'_u < PU_{total}$ debera cambiarse el area acero

Donde el factor de resistencia Φ según el código ACI 318-14 en la tabla 21.2.2 para elementos con combinación de fuerza axial y momento, debe estar entre 0,65 y 0,90, por lo tanto, según las propiedades del acero se tiene un caso *d*, utilizando un factor $\Phi = 0,70$.

- Límites de acero de refuerzo longitudinal

Para establecer una propuesta de armado se debe tomar en cuenta la cuantía de acero, para lo cual el código ACI318S-14 en el inciso 18.7.4.1 establece la siguiente condición: Para columnas no preesforzadas y columnas preesforzadas el área de refuerzo longitudinal no debe ser menor que $0,01A_g$ ni mayor que $0,06A_g$.

- ✓ Acero mínimo

$$A_{s,min} = 0,01A_g$$

$$A_{s,min} = 0,01(35cm * 35cm)$$

$$A_{s,min} = 12,25 \text{ cm}^2$$

- ✓ Acero máximo

$$A_{s,max} = 0,06A_g$$

$$A_{s,min} = 0,06(35cm * 35cm)$$

$$A_{s,min} = 73,50 \text{ cm}^2$$

Ya establecidos los límites máximos y mínimo para el refuerzo longitudinal se propone utilizar un armado de $1,2\%A_g$:

$$\begin{aligned}Area_{propuesta} &= 1,2 \%A_g \\Area_{propuesta} &= 1,2 \% * (35 \text{ cm} * 35 \text{ cm}) \\Area_{propuesta} &= 14,70 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Para lo cual se utilizará las siguientes varillas: 8 varillas No 5, conformando un área de acero igual a $16,00 \text{ cm}^2$, teniendo un área de acero real de:

$$\begin{aligned}A_{s,real} &= \frac{16,00 \text{ cm}^2}{(35 \text{ cm} * 35 \text{ cm})} * 100 \\A_{s,real} &= 1,31\%\end{aligned}$$

- Valores de carga a compresión

Para determinar los valores de carga a compresión que actúan en el sentido X y en el sentido Y se deberá determinar diversos datos los cuales son se calcularan a continuación:

- Excentricidad

Para determinar la carga de compresión en el sentido X y Y será necesario encontrar la posición a la que están actuando las cargas por lo tanto se determinaran las excentricidades en ambos sentidos, para lo cual se hará uso la siguiente ecuación:

$$e_x = \frac{M_x}{PU} \quad ; \quad e_y = \frac{M_y}{PU}$$

Donde:

- e_x Excentricidad en sentido X
- e_y Excentricidad en sentido Y
- M_x Momento magnificado de diseño en sentido X
- M_y Momento magnificado de diseño en sentido Y
- PU Carga axial ultima del nivel analizado

- ✓ Excentricidad del primer nivel marco tres (sentido X)

$$e_{x,1er\ nivel} = \frac{5,76\ ton * m}{31,75\ ton}$$

$$e_{x,1er\ nivel} = 0,18m \approx 7,08\ pulg$$

- ✓ Excentricidad del segundo nivel marco tres (sentido X)

$$e_{x,2do\ nivel} = \frac{3,71\ ton * m}{9,70\ ton}$$

$$e_{x,2do\ nivel} = 0,38\ m \approx 15,05\ pulg$$

Tabla CXVIII. **Excentricidades por nivel en cada marco**

Nivel	Momento magnificado diseño (ton*m)	PU (ton)	Excentricidad (pulg)
Marco tres (sentido X)			
Primer nivel	5,76	31,75	7,08
Segundo nivel	3,71	9,70	15,05
Marco C (sentido Y)			
Primer nivel	5,59	31,75	6,93
Segundo nivel	3,93	9,70	15,95

Fuente: elaboración propia.

Se determinará el valor de P'_x y P'_y se utilizará un diagrama de interacción para columnas, la cual requiere determinar los siguientes datos:

- Valor de las diagonales

Para el cálculo de pendiente se empleará la siguiente ecuación:

$$\frac{e_i}{h_{columna}}$$

Donde

e_i Excentricidad en el sentido analizado

$h_{columna}$ Altura de columna

- ✓ Valor de diagonal del primer nivel marco 3

$$\frac{0,18m}{0,35m} = 0,51$$

Tabla CXIX. **Valor de diagonales por nivel en cada marco**

Valor de diagonales	
Marco 3 (sentido X)	
Primer nivel	0,51
Segundo nivel	1,09
Marco C (sentido Y)	
Primer nivel	0,50
Segundo nivel	1,16

Fuente: elaboración propia.

- Valor de la grafica

Para determinar el valor de la gráfica se empleará la siguiente ecuación:

$$\gamma = \frac{b_{columna} - 2 \text{ recubrimiento}}{h_{columna}}$$

De acuerdo con el código ACI318S-14 en la tabla 20.6.1.3.1 el recubrimiento deberá de ser como mínimo es de 4cm para columnas.

$$\gamma = \frac{35 \text{ cm} - 2(4 \text{ cm})}{35 \text{ cm}}$$

$$\gamma = 0,77$$

- Valor de curva

Para determinar el valor de curva se empleará la siguiente ecuación:

$$\rho_{\mu} = \frac{A_s}{A_g} * \left(\frac{f_y}{0,85 * f'_c} \right)$$

$$\rho_{\mu} = \frac{16,00 \text{ cm}^2}{(35\text{cm} * 35\text{cm})} * \left(\frac{4 \text{ 200 kg/cm}^2}{0,85 * 281 \text{ kg/cm}^2} \right)$$

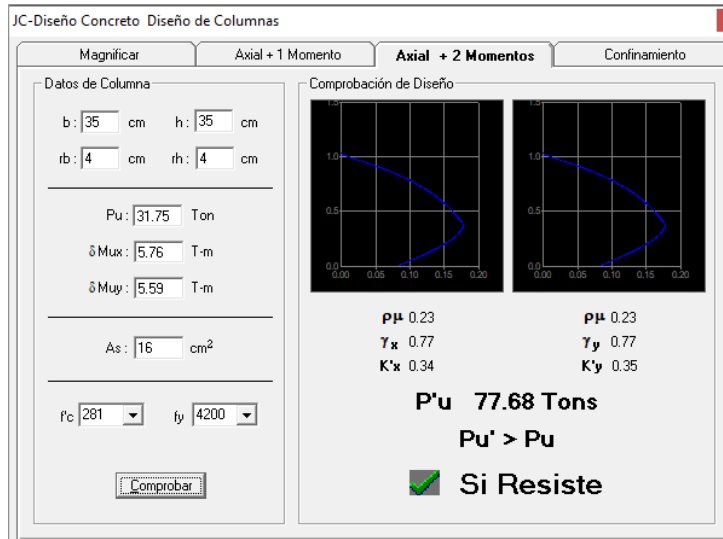
$$\rho_{\mu} = 0,23$$

- Coeficientes de Bresler

Con los datos obtenidos anteriormente se procede a determinar los coeficientes K'_x y K'_y , los cuales son calculados a través de los diagramas de interacción, estos pueden encontrarse en el libro de Arthur Nilson en la sección de apéndice a partir de la página 695 solo para un $f_y = 60 \text{ 000lb/pulg}^2$.

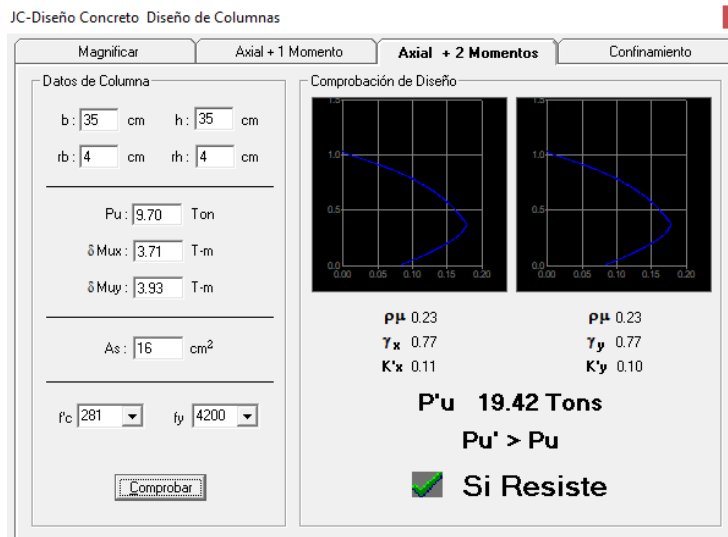
Los coeficientes de K'_x y K'_y , se determinaron a través del programa JC-Diseño Concreto obteniendo los siguientes resultados.

Figura 61. Diagrama de interacción para el primer nivel



Fuente: elaboración propia, utilizando JC-Diseño Concreto.

Figura 62. Diagrama de interacción para segundo nivel



Fuente: elaboración propia utilizando programa JC-Diseño de concreto.

Tabla CXX. **Coefficientes de Bresler**

Coeficientes de Bresler	
Segundo Nivel	
K'_x	0,11
K'_y	0,10
Primer nivel	
K'_x	0,34
K'_y	0,35

Fuente: elaboración propia.

- Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada

Para determinar la resistencia nominal a carga axial para cada sentido se emplearán las siguientes ecuaciones:

$$P'_x = K'_x * f'_c * b_{columna} * h_{columna}$$

$$P'_y = K'_y * f'_c * b_{columna} * h_{columna}$$

- ✓ Determinación de resistencia nominal para primer nivel

$$P'_x = 0,34 * 281kg/cm^2 * 35cm * 35cm$$

$$P'_x = 117\ 036,50\ kg$$

$$P'_y = 0,35 * 281kg/cm^2 * 35cm * 35cm$$

$$P'_y = 120\ 478,75\ kg$$

Tabla CXXI. Resistencia nominal a carga axial en sentido X y Y

Resistencia nominal	
Segundo nivel	
P'_x	37 864,75
P'_y	44 422,50
Primer nivel	
P'_x	117 036,50
P'_y	120 478,75

Fuente: elaboración propia.

- Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad cero

Para determinar el valor de resistencia nominal a carga axial para una excentricidad cero también conocida como carga axial pura, la cual se establece en el código ACI318S-14 inciso 22.4.2.2 que para miembros no preesforzados y compuestos de acero y concreto P_o se empleara la siguiente ecuación:

$$P_o = \left[\left(0,85 * f'_c * (A_g - A_s) \right) + (f_y * A_s) \right]$$

Donde:

- P_o Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad cero
- f'_c Resistencia especificada del concreto=210 kg/cm²
- f_y Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo=2 810 kg/cm²
- A_g Área bruta de la sección de concreto
- A_s Área total de refuerzo longitudinal

- ✓ Determinación de resistencia nominal a carga axial para una excentricidad cero

$$P_o = [(0,85 * 281 * ((35 * 35) - 16,00)) + (4 200 * 16,00)]$$

$$P_o = 355 969,65 \text{ kg}$$

De acuerdo el ACI318S-14 la tabla 22.4.2.1 establece utilizar para miembros no preesforzados para estribos de refuerzo para miembros sometidos a compresión deben cumplir con la siguiente condición:

$$P_{n,max} = 0,80P_o$$

$$P_{n,max} = 0,80 * (355 969,65 \text{ kg})$$

$$P_{n,max} = 284 775,72 \text{ kg}$$

Ya calculados los valores de resistencia nominal a carga axial se procede a determinar el valor de carga axial máxima que resiste la columna:

- ✓ Determinación de P'_u para el primer nivel

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{P'_x} + \frac{1}{P'_y} - \frac{1}{P_{n,max}}$$

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{117 036,50} + \frac{1}{120 478,75} - \frac{1}{284 775,72}$$

$$P'_u = 75 001,73 \text{ kg} \approx 75,00 \text{ ton}$$

$$\Phi P'_u = 0,70 * 75,00 \text{ ton}$$

$$\Phi P'_u = 52,50 \text{ ton}$$

- ✓ Determinación de P'_u para el segundo nivel

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{P'_x} + \frac{1}{P'_y} - \frac{1}{P_{n,max}}$$

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{37\,864,75} + \frac{1}{44\,422,50} - \frac{1}{284\,775,72}$$

$$P'_u = 22\,021,89 \approx 22,02 \text{ ton}$$

$$\Phi P'_u = 0,70 * 22,02 \text{ ton}$$

$$\Phi P'_u = 15,41 \text{ ton}$$

Ya obtenido el valor de carga axial máxima actuante que resiste la columna se procede a comparar cada uno de los resultados con el valor de carga axial máxima resistente para verificar que se cumpla la siguiente condición:

$$\Phi P_{resistente} \geq P_{actuante}$$

$$\Phi P_U \geq P'_u$$

Tabla CXXII. **comprobación de carga axial en columna**

Comprobación de carga axial en columna			
Nivel	Carga axial resistente (ton)	Carga axial actuante (ton)	Comprobación
Segundo nivel	15,41	9,70	si cumple
Primer nivel	52,50	31,75	si cumple

Fuente: elaboración propia.

Al cumplirse la condición anterior la columna posee el porcentaje adecuado de acero, por lo tanto, para el armado de columna se utilizarán 8 varillas No. 5 con un porcentaje del 1,31 % A_g para el refuerzo longitudinal.

- Refuerzo transversal

El refuerzo transversal se compone de un conjunto de barras transversales destinadas a atar las barras longitudinales para mantenerlas en su sitio durante el vaciado del concreto, evitar el pandeo de las barras comprimidas, suministrar confinamiento al concreto y resistir los esfuerzos de corte y torsión estructurales.

Para el refuerzo de corte en columnas se conocen básicamente 2 tipos de refuerzo los cuales se clasifican en: estribos para columnas rectangulares o zunchos para columnas circulares. Para el diseño de Alcaldía Auxiliar y Oficinas del Cocode serán utilizados estribos ya que se tienen columnas rectangulares.

Para realizar el diseño por corte se tienen las siguientes condiciones:

$SI \rightarrow V_c \geq V_a$; *Columna con refuerzo minimo de estribos*

$SI \rightarrow V_c < V_a$; *Columna con estribos + estribos cerrados de confinamiento*

- Determinación de cortante resistente

Para determinar el valor cortante resistente el ACI318S-14 en el inciso 22.5.6.1 establece emplear la siguiente ecuación:

$$V_c = 0,53 * \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d_c$$

Donde:

$V_{resistente}$	Valor cortante resistente
N_u	Carga axial ultima actuante
A_g	Área bruta de la sección de concreto
λ	Factor de modificación tabla 19.2.4.2
f'_c	Resistencia especificada del concreto=281 kg/cm ²
b_w	base columna de 35cm
d_c	Peralte efectivo de columna

Según la tabla 19.2.4.2 del código ACI318S-14 “Factor de modificación λ ” se tiene un factor de 0,85 para concreto liviano con arena liviana.

- Determinación de peralte efectivo de columna

$$d_c = h_{columna} - rec - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{var.long.mayor}}{2}$$

Donde:

d_c	Peralte efectivo de columna en cm
$h_{columna}$	Altura de columna en cm
rec	Recubrimiento mínimo
$\phi_{estribo}$	Diámetro del estribo en cm
$\phi_{var.long.mayor}$	Diámetro de la varilla propuesta longitudinal mayor en cm

Para el armado de columna se utilizará varilla No.3 para estribos de confinamiento de acuerdo con lo indicado en el ACI 318S-14 en el inciso 9.7.6.4.2.a, el cual establece el diámetro de refuerzo transversal debe ser varilla No.3 para varillas longitudinales No.10 o menores” y se propone utilizar varilla No. 6 para el acero longitudinal. Para el recubrimiento mínimo se utilizará la tabla 20.6.1.3.1 el cual establece que para columnas se debe tener al menos 4 cm.

- Determinación de peralte efectivo de columna

$$d_c = 35 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - 0,95 \text{ cm} - \frac{1,59}{2}$$

$$d_c = 29,26 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el valor cortante resistente es de:

$$V_c = 0,53 * \left(1 + \frac{31\,750\,00 \text{ kg}}{140(35 \text{ cm} * 35 \text{ cm})} \right) * 0,85 * \sqrt{281} * 35 \text{ cm} * 29,26 \text{ cm}$$

$$V_c = 9\,165,51 \text{ kg}$$

Según el inciso 10.5.1.1 para cada combinación de carga aplicable, la resistencia de diseño en todas las secciones a lo largo de la columna se debe cumplir con:

$$\Phi V_c \geq V_c$$

Donde Φ según los incisos 21.2.4 y 21.2.4.1 para pórticos especiales resistentes a momentos para cortante tiene un valor de 0,60.

$$\Phi V_c = 0,60 * (9\,165,51 \text{ kg})$$

$$\Phi V_c = 5\,499,31 \text{ kg}$$

- Cortante actuante

El cortante actuante será obtenido del análisis estructural en la sección 2.1.6.8, cortante último en columnas.

Tabla CXXIII. **Cortante actuante en columnas por nivel**

Cortante actuante		
Datos	Primer nivel	Segundo nivel
Cortante máximo en X	3,106 ton	2,119 ton
Cortante máximo en Y	3,233 ton	2,312 ton

Fuente: elaboración propia.

Para fines de comparación se tomará el cortante actuante mayor de las columnas, el cual se presenta en el primer nivel en el sentido X, teniendo un valor de 3,233 ton.

$$\Phi V_c < V_a ; \quad 5\,499,31 \text{ kg} < 3\,233,00 \text{ kg}$$

Obtenidos los resultados de cortante se puede garantizar que el cortante que resiste el concreto es mayor que el cortante máximo actuante, por lo tanto, para el armado de columna solo será necesario el refuerzo mínimo de estribos para soportar los esfuerzos de corte.

- Estribos en zona no confinada

La zona no confinada es aquella zona donde el cortante resistente es mayor al cortante actuante último, para lo cual solo es necesario colocar únicamente estribos de corte con la finalidad de conservar el acero longitudinal en su lugar.

Se colocan estribos con varilla No. 3 a lo largo del refuerzo longitudinal en una zona no confinada.

✓ Espaciamiento en zona no confinada

De acuerdo el ACI318S-14 en el inciso 18.7.5.5 el cual indica que más allá de la longitud ℓ_o , la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o estribos cerrados de confinamiento, que cumplan con 25.7.2 hasta 25.7.4, con un S que no exceda al menor de:

6 veces el diámetro de la barra longitudinal mayor de la columna

$$S_{corte} = 6 * \phi_{var.long.mayor}$$

$$S_{corte} = 6 * 1,59 \text{ cm}$$

$$S_{corte} = 9,54 \text{ cm}$$

$$15 \text{ cm}$$

Para los estribos de corte se colocarán varillas No.3 @ 15 cm.

▪ Estribos cerrados de confinamiento en zona confinada

La zona confinada es aquella zona donde el cortante resistente es menor al cortante actuante último, por lo que es necesario colocar un refuerzo transversal adicional a los estribos de corte denominados estribos cerrados de confinamiento.

Los estribos cerrados de confinamiento consisten en un estribo cerrado o un estribo enrollado en forma continua, los cuales pueden estar constituidos por varios elementos de refuerzo con ganchos sísmicos en sus extremos que tienen como objetivo proporcionar una resistencia adicional al cortante para la viga y evitar pandeo de barras longitudinales cuando actúan grandes fuerzas de compresión inducidas en ocasiones por sismo.

Cabe mencionar que para columnas de pórticos especiales resistentes a momentos el código ACI318S-14 establece en el inciso 18.7.5.1 que debe colocarse refuerzo transversal en una longitud ℓ_o medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento.

✓ Longitud de confinamiento

La longitud de confinamiento ℓ_o de acuerdo con el ACI318S-14 en el inciso 18.7.5.1 debe ser al menos igual a la mayor de (a) hasta (c):

- a. La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.

$$\ell_o = h_{columna} = 35 \text{ cm}$$

- b. Un sexto de la luz libre de la columna.

$$\ell_o = \frac{1}{6} (300 \text{ cm})$$

$$\ell_o = 50 \text{ cm}$$

- c. 45 cm

La longitud para confinar es de 50 cm.

✓ Espaciamiento en zona confinada

Para el espaciamiento en zona confinada se indica en el ACI318S-14 en el inciso 18.7.5.3 que la separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (c):

a) $S_o = b_{columna}/4 \rightarrow S_o = 35 \text{ cm}/4 = 8,75 \text{ cm} \approx 8 \text{ cm}$

b) Seis veces el diámetro de la menor varilla de refuerzo longitudinal
varilla No 6 $\rightarrow S_o = 6(1,59 \text{ cm}) = 9,54 \text{ cm} \approx 9 \text{ cm}$

c) S_o según se calcule por medio de la siguiente ecuación

$$S_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right)$$
$$S_o = 10 + \left(\frac{35 - (h_{columna} - 2rec - \phi_{estribo})}{3} \right)$$
$$S_o = 10 + \left(\frac{35 - (35 \text{ cm} - 2(4 \text{ cm}) - 0,95)}{3} \right)$$
$$S_o = 12,98 \text{ cm}$$

El espaciamiento S_o no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100mm.

El espaciamiento del estribo en la zona de confinamiento será de 8 cm con varilla No.3 en una longitud de confinamiento mínima de 50 cm. El espaciamiento mencionado anteriormente de acuerdo con el código ACI318S-14 en el inciso 18.7.5.4 debe cumplir con las siguientes condiciones:

$$P_u \leq 0,3 * A_g * f'_c$$

$$\text{primer nivel} \rightarrow 35\,100,0 \text{ kg} \leq 0,3 * (35\text{cm} * 35\text{cm}) * 281\text{kg/cm}^2$$

$$\text{primer nivel} \rightarrow 35\,100,00 \text{ kg} \leq 103\,267,50 \text{ kg}$$

Si cumple ✓

$$\text{segundo nivel} \rightarrow 10\,980,00 \text{ kg} \leq 0,3 * (35\text{cm} * 35\text{cm}) * 281\text{kg/cm}^2$$

$$\text{segundo nivel} \rightarrow 10\,980,00 \text{ kg} \leq 103\,267,50 \text{ kg}$$

Si cumple ✓

$$f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

Si cumple ✓

Al verificar que si se cumplen las condiciones anteriores el ACI318S-14 proponer utilizar el mayor de las siguientes ecuaciones para determinar A_{sh} :

$$A_{sh} = 0,3 * (b_{columna}) * (S_o) * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_y}$$

$$b_{ch} = (h_{columna} - 2rec)$$

$$b_{ch} = (35 \text{ cm} - 2(4 \text{ cm}))$$

$$b_{ch} = 27 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = 0,3 * (35 \text{ cm}) * (S_o) * \left(\frac{35 \text{ cm} * 35 \text{ cm}}{(27 \text{ cm} * 27 \text{ cm})} - 1 \right) * \frac{281 \text{ kg/cm}^2}{4\,200 \text{ kg/cm}^2}$$

Se propone utilizar 4 varillas No.3 por lo que se tiene un A_{sh} de:

$$A_{sh} = 4 * 0,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 2,85 \text{ cm}^2$$

$$2,85 \text{ cm}^2 = 0,3 * (35 \text{ cm}) * (S_o) * \left(\frac{35 \text{ cm} * 35 \text{ cm}}{(27 \text{ cm} * 27 \text{ cm})} - 1 \right) * \frac{281 \text{ kg/cm}^2}{4 * 200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$S_o = 5,94 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm}$$

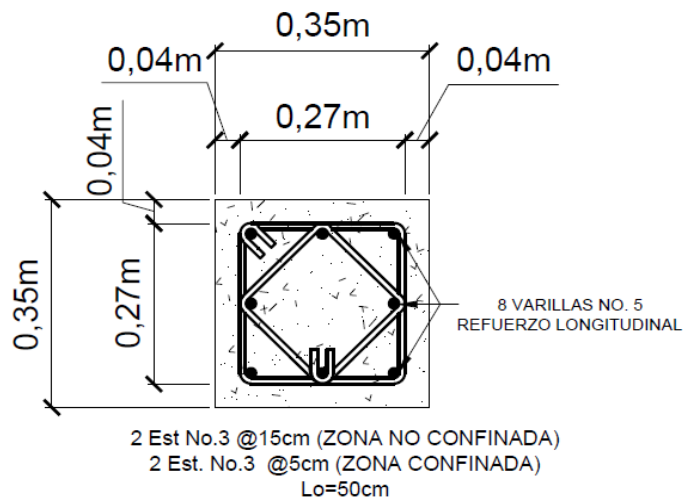
$$A_{sh} = 0,09 * b_{columna} * S_o * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$2,85 \text{ cm}^2 = 0,09 * (35 \text{ cm}) * (S_o) * \left(\frac{281 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4 * 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)$$

$$S_o = 13,52 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, en la zona de confinamiento de la columna se tendrá un espaciamiento de 5 cm en la parte inferior y superior.

Figura 63. **Detalle de columna**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.1.6.10.4. Diseño de nudo sísmico

De acuerdo con el Instituto Americano del Concreto y sus *recomendaciones para el* diseño de conexiones viga-columna en estructuras monolíticas de concreto reforzado ACI 352RS-02, un nudo se define como una conexión viga-columna, es la porción de la columna localizada dentro de la altura de la viga más alta de las que lleguen a la columna. Las conexiones viga-columna se clasifica de acuerdo con dos categorías: tipo 1 y tipo 2 con base en las condiciones de carga para la conexión y las deformaciones que esperan en los miembros de la estructura conectados en ella cuando están resistiendo fuerzas laterales.

Para el diseño de nudo sísmico se aplica el criterio de Viga débil – columna fuerte, es decir, la viga debe fallar antes que la columna esto para seguridad de los ocupantes de la estructura, otorgando el tiempo necesario en caso de una evacuación de emergencia.

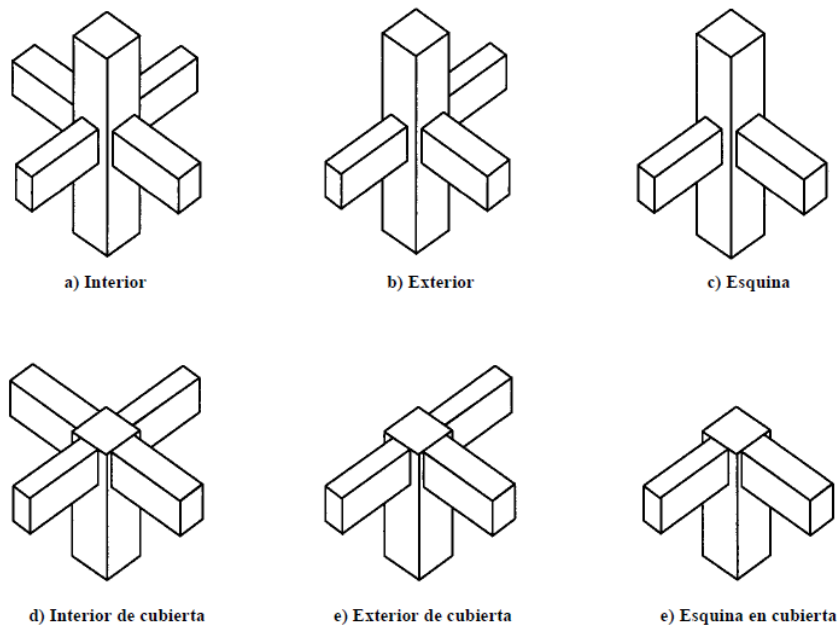
La conexión tipo uno son conexiones resistentes a momentos diseñadas cumpliendo los requisitos de resistencia, excluyendo el capítulo 18 “Estructuras sismo resistente” del ACI 318-14. La conexión tipo 2 son conexiones que tienen miembros que deben disipar energía a través de las deformaciones alternadas en el rango inelástico. Las conexiones resistentes a momentos diseñados de acuerdo con el capítulo 18.

Para el diseño de nudo sísmico se utilizará como apoyo el código ACI 352RS-02, tomando en cuenta los requisitos establecidos en el código ACI 318-14 en la sección 18.8 “Nudos en pórticos especiales resistentes a momento”.

Las recomendaciones establecidas en el código del Instituto Americano del Concreto y sus recomendaciones para el diseño de conexiones viga-columna en

estructuras monolíticas de concreto reforzado ACI 352RS-02, nos permitirán determinar las dimensiones y diseñar el nudo, además nos detallará las conexiones monolíticas viga-columna de concreto vaciado en sitio. Estas recomendaciones están redactadas para cumplir requisitos de resistencia y ductilidad relacionados con el papel que desempeña la conexión dentro del sistema estructural. Para ello el ACI 352RS-02 establece tres tipos de nudos, dependiendo la cantidad de vigas que llega, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 64. **Conexiones típicas viga-columna**



Fuente: elaboración propia, recomendaciones para el diseño de conexiones Viga-Columna, ACI352-02.

De acuerdo con la figura anterior, uno de los casos críticos se presenta con mayor frecuencia en una conexión exterior, por lo tanto, se analizada el nudo.

- Chequeo de Momentos en nudo

Para el diseño de nudo sísmico el ACI 318-14 establece en la en el inciso 18.3.2 que la resistencia a flexión a columnas debe cumplir con la condición de columna fuerte y viga débil, para cual se emplea la siguiente ecuación:

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) * \sum M_{nb}$$

Donde:

$\sum M_{nc}$ La sumatoria de momentos nominales de flexión de columnas que llegan al nudo.

$\sum M_{nb}$ La sumatoria de momentos resistentes a flexión de las vigas que llegan nudo.

La resistencia a flexión debe sumarse de tal manera que los momentos de la columna se oponga a los momentos de la viga. Para lo cual se determinarán cuáles son los momentos nominales de la columna y los momentos resistentes a flexión de las vigas.

- Momentos nominales de flexión de columnas

Para determinar los momentos nominales en la columna se utilizarán las orientaciones para el cálculo de la resistencia de columnas sujetas a carga axial y flexión en uno de los planos de simetría de las columnas. Los diagramas de este apéndice se utilizan para diseñar en conjunto con el Reglamento ACI, la determinación de momentos nominales.

Para determinar los momentos nominales se utilizará la siguiente ecuación:

$$M_{pr,col} = R * \Phi * b_{col} * h_{col}^2 * f'_c$$

Donde:

M_{pr}	Momento máximo permisible en columna
R	Factor de curva
Φ	Factor de reducción de resistencia
b_{col}	Base de la columna
h_{col}	Altura de la columna
f'_c	Resistencia del concreto

Para determinar cada uno de los siguientes valores se necesitarán los siguientes datos de la columna.

Tabla CXXIV. **Datos para determinar momentos nominales de columna**

Datos de columna	
$b_{columna} = 35cm$	$h_{columna} = 35cm$
$PU_{2N} = 9,70 ton$	$PU_{1N} = 31,75 ton$
$f'_c = 281 kg/cm^2$	$f_y = 4 200 kg/cm^2$
$rec_{columna} = 4cm$	$A_{s,real} = 16cm^2$

Fuente: elaboración propia.

Obteniendo los datos anteriores se procederá a determinar los valores de K y q, los cuales nos permitirán a través de la gráfica de interacción el valor de R. Para ello se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$K = \frac{PU_x}{\Phi * b * h * f'_c}$$

$$q = \rho \frac{f_y}{0.85 * f''} \rho \rightarrow \rho = \frac{A_{s,real}}{bh} \text{ y } f'' = 0.80f'_c$$

De acuerdo con el código ACI318S-14 en la tabla 21.2.1 “factores de reducción de resistencia” para momento se puede utilizar un valor de 0,65 a 0.90. Para nuestro diseño de nudo sísmico se utiliza un factor de reducción Φ de 0,70.

- Determinación de K para primer nivel

$$K_{1N} = \frac{31,75 \text{ ton} * \left(\frac{1\ 000\ \text{kg}}{1\ \text{ton}} \right)}{0,70 * 35\ \text{cm} * 35\ \text{cm} * 281\ \text{kg/cm}^2}$$

$$K = 0,13$$

- Determinación de K para segundo nivel

$$K_{2n} = \frac{9,70\ \text{ton} * \left(\frac{1\ 000\ \text{kg}}{1\ \text{ton}} \right)}{0,70 * 35\ \text{cm} * 35\ \text{cm} * 281\ \text{kg/cm}^2}$$

$$K = 0,04$$

- Determinación de q

$$q = \left(\frac{16\ \text{cm}^2}{35\ \text{cm} * 35\ \text{cm}} \right) * \left(\frac{\frac{4\ 200\ \text{kg}}{\text{cm}^2}}{0,85 * 0,80 * \frac{281\ \text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)$$

$$q = 0,287$$

Ya obtenidos los valores se utilizará una gráfica de interacción, a fin de obtener el factor de curva para el primer nivel y segundo nivel.

$$\text{Cuando } K = 0,13 \text{ y } q = 0,29 \rightarrow R_{1N} = 0,12$$

$$\text{Cuando } K = 0,04 \text{ y } q = 0,29 \rightarrow R_{2N} = 0,125$$

Obtenidos los valores de R se procede a determinar el momento máximo permisible en cada nivel.

- Momento máximo permisible del primer nivel

$$M_{pr,col 1N} = 0,12 * 0,70 * 35 \text{ cm} * (35 \text{ cm})^2 * 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{pr,col 1N} = 1\ 012\ 021,50 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{pr,col 1N} = 10\ 120,22 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento máximo permisible del segundo nivel

$$M_{pr,col 2N} = 0,125 * 0,70 * 35 \text{ cm} * (35 \text{ cm})^2 * 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{pr,col 2N} = 1\ 054\ 189,06 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{pr,col 2N} = 10\ 541,89 \text{ kg} - \text{m}$$

Por lo tanto, la suma de los momentos nominales de columna que llegan al nudo son los siguientes:

$$\sum M_{nc} = M_{pr,col 1N} + M_{pr,col 2N}$$

$$\sum M_{nc} = (10\ 120,22 + 10\ 541,89) \text{ kg} - \text{m}$$

$$\sum M_{nc} = 20\ 662,11 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momentos resistentes de flexión en vigas

Para determinar los momentos de las vigas se debe identificar las vigas que llegan al nudo y que se conectan con la columna, al igual que el área de acero

de las vigas. Para el nudo M se pudo observar que llegan 3 vigas las cuales son: la viga G-H del marco 3 y las vigas 5-6 y 6-7 del marco C.

Para determinar el momento máximo permisible en vigas se utilizará la siguiente ecuación:

$$M_{pr,vigas} = A_s^{(-)} * \alpha * f_y * \left(d_{vigas} - \frac{a}{2} \right) ; \text{ donde } a = \frac{A_s^{(-)} * f_y}{0,85 * f'_c * b_{viga}}$$

Donde:

$M_{pr,vigas}$	Momento máximo permisible en vigas
$A_s^{(-)}$	Área de acero del momento negativo de la viga analizada
α	Factor de reducción de resistencia de momento a flexión en vigas
f_y	Resistencia a fluencia del acero
d_{vigas}	Peralte efectivo de vigas
a	Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.
f'_c	Resistencia del concreto

De acuerdo con el código ACI 318S-14 para flexión en vigas establece utilizar un factor de reducción de resistencia de 0,90. Para determinar el momento máximo permisible en vigas se ejemplificará la viga G-H. La viga está conectada de su lado izquierdo del nudo por lo tanto se tomará el $A_{s,izq}^{(-)}$ el cual tiene un valor de 6,50 cm².

$$a_{viga\ G-H} = \frac{6,50\text{cm}^2 * 4\ 200\ \text{kg/cm}^2}{0,85 * 281\ \text{kg/cm}^2 * 25\text{cm}}$$

$$a_{viga\ G-H} = 4,57\text{cm}$$

Por lo tanto, el momento máximo permisible en la viga G-H tiene un valor de:

$$M_{pr,viga\ G-H} = 6,50\text{cm}^2 * 0,90 * 4\ 200\text{kg/cm}^2 * \left(30,44\text{cm} - \frac{4,57\text{cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr,viga\ G-H} = 691\,768,35\ kg * cm$$

$$M_{pr,viga\ G-H} = 6\,917,68\ kg * m$$

De la misma forma se procederá a determinar los momentos máximos permisibles de las otras vigas; los resultados se muestran a continuación:

Tabla CXXV. **Momentos máximos permisibles en vigas**

Viga	$A_s^{(-)}$ (cm^2)	a (cm)	$M_{pr,vigas}$ ($kg * m$)
G-H	6,50	4,57 cm	6 917,68
5-6	3,96	2,79 cm	4 347,69
6-7	4,52	3,18 cm	4 929,20

Fuente: elaboración propia.

Ya obtenidos los momentos máximos permisible de todas las vigas, se determinará la sumatoria de los momentos resistentes de las vigas que llegan al nudo.

$$\sum M_{nb} = M_{pr,viga\ G-H} + M_{pr,viga\ 5-6} + M_{pr,viga\ 6-7}$$

$$\sum M_{nb} = (6\,917,68 + 4\,347,69 + 4\,929,20)\ kg * m$$

$$\sum M_{nb} = 16\,194,57\ kg * m$$

Por lo tanto, se procederá realizar el chequeo por momento:

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) * \sum M_{nb}$$

$$20\,662,11\ kg - m \geq \left(\frac{6}{5}\right) * (16\,194,57\ kg * m)$$

$$20\,662,11\ kg - m \geq 19\,433,48\ kg * m$$

Si cumple ✓

- Chequeo por corte

De acuerdo con la sección 4.3 del código ACI 352R, en conexiones donde lleguen vigas en dos direcciones perpendiculares, el cortante horizontal en el nudo debe ser verificado independientemente en cada dirección. Para realizar el chequeo por corte se debe verificar que se cumpla con la siguiente ecuación establecida en el código ACI 318S-14 en el inciso 9.5.1.

$$\Phi V_{resistente} \geq V_{actuante}$$

Donde el código ACI318S-14 establece en el inciso 21.2.4.3 que en nudos viga-columna debe tomarse para cortante un factor de reducción de resistencia de 0,85.

- Determinación de cortante resistente

En el inciso 18.8.4 el código ACI318S-14 establece que el valor cortante para nudos confinados por vigas en tres de sus caras o en dos caras opuestas se debe cumplir con la siguiente ecuación:

$$V_{resistente} = \Phi * (4 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j)$$

$\lambda = 1,0$ para concreto peso normal

Donde el valor de A_j es el área efectiva de la sección transversal y de acuerdo con el inciso 18.8.4.3 del código ACI 318S-14, se debe calcular como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. La profundidad del nudo es la altura total de la sección de la columna. El ancho efectivo de nudo no debe exceder el menor de:

$$\frac{b_{viga} + b_{columna}}{2} = \frac{25cm + 35cm}{2} = 30cm$$

$$b_{viga} = 25cm$$

$$b_{columna} = 35cm$$

Para el diseño de nuestro nudo, se tomará el ancho efectivo igual a la base de la viga. Por lo tanto, el cortante resistente del nudo es de:

$$V_{resistente} = 0,85 * \left(4,0 * 1,0 * \sqrt{\frac{281kg}{cm^2}} * (35cm) * (25cm) \right)$$

$$V_{resistente} = 49\,870,09\,kg$$

- Determinación de cortante actuante

Para determinar el valor cortante actuante se calculará un valor cortante resistente de la columna mediante la siguiente ecuación:

$$V_{col} = \frac{M_{pr,viga}}{\frac{h_{col\ 1er\ N}}{2} + \frac{h_{col\ 2do\ N}}{2}}$$

Se analizará el cortante en la viga con momento máximo permisible más grande.

$$V_{col} = \frac{6\,917,68\,kg * m}{\frac{3m}{2} + \frac{3m}{2}}$$

$$V_{col} = 2\,305,89\,kg$$

El cortante actuante en el nudo se determinará utilizando la siguiente ecuación:

$$V_{actuante} = T_u - V_{col}$$

$$V_{actuante} = (A_s^- * 1,25 * f_y) - V_{col}$$

$$V_{actuante} = \left(6,50 \text{cm}^2 * 1,25 * \frac{4\ 200 \text{kg}}{\text{cm}^2} \right) - 2\ 305,89 \text{kg}$$

$$V_{actuante} = 31\ 819,11 \text{kg}$$

Por lo tanto, el valor se procederá a realizar el chequeo por cortante

$$\phi V_{resistente} \geq V_{actuante}$$

$$49\ 870,09 \text{ kg} \geq 31\ 819,11 \text{ kg}$$

Si cumple ✓

Además de realizar el chequeo de momentos y el chequeo por corte el código ACI318S-14 nos indica que se deben cumplir algunas condiciones de diseño, las cuales son especificadas a continuación:

- En el inciso 18.8.2.3 establece donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviese el nudo viga-columna, para concretos de peso normal la dimensión de la columna al refuerzo de la viga no debe ser menor de 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro.

$$b_{col} \geq 20 * d_b$$

$$35 \text{cm} \geq 20 * (1,59 \text{cm})$$

$$35 \text{cm} \geq 31,80 \text{ cm}$$

Si cumple ✓

- En el inciso 18.8.2.4 establece que la altura h del nudo no debe ser menor que la mitad de la altura de cualquier viga que llegue al nudo, que genere

cortante al nudo y que sea para del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

$$h_{nudo} > \frac{h_{viga}}{2}$$

$$35cm > \frac{35cm}{2}$$

$$35cm > 17,5cm$$

Si cumple ✓

- Longitud de desarrollo de barras en tracción

De acuerdo con la sección 18.8.5.1 la longitud embebida en tracción para barras corrugadas con diámetro de barras No. 3 a No.11 terminadas con gancho estándar ℓ_{dh} se debe determinar mediante la siguiente ecuación:

$$\ell_{dh} = \frac{f_y * d_b}{(17 * \lambda * \sqrt{f'_c})}$$

$$\lambda = 1,0 \text{ para concreto peso normal}$$

Pero ℓ_{dh} no debe ser menor o igual al mayor valor entre:

$$8 * d_b$$

$$15cm$$

- Para barras No.3

$$\ell_a = \frac{4\,200 \frac{kg}{cm^2} * 0,95cm}{17 * 1,0 * \sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\ell_{dh} = 14 \text{ cm}$$

$$\ell_d = 8 * 0,95 = 7,60cm$$

$$\ell_d = 150mm$$

Por lo tanto, para varilla No. 3 la longitud de desarrollo será de 15 cm.

- Para barras No.4

$$\ell_d = \frac{4\,200 \frac{kg}{cm^2} * 1,27cm}{17 * 1,0 * \sqrt{281 kg/cm^2}}$$

$$\ell_{dh} = 18,72 cm$$

$$\ell_d = 8 * 1,27 = 10,16 cm$$

$$\ell_d = 150 mm$$

Por lo tanto, para varilla No. 4 la longitud de desarrollo será de 18,72 cm.

- Para barras No.5

$$\ell_d = \frac{4\,200 \frac{kg}{cm^2} * 2,0 cm}{17 * 1,0 * \sqrt{281 kg/cm^2}}$$

$$\ell_{dh} = 29,48 cm$$

$$\ell_d = 8 * 2,0 = 16,00 cm$$

$$\ell_d = 150 mm$$

Por lo tanto, para varilla No. 5 la longitud de desarrollo será de 29,48 cm.

El requisito de que el gancho se proyecte dentro del nudo tiene como objetivo mejorar el desarrollo de un puntal de compresión a través del nudo. Este requisito aplica a barras con gancho estándar de vigas y columnas que terminan en un nudo. (ACI 318S-14 inciso R18.8.5.1).

2.1.6.10.5. Diseño de cimientos

Los cimientos son elementos fundamentales en la construcción para garantizar la estabilidad de la estructura, son elementos estructurales destinados para transmitir las cargas de la estructura al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible de lo contrario puede producirse un asentamiento de la estructura.

Los cimientos deben ser los suficientemente fuertes para resistir los esfuerzos de flexión y esfuerzos de corte que se producen, deben adaptarse a los posibles movimientos del terreno.

Existen diferentes tipos de cimientos y la elección del tipo de cimiento dependerá de las particularidades mecánicas del terreno, como su ángulo de cohesión, su ángulo interno, la posición del nivel freático y la magnitud de las cargas existentes los cuales se determinan a través de un ensayo de suelo con el fin de conocer la capacidad soporte del suelo el cual nos indicara el tipo de cimentación a utilizar ya sea entre cimentación superficial o profunda.

Cimentaciones superficiales: son aquellas cimentaciones que se construyen sobre capas superficiales del suelo a poca profundidad. Siempre que es posible se emplean cimentaciones superficiales, ya que son el tipo de cimentación menos costoso y más simple de ejecutar. Las cimentaciones superficiales se clasifican

en: zapatas aisladas, zapatas corridas, zapatas combinadas, zapatas de esquinas y losas de cimentación.

Cimentaciones profundas: son aquellas cimentaciones que por las condiciones de terreno no es posible una cimentación superficial y se recurre a la búsqueda de estratos resistentes a profundidades mayores a 3 metros con el fin de garantizar la estabilidad de las estructuras que sobren el descansan. Las cimentaciones profundas se clasifican en pilotes y muros pantalla.

Para el diseño de Alcaldía Auxiliar y Oficinas de Cocode se utilizarán zapatas aisladas excéntricas y zapatas combinadas. Para el diseño de la zapata excéntrica se utilizan las orientaciones para el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable.

Para el diseño de la zapata combinada se utilizan las orientaciones recibidas durante el proceso de formación de la carrera bajo la conducción del asesor de EPS.

- Zapata aislada excéntrica

Una zapata excéntrica es aquella a la cual la columna soportada no es concéntrica o no está al centro de la zapata. Son colocadas al borde de la estructura y se utilizan cuando la edificación colinda con otro terreno. Deben diseñarse con un refuerzo adicional a la zapata aislada con el fin de soportar la flexión y el corte. Las zapatas excéntricas deben diseñarse para contrarrestar el momento de volteo que se produce porque la carga no se encuentra al centro de la zapata.

- Predimensionamiento de zapata:

Para el diseño de la zapata excéntrica se calculará la carga axial que esta soportará, la cual se realizará de la misma forma que el inciso 2.1.6.10.3. tomando en cuenta que el valor de área que tributa es de 7,35 m².

- Determinación de carga última del segundo nivel

$$PU_{2do\ nivel, borde} = (A_t * CU_{2do\ nivel}) + (W_{viga} * F_{CU}) + (W_{columna} * F_{CU})$$

Donde:

$$W_{viga} = b_{viga} * (h_{viga} - t_{azotea}) * (L_{viga}) * (\gamma_{concreto}) * F_{CU}$$

$$W_{viga} = 0,25m * (0,35m - 0,10m) * (2,40 + 2,50 + 1,50)m * \left(\frac{2\ 400kg}{m^3}\right) * 1,38$$

$$W_{viga} = 1\ 324,80\ kg$$

$$W_{columna} = b_{col} * h_{col} * H_{nivel} * (\gamma_{concreto}) * F_{CU}$$

$$W_{columna} = 0,35m * 0,35m * 3,00m * \left(\frac{2\ 400kg}{m^3}\right) * 1,38$$

$$W_{columna} = 1\ 217,16\ kg$$

Por lo tanto:

$$PU_{2do\ nivel, borde} = (7,35m^2 * 628\ kg/m^2) + (1\ 324,80\ kg) + (1\ 217,16\ kg)$$

$$PU_{2do\ nivel, borde} = 7\ 157,76kg$$

- Determinación de carga última del primer nivel

$$PU_{1er\ nivel, borde} = (A_t * CU_{1er\ nivel}) + (W_{viga} * F_{CU}) + (W_{columna} * F_{CU}) + (W_{muro} * F_{CU})$$

Donde:

$$W_{viga} = b_{viga} * (h_{col} - t_{entrepiso}) * (L_{viga}) * (\gamma_{concreto}) * F_{CU}$$

$$W_{viga} = 0,25m * (0,35m - 0,12m) * (2,40 + 2,50 + 1,50)m * \left(\frac{2\,400kg}{m^3}\right) * 1,38$$

$$W_{viga} = 1\,218,82\,kg$$

$$W_{columna} = b_{col} * h_{col} * H_{nivel} * (\gamma_{concreto}) * F_{CU}$$

$$W_{columna} = 0,35m * 0,35m * 3,00m * \left(\frac{2\,400kg}{m^3}\right) * 1,38$$

$$W_{columna} = 1\,217,16\,kg$$

$$W_{muro} = peso\ de\ muro * L_{muro} * H_{muro} * F_{CU}$$

$$W_{muro} = 150 \frac{kg}{m^2} * (2,40 + 2,50 + 1,50)m * 3,00m * 1,38$$

$$W_{muro} = 3\,974,40\,kg$$

Por lo tanto:

$$PU_{1er\ nivel, borde} = (7,35m^2 * 1\,345,60kg/m^2) + 1\,218,82\,kg + 1\,217,16kg + 3\,974,40kg$$

$$PU_{1er\ nivel, borde} = 16\,031,42\,kg$$

Ya obtenido el valor de carga axial ultima de primer nivel y segundo nivel se determina el valor de carga axial total:

$$PU_{total, borde} = PU_{1er\ nivel, borde} + PU_{2do\ nivel, borde}$$

$$PU_{total, borde} = 16\,031,42\,kg + 7\,157,76\,kg$$

$$PU_{total, borde} = 23\,189,18\,kg \approx 23,20\,ton$$

Por lo tanto, los datos a utilizar para el diseño de zapata excéntrica son los siguientes:

Tabla CXXVI. Datos para zapata aislada excéntrica

$P_{u,borde} = 23,20 \text{ ton}$	$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$
$M_{dx} = 5,76 \text{ ton} * m$	$f'_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$
$M_{dy} = 5,59 \text{ ton} * m$	$\gamma_s = 0,90 \text{ ton/m}^3$
$V_s = 15,89 \text{ ton/m}^2$	$\gamma_c = 2,4 \text{ ton/m}^3$
$F_{CU} = 1,38$	$D_f = 1,50 \text{ m}$

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de carga de servicio

$$P'_t = \frac{P_{u,borde}}{F_{CU}}$$

Donde:

P'_t Carga axial efectiva para zapata excéntrica

$P_{u,borde}$ Carga axial de borde mayorada transmitida por la columna

$$P'_t = \frac{23,20 \text{ ton}}{1,38}$$

$$P'_t = 16,81 \text{ ton}$$

- Cálculo de área de zapata

Por lo tanto, el área de la zapata será la siguiente:

$$A_z = \frac{1,5 * P'_t}{V_{s\ real}}$$

A_z Área predimensionada de zapata (m^2)
 P'_t Carga axial efectiva para zapata excéntrica
 V_s Valor soporte del suelo

$$A_z = \frac{1,5 * 16,81\ ton}{15,89\ ton/m^2}$$

$$A_z = 1,59\ m^2$$

Para el diseño de la zapata excéntrica se utilizará una base cuadrada, por lo tanto:

$$A_z = b_z^2$$

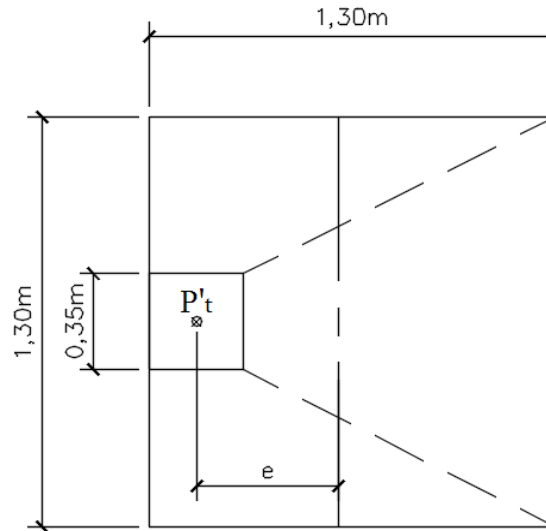
$$b_z = \sqrt{A_z}$$

$$b_z = \sqrt{1,59\ m} \rightarrow b_z = 1,26\ m$$

Por lo tanto, se propone utilizar una zapata de: $b_z = 1,30\ m$, teniendo un valor de $A_z = 1,69\ m^2$.

- Excentricidad de la carga que provoca flexión

Figura 65. **Carga y momentos de trabajo sobre la zapata excéntrica**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

$$e = \frac{b_z - b_{col}}{2}$$

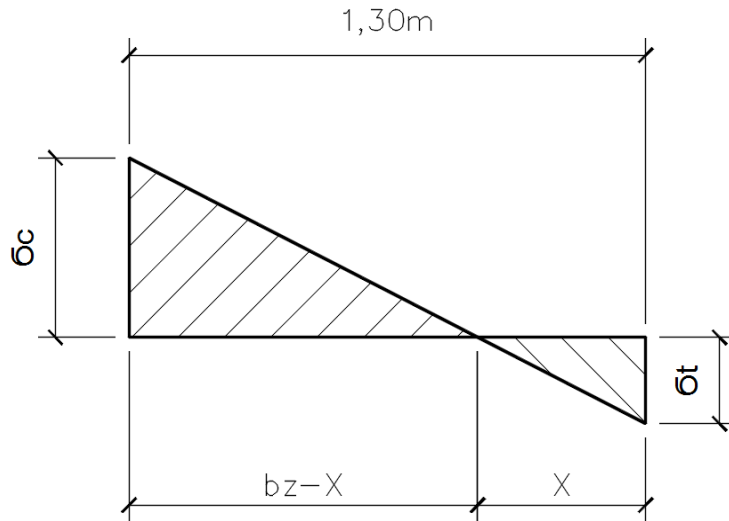
$$e = \frac{1,30m - 0,35m}{2}$$

$$e = 0,48m = 48cm$$

- Esfuerzos en el suelo

El diagrama de presión última del suelo ejercida sobre la zapata se divide en 2 áreas, la zona de compresión y la zona de tensión, a continuación, se presenta un diagrama de la presión última del suelo ejercida sobre la zapata excéntrica.

Figura 66. **Esfuerzos de compresión y tensión de la zapata aislada excéntrica**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

- Esfuerzo de compresión máxima

$$\sigma_{compresión} = \frac{P_t}{A_z} * \left(1 + \frac{6 * e}{b_z} \right)$$

$$\sigma_{compresión} = \frac{16,81 \text{ ton}}{1,69 \text{ m}^2} * \left(1 + \frac{6 * 0,48 \text{ m}}{1,30 \text{ m}} \right)$$

$$\sigma_{compresión} = 31,98 \text{ ton/m}^2$$

- Esfuerzo de tensión máxima

$$\sigma_{tensión} = \frac{P_t}{A_z} * \left(1 - \frac{6 * e}{b_z} \right)$$

$$\sigma_{tensión} = \frac{16,81 \text{ ton}}{1,69 \text{ m}^2} * \left(1 - \frac{6 * 0,48 \text{ m}}{1,30 \text{ m}} \right)$$

$$\sigma_{tensión} = -12,09 \text{ ton/m}^2$$

- Esfuerzo en el eje neutro

Para realizar el diseño de la zapata excéntrica, se considera la parte del diagrama que se encuentra en compresión, por lo tanto, es necesario determinar el punto de cambio de esfuerzo.

- Punto de cambio de esfuerzo

El punto de cambio de esfuerzo es el punto que se encuentra a una distancia X donde cambia de esfuerzo de compresión a esfuerzo de tensión, para lo cual se utiliza la relación de triángulos semejantes:

$$\frac{b_z - x}{\sigma_{compresión}} = \frac{x}{\sigma_{tensión}}$$

Despejando el valor de x:

$$x = \frac{\sigma_{tensión} * b_z}{(\sigma_{tensión} + \sigma_{compresión})}$$

$$x = \frac{\left(12,09 \frac{ton}{m^2}\right) * (1,30m)}{\left(12,09 \frac{ton}{m^2} + 31,98 \frac{ton}{m^2}\right)}$$

$$x = 0,36 m$$

Por lo tanto, el esfuerzo en el eje neutro será de:

$$\sigma_{neutro} = \frac{\sigma_{compresión} * \left(\frac{b_z}{2} - x\right)}{b_z - x}$$

$$\sigma_{neutro} = \frac{31,98 \text{ ton}/m^2 * \left(\frac{1,30m}{2} - 0,36m\right)}{1,30m - 0,36m}$$

$$\sigma_{neutro} = 9,87 \text{ ton}/m^2$$

- Altura de diamante

Para la altura de diamante, se asume una inclinación de $\theta = 20^\circ$

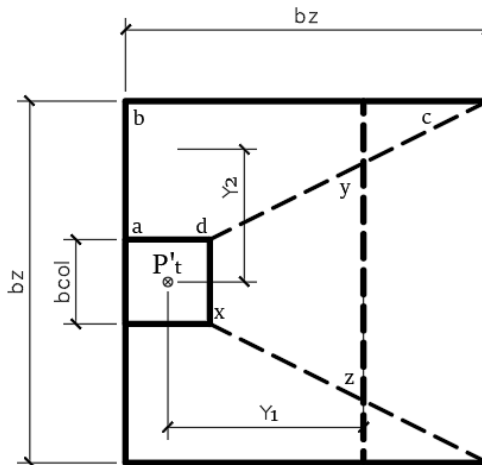
$$h_{diamante} = \tan \theta * (b_z - b_{col})$$

$$h_{diamante} = \tan(20^\circ) * (1,30m - 0,35m)$$

$$h_{diamante} = 0,35 m$$

- Fuerzas resultantes

Figura 67. **Diagrama de zapata aislada excéntrica**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

$$P_1 = \sigma_{neutro} * \left(\frac{D_{x-d} + D_{y-z}}{2} \right) (h_{diamante})$$

$$P_2 = \sigma_{\perp} * Y_1 * A$$

Donde:

P_1	Fuerza resultante en el trapecio x-d-y-z
D_{x-d}	Distancia del punto x al punto d
D_{y-z}	Distancia del punto y al punto z
$h_{diamante}$	Altura de diamante
P_2	Fuerza resultante en el centro de gravedad a-b-c-d
Y_1	Distancia a la sección x-d
	Esfuerzo en dirección perpendicular a Y_1
A	área de la superficie ad-cb

- Determinación de fuerza resultante P_1

Para determinar la fuerza resultante P_1 se calcularán los siguientes datos:

- ✓ Distancia del punto y-z

$$D_{y-z} = b_z - 2(t)$$

Donde:

$$t = \frac{\frac{x * b_z}{2}}{b_z} ; \quad t = \frac{\frac{0,36 \text{ m} * 1,30 \text{ m}}{2}}{1,30 \text{ m}} \rightarrow t = 0,18 \text{ m}$$

$$D_{y-z} = 1,30 \text{ m} - 2(0,18 \text{ m})$$

$$D_{x-z} = 0,94 \text{ m}$$

Por lo tanto, la fuerza P_1 tiene un valor de:

$$P_1 = 9,87 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * \left(\frac{0,35 \text{ m} + 0,94 \text{ m}}{2} \right) (0,35 \text{ m})$$

$$P_1 = 2,23 \text{ ton}$$

- Determinación de fuerza resultante P_2

Para determinar la fuerza resultante P_2 se calcularán los siguientes datos:

- ✓ Esfuerzo en dirección perpendicular a Y_1

$$\sigma_{\perp Y_1} = \frac{\sigma_{compresión}}{2}$$

$$\sigma_{\perp Y_1} = \frac{31,98 \text{ ton/m}^2}{2}$$

$$\sigma_{\perp Y_1} = 15,99 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2},$$

- ✓ Área de la superficie $ad - cb$

$$A = ad * \left[\frac{b_z - D_{x-d}}{2} \right] + \left[\frac{(b_z - D_{x-d}) + (b_z - D_{y-z})}{4} \right] (H)$$

$$A = 0,35 * \left[\frac{1,30 - 0,35}{2} \right] + \left[\frac{(1,30 - 0,35) + (1,30 - 0,94)}{4} \right] (0,35)$$

$$A = 0,28 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, la fuerza P_2 tiene un valor de:

$$P_2 = \sigma_{\perp Y_1} * A$$

$$P_2 = 15,99 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0,28 \text{ m}^2$$

$$P_2 = 4,48 \text{ ton}$$

- Momentos provocados por fuerzas resultantes

Para determinar los momentos que provocan las fuerzas resultantes se emplearan la siguiente ecuación:

$$M_i = P_i * Y_i$$

Donde:

M_i Momento provocado por fuerza resultante en ton*m

P_i Fuerza resultante en ton

Y_i Distancia en m

- Determinación de momento M_1

✓ Valor de Y_1

El valor de P_1 es aplicada al centro de gravedad del trapecio que forman los puntos x-d-y-z cuya distancia a la sección x-d es:

$$Y_1 = \frac{H}{3} * \left[\frac{(2 * D_{y-z}) + b_{col}}{D_{y-z} + b_{col}} \right]$$

$$Y_1 = \frac{0,35m}{3} * \left[\frac{(2 * 0,94m) + 0,35m}{0,94m + 0,35m} \right]$$

$$Y_1 = 0,20 m$$

Por lo tanto:

$$M_1 = 2,23 ton * 0,20m$$

$$M_1 = 0,45 ton * m$$

- Determinación de momento M_2

✓ Valor de Y_2

El valor de P_2 es aplicada al centro de gravedad del trapecio que forman los puntos a-b-c-d cuya distancia a la sección x-d es:

$$Y_2 = \left(\frac{D_{a-b}}{3} \right) * \left(\frac{2b_z + D_{a-d}}{b_z + D_{a-d}} \right)$$

Donde:

$$D_{a-b} = \frac{b_z - b_{col}}{2} \quad ; \quad D_{a-b} = \frac{1,30m - 0,35}{2} \rightarrow D_{a-b} = 0,48m$$

$$Y_2 = \left(\frac{0,48}{3} \right) * \left(\frac{2(1,30m) + 0,35m}{1,30 + 0,35m} \right)$$

$$Y_2 = 0,28 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$M_2 = P_2 * Y_2$$

$$M_2 = 4,48 \text{ ton} * 0,28m$$

$$M_2 = 1,25 \text{ ton} * m$$

- Carga total sobre el suelo

Para el cálculo de la carga total ejercida sobre el suelo es necesario tomar en cuenta todas las cargas que se presentan, por lo tanto, se empleara la siguiente ecuación:

$$P_{total} = P'_t + P_{cim} + P_{col} + P_{suelo}$$

Donde:

- P_{total} Carga total sobre el suelo en Ton.
- P'_t Carga axial de servicio sobre la zapata en Ton.
- P_{cim} Peso propio de la zapata en Ton.
- P_{col} Peso propio de la columna en Ton.
- P_{suelo} Peso propio del suelo en Ton.

- Determinación de peso propio de la zapata

$$P_{cim} = A_z * t_{zapata,propuesto} * \gamma_{concreto}$$

$$P_{cim} = \left(1,69 \text{ m}^2 * 0,40 \text{ m} * 2,4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right)$$

$$P_{cim} = 1,62 \text{ Ton}$$

- Determinación de peso propio de la columna

$$P_{col} = \text{Sección de columna} * (H_{col} + D_f) * \gamma_{concreto}$$

$$P_{col} = (0,35 \text{ m} * 0,35 \text{ m}) * (3,00 \text{ m} + 1,5 \text{ m}) * \left(2,4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right)$$

$$P_{col} = 1,32 \text{ Ton}$$

- Determinación de peso del suelo

$$P_{suelo} = A_z * D_f * \gamma_{suelo}$$

$$P_{suelo} = \left(1,69 \text{ m}^2 * 1,50 \text{ m} * 0,90 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right)$$

$$P_{suelo} = 2,28 \text{ Ton}$$

Por lo tanto, el peso total que actúa sobre la zapata es de:

$$P_{total} = P'_t + P_{cim} + P_{col} + P_{suelo}$$

$$P_{total} = 16,81 \text{ ton} + 1,62 \text{ Ton} + 1,32 \text{ Ton} + 2,28 \text{ Ton}$$

$$P_{total} = 22,03 \text{ Ton}$$

- Chequeo de presiones

Para el diseño de la zapata excéntrica será necesario que se cumpla con las siguientes condiciones:

$$q_{max} \leq V_s$$

$$q_{min} > 0$$

Donde:

$$q_{min} = \frac{P_{total}}{A_z} - \frac{M_{x,diseño}}{S_{módulo x}} - \frac{M_{y,diseño}}{S_{módulo y}}$$

$$q_{máx} = \frac{P_{total}}{A_z} + \frac{M_{x,diseño}}{S_{módulo x}} + \frac{M_{y,diseño}}{S_{módulo y}}$$

Para determinar la presión mínima y máxima se calcularán los siguientes datos:

- ✓ Momento diseño en X

$$M_{x,diseño} = \frac{M_x - M_2}{F_{CU}}$$

$$M_{x,diseño} = \frac{5,76 \text{ ton} * m - 1,25 \text{ ton} * m}{1,38}$$

$$M_{x,diseño} = 3,27 \text{ ton} * m$$

- ✓ Momento diseño en Y

$$M_{y,diseño} = \frac{M_y - M_1}{F_{CU}}$$

$$M_{y,diseño} = \frac{5,59 \text{ ton} * m - 0,45 \text{ ton} * m}{1,38}$$

$$M_{y,diseño} = 3,72 \text{ ton} * m$$

- ✓ Comprobación de $e < K$

$$K = \frac{b}{6} ; K = \frac{1,30}{6} \rightarrow K = 0,217$$

$$e = \frac{M_{i,diseño}}{P_{total}}$$

$$e_x = \frac{M_{x,diseño}}{P_{total}} ; e_x = \frac{3,27}{22,03} \rightarrow e_x = 0,15 \text{ si cumple } \checkmark$$

$$e_y = \frac{M_{y,diseño}}{P_{total}} ; e_y = \frac{3,72}{22,03} \rightarrow e_y = 0,17 \text{ si cumple } \checkmark$$

- ✓ Determinación de módulo de sección en X y Y

$$S_{modulo,x-y} = \frac{b_z * L_z^2}{6} ; \frac{(b_z)^3}{6}$$

Donde:

$S_{modulo,x-y}$	Módulo de sección (Ton-m)
b_{zapata}	Base predimensionada de zapata (m)
L_{zapata}	Largo predimensionado de zapata (m)

$$S_{x,y} = \frac{(1,30 \text{ m})^3}{6} = 0,366 \text{ m}$$

Por lo tanto, el valor de presiones es de:

$$q_{max} = \frac{22,03 \text{ ton}}{1,69 \text{ m}^2} + \frac{3,27 \text{ ton} * \text{ m}}{0,366 \text{ m}^3} + \frac{3,72 \text{ ton} * \text{ m}}{0,366 \text{ m}^3}$$

$$q_{max} = 32,13 \text{ ton/m}^2 > 15,89 \text{ ton/m}^2$$

No cumple ×

$$q_{min} = \frac{22,03 \text{ ton}}{1,69 \text{ m}^2} - \frac{3,27 \text{ ton} * \text{ m}}{0,366 \text{ m}^3} - \frac{3,72 \text{ ton} * \text{ m}}{0,366 \text{ m}^3}$$

$$q_{min} = -6,06 \text{ ton} < 0$$

No cumple ×

No se cumple con las condiciones anteriores, será necesario aumentar las dimensiones de la zapata hasta que se cumplan las condiciones de presiones mínimas y máximas, utilizando el procedimiento anterior se calcularon los valores de la siguiente tabla:

Tabla CXXVII. **Chequeo de presiones para zapata excéntrica**

Dimensiones (m)		Carga total sobre el suelo (ton)					Momentos de diseño (ton * m)		cargas admisibles (ton/m ²)	
b_z	L_z	P'_t	P_{cim}	P_{col}	P_{suelo}	P_{total}	M_{x,diseño}	M_{y,diseño}	q_{max}	q_{min}
1,30	1,30	16,81	1,62	1,32	2,28	22,03	3,27	3,72	32,13	-6,06
1,40	1,40	16,81	1,88	1,32	2,65	22,66	3,13	3,70	26,51	-3,38
1,50	1,50	16,81	2,16	1,32	3,04	23,33	3,01	3,65	22,20	-1,46
1,60	1,60	16,81	2,46	1,32	3,46	24,05	2,93	3,64	19,01	0,22
1,70	1,70	16,81	2,77	1,32	3,90	24,80	3,00	2,97	15,87	1,29

Fuente: elaboración propia.

- Presión última de diseño

$$q_{diseño} = q_{max} * F_{cu}$$

$$q_{diseño} = 15,87 \frac{ton}{m^2} * 1,38$$

$$q_{diseño} = 21,90 \text{ ton}/m^2$$

- Peralte efectivo de la zapata excéntrica

Para el cálculo de peralte efectivo de la zapata se deberá tomar el recubrimiento mínimo establecido por el ACI318S-14, en la tabla 20.6.1.3.1 “Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio no preesforzados”, para lo cual se tomará la condición construida contra el suelo y permanentemente en contacto con él para lo cual se tiene un recubrimiento especificado de 750 mm.

$$d_z = t_z - rec - \frac{\phi_{varilla \text{ propuesta}}}{2}$$

Donde:

d_z	Peralte efectivo de zapata excéntrica
t_z	Espesor de zapata en m
rec	Recubrimiento mínimo
$\phi_{varilla \text{ propuesta}}$	Diámetro de la varilla propuesta en cm

Para el armado de zapata se utilizará varilla No.4 la cual tiene un diámetro de 1,27 cm y un espesor de zapata de 40 cm.

- Determinación de peralte efectivo de zapata

$$d_z = 40\text{cm} - 7,5\text{cm} - \frac{1,27\text{cm}}{2}$$

$$d_z = 31,87\text{ cm} \approx 0,319\text{ m}$$

- Chequeo por corte

Cuando una zapata falla por corte, la falla suele presentarse a una distancia “d” del borde de la columna en forma diagonal a 45°, por lo tanto, es necesario verificar si el espesor propuesto para la zapata es el adecuado para soportar los esfuerzos de corte actuante.

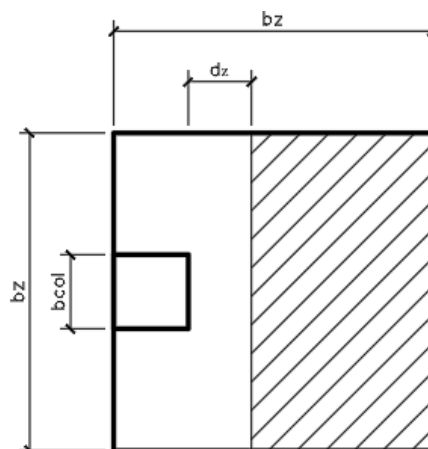
Según el ACI318S-14 inciso 4.6 “El requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como”

Resistencia de diseño \geq Resistencia Requerida

$$V_{resistente} \geq V_{actuante}$$

- Determinación de cortante simple actuante

Figura 68. **Diagrama de cortante simple en zapata aislada excéntrica**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

$$V_{act} = A_{cs} * q_{diseño}$$

Donde:

- V_{act} Valor cortante actuante
- A_{cs} Área donde actúa el cortante simple
- $q_{diseño}$ Carga admisible máxima

Como se puede observar en la figura anterior, el área A_{cs} es igual a:

$$A_{cs} = b_z * \left(\frac{b_z - b_{col}}{2} - d_z \right)$$

$$A_{cs} = 1,70cm * \left(\frac{1,70cm - 0,35cm}{2} - 0,319cm \right)$$

$$A_{cs} = 0,61m^2$$

Por lo tanto, el cortante actuante tiene un valor de:

$$V_{act} = 0,61m^2 * 21,90 ton/m^2$$

$$V_{act} = 13,36 ton$$

- Cortante resistente

Para determinar el valor cortante resistente el ACI318S-14 en el inciso 22.5.5.1 establece emplear la siguiente ecuación:

$$V_{resistente} = \Phi * 0,53 * \sqrt{f'c} * b_z * d$$

Donde:

$V_{resistente}$	Valor cortante resistente
Φ	Factor de reducción de resistencia para corte establecido en la tabla 21.2.1 del ACI318S-14
f'_c	Resistencia especificada del concreto=210 kg/cm ²
b_z	base unitaria de 100 cm
d_z	Peralte efectivo de zapata

Para el diseño de zapata se tendrá un factor de reducción de resistencia para elementos de concreto estructural de 0,85.

$$V_{resistente} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{\frac{281kg}{cm^2}} * 170cm * 31,87cm$$
$$V_{resistente} = 40\ 914,66\ kg \approx 40,91\ ton$$

Obtenido los valores de cortante resistente y cortante simple actuante, se procederá a verificar que se cumpla la condición de cortante.

$$V_{resistente} \geq V_{actuante}$$
$$40,91\ ton \geq 13,36\ ton$$

Si cumple ✓

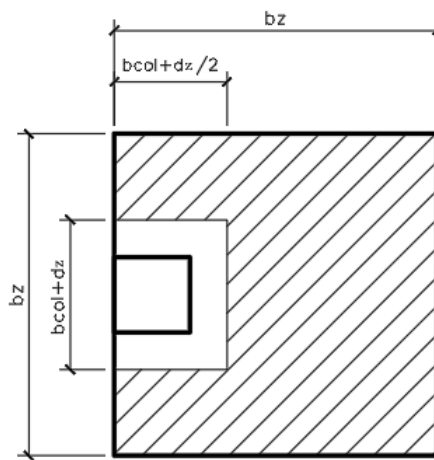
- Chequeo por punzonante

Por diferencia entre la sección transversal de la columna y la sección transversal de la zapata ocurre un efecto de punzonamiento alrededor de la columna, al aplicarse una carga axial excesivamente concentrada sobre un área pequeña dentro de un plano superficial grande. El límite donde ocurre la falla se

encuentra a una distancia igual a $d_z/2$ del perímetro de la columna. Para chequear el punzonamiento se procede de la siguiente manera:

- Determinación de cortante punzonante actuante

Figura 69. **Diagrama de cortante punzonante en zapata excéntrica**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

$$V_{act} = A_{cp} * q_{diseño}$$

Donde:

- V_{act} Valor cortante punzonante actuante
- A_{cp} Área donde actúa el cortante punzonante
- $q_{diseño}$ Carga admisible máxima

Como se puede observar en la figura anterior, el área A_{cp} es igual a:

$$A_{cp} = A_z - \left[(b_{col} + d_z) * \left(b_{col} + \frac{d_z}{2} \right) \right]$$

$$A_{cp} = 2,89m^2 - \left[(0,35m + 0,319) * \left(0,35 + \frac{0,319}{2} \right) \right]$$

$$A_{cp} = 2,55 m^2$$

Por lo tanto, el cortante actuante tiene un valor de:

$$V_{act} = A_{cp} * q_{diseño}$$

$$V_{act} = 2,55m^2 * 21,90 ton/m^2$$

$$V_{act} = 55,85 ton$$

- Cortante punzonante resistente

Para determinar el valor cortante resistente el ACI318S-14 en el inciso 22.5.5.1 establece emplear la siguiente ecuación:

$$V_{resistente} = \phi * 1,06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d_z$$

Donde:

$V_{resistente}$	Valor cortante punzonante resistente
ϕ	Factor de reducción de resistencia para corte
f'_c	Resistencia especificada del concreto=210 kg/cm ²
b_o	Perímetro interno donde actúa el área punzonante
d_z	Peralte efectivo de zapata

Para el diseño de zapata el código ACI 318S-14 en el inciso 21.2.4.3 establece un factor de reducción de resistencia ϕ igual a 0,85 para porticos especiales resistentes a momento.

$$b_o = \left[2 \left(b_{col} + \frac{d_z}{2} \right) + (b_{col} + d_z) \right]$$

$$b_o = \left[2 \left(0,35 \text{ m} + \frac{0,319 \text{ m}}{2} \right) + (0,35 \text{ m} + 0,319 \text{ m}) \right]$$

$$b_o = 1,688 \text{ m} \approx 168,80 \text{ cm}$$

$$V_{resistente} = 0,85 * 1,06 * \sqrt{\frac{281 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} * 168,80 \text{ cm} * 31,87 \text{ cm}$$

$$V_{resistente} = 81\,251,70 \text{ kg} \approx 81,25 \text{ ton}$$

Obtenido los valores de cortante resistente y cortante punzonante actuante, se procederá a verificar que se cumpla la condición de cortante.

$$V_{resistente} \geq V_{actuante}$$

$$81,25 \text{ ton} \geq 55,85 \text{ ton}$$

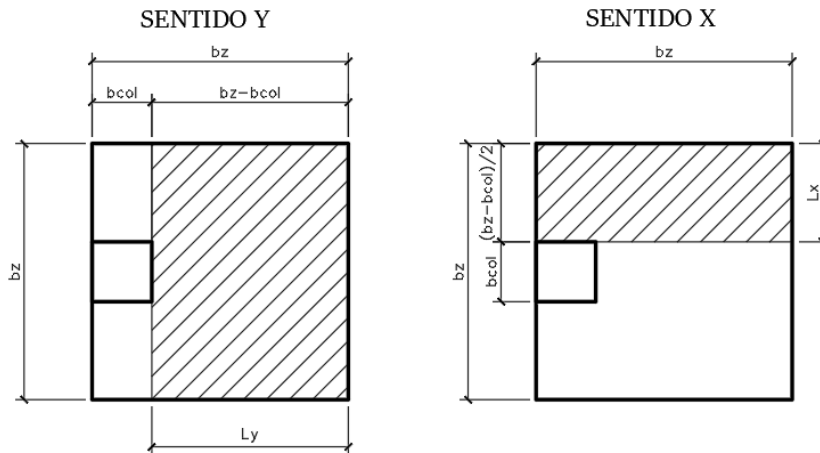
Si cumple ✓

Por lo tanto, el espesor propuesto de 40 cm en la zapata resiste el corte punzonante.

- Chequeo por flexión

Otro de los chequeos necesarios en la zapata excéntrica es el de flexión, la cual se produce a través del momento causado por la presión última del suelo la cual es una fuerza de empuje hacia arriba sobre la base de la zapata. Para resistir el momento flector es necesario colocar un refuerzo de acero en ambos sentidos el cual debe cumplir con los requisitos de acero mínimo establecidos por el código ACI318S-14.

Figura 70. Diagrama de momento flector sentido X y sentido Y



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Se deberá de calcular el momento flector en ambos sentidos, para lo cual se empleará la siguiente ecuación:

$$MU_{zapata} = \frac{q_{diseño} * L_{x-y}^2}{2}$$

$$L_x = \frac{b_z - b_{col}}{2} \quad ; \quad L_x = \frac{1,70m - 0,35m}{2} \rightarrow L_x = 0,68m$$

$$L_y = b_z - b_{col} \quad ; \quad L_y = 1,70m - 0,35m \rightarrow L_y = 1,35m$$

$$MU_{x,zapata} = \frac{21,90 \text{ ton/m}^2 * (0,68m)^2}{2} \rightarrow MU_{x,zapata} = 5,06 \text{ ton} * m$$

$$MU_{y,zapata} = \frac{21,90 \text{ ton/m}^2 * (1,35m)^2}{2} \rightarrow MU_{y,zapata} = 19,96 \text{ ton} * m$$

- Área de acero requerida por el momento flector

Se procederá a determinar el refuerzo que requiere el momento flector, para lo cual se empleará la siguiente ecuación:

$$A_{s req} = \frac{0,85 * f'_c}{f_y} * \left[(b_z * d_z) - \sqrt{(b_z * d_z)^2 - \frac{MU_{i,zapata} * b_z}{0,003825 * f'_c}} \right]$$

✓ Para momento flector en X

$$A_{s req} = \frac{0,85 * (281)}{4 200} * \left[(170 * 31,87) - \sqrt{(170 * 31,87)^2 - \frac{5,06(1 000) * 170}{0,003825 * 281}} \right]$$

$$A_{s req} = 4,23 m^2$$

✓ Para momento flector en Y

$$A_{s req} = \frac{0,85 * (281)}{4 200} * \left[(170 * 31,87) - \sqrt{(170 * 31,87)^2 - \frac{19,96(1 000) * 170}{0,003825 * 281}} \right]$$

$$A_{s req} = 17,04 m^2$$

- Área de acero mínima

Es necesario determinar el área de acero mínima que se va a utilizar para el diseño de zapata, para lo cual se emplearan las siguientes ecuaciones establecidas en el ACI318S-14 en la sección 9.6:

$$A_{s min} = \frac{0,80 * \sqrt{f'_c} * b_z * d_z}{f_y}$$

Pero no menor a $A_{s min limite}$

$$A_{s min limite} = \frac{14 * b_z * d_z}{f_y}$$

Donde:

$A_{s\ min}$	Área de acero mínimo
$A_{s\ min\ limite}$	Área de acero mínimo limite
f'_c	Resistencia especificada del concreto=210 kg/cm ²
f_y	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo=2810kg/cm ²
b_z	Base de zapata
d_z	Peralte efectivo de zapata

- Determinación de área de acero mínimo

$$A_{s\ min} = \frac{0,80 * \sqrt{f'_c} * b_z * d_z}{f_y}$$
$$A_{s\ min} = \frac{0,80 * \sqrt{\frac{281kg}{cm^2}} * 170cm * 31,87cm}{4\ 200 \frac{kg}{cm^2}}$$
$$A_{s\ min} = 17,30\ cm^2$$

- Determinación de área de acero mínimo limite

$$A_{s\ min\ limite} = \frac{14 * b_z * d_z}{f_y}$$
$$A_{s\ min\ limite} = \frac{14 * 170cm * 31,87cm}{4\ 200kg/cm^2}$$
$$A_{s\ min\ limite} = 18,06\ cm^2$$

Por lo tanto, el área de acero mínimo a utilizar es de $A_{s\ min} = 18,06\ cm^2$, de los momentos flectores calculados anteriormente se debe verificar que se cumpla con área de acero mínimo de lo contrario se deberá colocar 18,06 cm², por lo tanto, el área de acero requerida para los momentos flectores son los siguientes:

$$A_{s \text{ requerida}} = 18,06 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en sentido X}$$

$$A_{s \text{ requerida}} = 18,06 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en sentido Y}$$

Se diseñará con el área de acero mínima $18,06 \text{ cm}^2$.

- ✓ Espaciamiento para área de acero

$$S_{inf} = \frac{(A_{\text{varilla propuesta}})(b_z)}{A_{s \text{ requerido}}}$$

$$S_{inf} = \frac{(1,27 \text{ cm}^2)(170 \text{ cm})}{18,06 \text{ cm}^2}$$

$$S_{inf} = 11,95 \text{ cm}$$

Por lo tanto, para el diseño de zapata excéntrica se colocarán varilla No.4 @ 10cm en ambos sentidos.

- Área de acero por temperatura

Según el Código ACI 318S-14 en la tabla 24.4.3.2 establece que la cuantía de acero por temperatura se calcula de la siguiente manera:

$$A_{s \text{ temp}} = \rho_{\text{temp}} * b_z * d_z$$

Donde ρ_{temp} para $< 4 \text{ 200}$ es de 0,0018.

$$A_{s \text{ temp}} = 0,0018 * 170 \text{ cm} * 31,87 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ temp}} = 9,75 \text{ cm}^2$$

El $A_{s_{temp}}$ es menor que $A_{s_{min}}$ por lo que se debe colocar el área de acero mínimo para el refuerzo por temperatura el cual tiene un valor de $18,06 \text{ cm}^2$.

- ✓ Espaciamiento para área de acero por temperatura

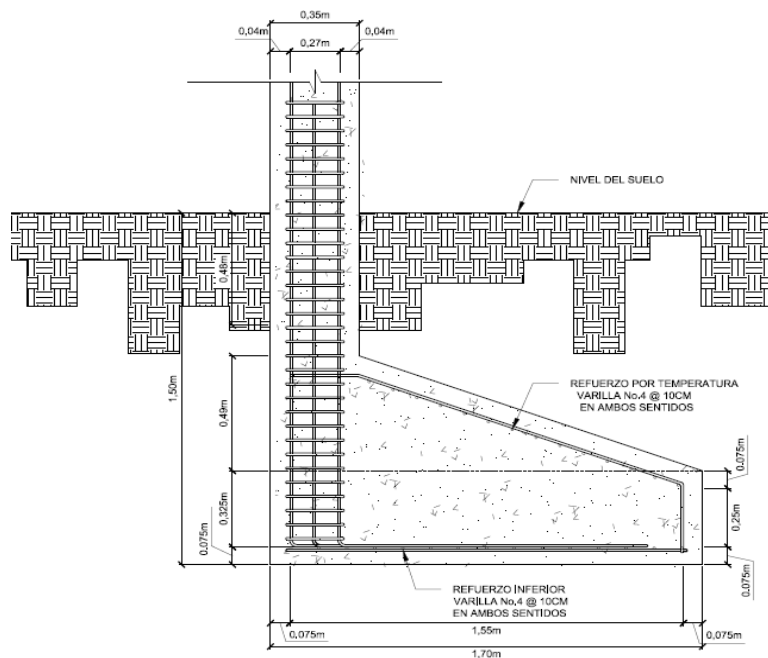
$$S_{temp} = \frac{A_{varilla \text{ propuesta}} * b_z}{A_{s_{temp}}}$$

$$S_{temp} = \frac{1,27 \text{ cm}^2 * 170 \text{ cm}}{18,06 \text{ cm}^2}$$

$$S_{temp} = 11,95 \approx 11 \text{ cm}$$

Por lo tanto, para cubrir el área de acero por temperatura por facilidad de construcción se colocarán varillas No. 4 @ 10 cm.

Figura 71. **Detalle de armado de zapata excéntrica Z-1**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

- Zapata combinada

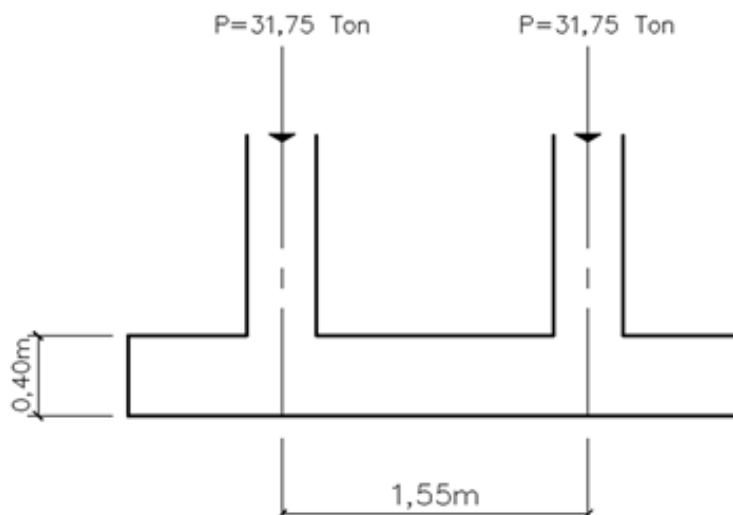
Las zapatas combinadas suelen utilizarse en las ocasiones donde las zapatas aisladas de dos columnas están demasiado próximas o bien estas se traslapan, por lo cual se opta por colocar una misma zapata para dos o más columnas según sea la condición de proximidad de estas.

Para la edificación de la Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE, las columnas de los marcos dos y tres están a tan solo 1,55 m de distancia, es necesario colocar zapatas combinadas.

Para el diseño de estas zapatas es necesario contar con las cargas axiales transmitidas por cada una de las columnas como sus respectivos momentos en X y Y. A continuación, se detalla el procedimiento para el diseño de estas.

- Predimensionamiento de zapata

Figura 72. **Sección y fuerzas sobre zapatas combinada en sentido Y**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Para el diseño de la zapata combinada se utilizarán los siguientes datos:

Tabla CXXVIII. **Datos para zapata combinada**

$PU_{total\ 1} = 31,75\ ton$	$PU_{total\ 2} = 31,75\ ton$
$M_x = 5,76\ ton * m$	$f'_c = 281\ kg/cm^2$
$M_y = 5,59\ ton * m$	$f'_y = 4200\ kg/cm^2$
$V_s = 15,89\ ton/m^2$	$\gamma_s = 0,90\ ton/m^3$
$F_{CU} = 1,38$	$\gamma_c = 2,4\ ton/m^3$
$t_{asumido} = 40\ cm$	$D_f = 1,50\ m$

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de carga de servicio

$$P'_s = \frac{PU_{total}}{F_{CU}}$$

Donde:

P'_s Carga axial efectiva para zapata combinada

$P_{u,bore}$ Carga axial total mayorada transmitida por la columna

$$P'_s = \frac{31,75\ Ton}{1,38}$$

$$P'_s = 23,01\ Ton$$

- Cálculo de momentos de servicio

$$M_{tx} = \frac{M_x}{F_{CU}} \quad ; \quad M_{ty} = \frac{M_y}{F_{CU}}$$

$$M_{tx} = \frac{5,76 \text{ ton} * m}{1,38} \rightarrow M_{tx} = 4,17 \text{ ton} * m$$

$$M_{ty} = \frac{5,59 \text{ ton} * m}{1,38} \rightarrow M_{ty} = 4,05 \text{ ton} * m$$

- Cálculo de área de zapata

$$A_{zapata} = \frac{1,50 * P'_s}{V_s}$$

Donde:

- A_z Área predimensionada de zapata (m²)
- P'_s Carga axial efectiva para zapata combinada (ton)
- V_s Valor soporte del suelo (Ton/m²)

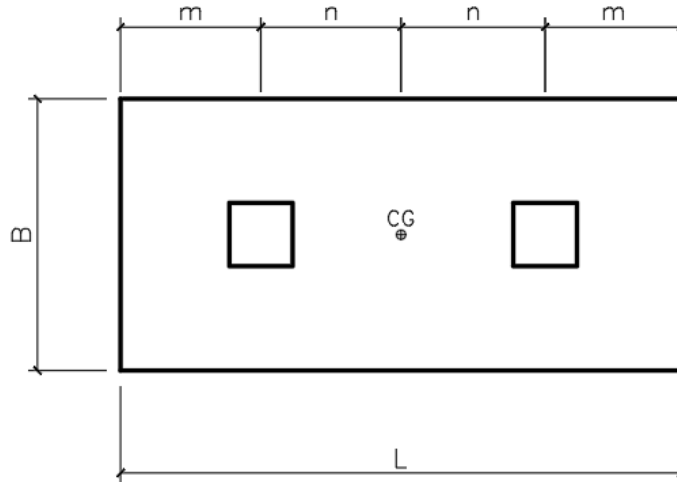
$$A_{zapata} = \frac{1,50 * (2 * 23,01)}{15,89 \text{ ton}/m^2}$$

$$A_{zapata} = 4,34 \text{ m}^2$$

Para poder predimensionar la zapata combinada, se deben tener en cuenta la siguiente restricción:

$$L_{zapata} = 2(m + n)$$

Figura 73. **Planta de zapata combinada**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

La longitud de la zapata deberá escogerse de tal manera que el centro de cargas coincida con el centro geométrico de la zapata, por lo tanto, de acuerdo con el diagrama anterior, se tiene un valor $n = 77,50 \text{ cm}$, se propone un valor $m = 90,00 \text{ cm}$.

$$L_{zapata} = 2 * (0,90m + 0,775m)$$

$$L_{zapata} = 3,35m$$

Por lo tanto, el área de la zapata tiene un valor de:

$$A_{zapata} = b_{zapata} * L_{zapata}$$

$$4,34 \text{ m}^2 = b_{zapata} * 3,35 \text{ m}$$

$$b_{zapata} = \frac{4,34 \text{ m}^2}{3,35 \text{ m}}$$

$$b_{zapata} = 1,30 \text{ m}$$

Por lo tanto, se propone utilizar una zapata de: $b_{zapata} = 1,40 \text{ m}$, teniendo un valor de $A_z = 4,69 \text{ m}^2$.

- Carga total sobre el suelo

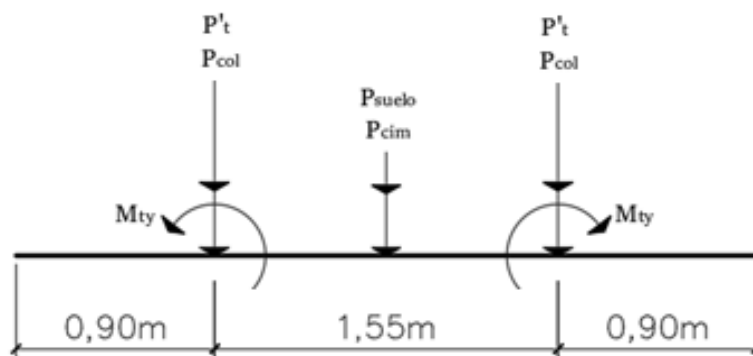
Es necesario calcular la carga total ejercida sobre el suelo, dicha carga está compuesta tanto por las cargas de servicio de ambas columnas, el peso del suelo que se encuentre sobre la zapata combinada, el peso de la columna y el peso propio de la zapata combinada.

$$P_{total} = P'_s + P_{cim} + P_{col} + P_{suelo}$$

Donde:

- P_{total} Carga total sobre el suelo en Ton.
- P'_s Carga axial de servicio sobre la zapata en Ton
- P_{cim} Peso propio de la zapata en Ton.
- P_{col} Peso propio de la columna en Ton.
- P_{suelo} Peso propio del suelo en Ton.

Figura 74. **Diagrama de cuerpo libre de fuerzas actuantes sobre la zapata combinada**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

- Determinación de peso propio de la zapata

$$P_{cim} = A_z * t_{zapata,propuesto} * \gamma_{concreto}$$

$$P_{cim} = \left(4,69 \text{ m}^2 * 0,40 \text{ m} * 2,4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right)$$

$$P_{cim} = 4,50 \text{ Ton}$$

- Determinación de peso propio de la columna

$$P_{col} = \text{Sección de columna} * (H_{col} + D_f) * \gamma_{concreto}$$

$$P_{col} = (0,35 \text{ m} * 0,35 \text{ m}) * (3,00 \text{ m} + 1,5 \text{ m}) * \left(2,4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right)$$

$$P_{col} = 1,32 \text{ Ton}$$

- Determinación de peso del suelo

$$P_{suelo} = A_z * D_f * \gamma_{suelo}$$

$$P_{suelo} = \left(4, \text{ m}^2 * 1,50 \text{ m} * 0,90 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right)$$

$$P_{suelo} = 6,33 \text{ Ton}$$

Por lo tanto, el peso total que actúa sobre la zapata es de:

$$P_{total} = 2 * P'_t + P_{cim} + P_{col} + P_{suelo}$$

$$P_{total} = (2 * 23,01 \text{ ton}) + 4,50 \text{ Ton} + 1,32 \text{ Ton} + 6,33 \text{ Ton}$$

$$P_{total} = 58,17 \text{ ton}$$

- Chequeo de presiones

Para el diseño de la zapata combinada será necesario que se cumpla con las siguientes condiciones:

$$q_{max} \leq V_s$$

$$q_{min} > 0$$

Donde:

$$q_{min} = \frac{P_{total}}{A_z} - \frac{M_{x,diseño}}{S_{módulo x}} - \frac{M_{y,diseño}}{S_{módulo y}}$$

$$q_{máx} = \frac{P_{total}}{A_z} + \frac{M_{x,diseño}}{S_{módulo x}} + \frac{M_{y,diseño}}{S_{módulo y}}$$

Para determinar la presión mínima y máxima se calcularán los siguientes datos:

- ✓ Momento de diseño en X y Y

Los momentos por utilizar para el diseño de zapata combinada serán los momentos de servicio calculados anteriormente los cuales son los siguientes:

$$M_{Tx} = 4,17 \text{ Ton} * m$$

$$M_{Ty} = 4,05 \text{ Ton} * m$$

- ✓ Determinación de módulo de sección en X

$$S_{módulo x} = \frac{1}{6} * b_{zapata} * L_{zapata}^2$$

Donde:

$S_{módulo x}$	Módulo de sección en sentido X (Ton-m)
b_{zapata}	Base predimensionada de zapata (m)
L_{zapata}	Largo predimensionado de zapata (m)

$$S_{módulo x} = \frac{1}{6} * b_{zapata} * b_{zapata}^2$$

$$S_{módulo x} = \frac{1}{6} * 1,40 * (3,35)^2$$

$$S_{módulo x} = 2,62 m^3$$

✓ Determinación de módulo de sección en Y

$$S_{módulo y} = \frac{1}{6} * L_{zapata} * b_{zapata}^2$$

Donde:

$S_{módulo y}$	Módulo de sección en sentido Y (Ton-m)
b_{zapata}	Base predimensionada de zapata (m)
L_{zapata}	Largo predimensionado de zapata (m)

$$S_{módulo y} = \frac{1}{6} * L_{zapata} * b_{zapata}^2$$

$$S_{módulo y} = \frac{1}{6} * 3,35 * (1,40)^2$$

$$S_{módulo y} = 1,09 m^3$$

Por lo tanto, el valor de presiones es de:

$$q_{max} = \frac{58,17 ton}{4,69 m^2} + \frac{4,17 ton * m}{2,62 m^3} + \frac{4,05 ton * m}{1,09 m^3}$$

$$q_{max} = 17,71 ton/m^2 < 15,89 ton/m^2$$

No cumple ×

$$q_{min} = \frac{58,17 \text{ ton}}{4,69 \text{ m}^2} - \frac{4,17 \text{ ton} * \text{ m}}{2,62 \text{ m}^3} - \frac{4,05 \text{ ton} * \text{ m}}{1,09 \text{ m}^3}$$

$$q_{max} = 7,10 \text{ ton} > 0$$

Si cumple ✓

No se cumple una de las dos condiciones de presión mínima y presión máxima, por lo tanto, se propone aumentar la base de la zapata hasta que se cumplan las condiciones de presiones, utilizando el procedimiento anterior se calcularon los valores de la siguiente tabla:

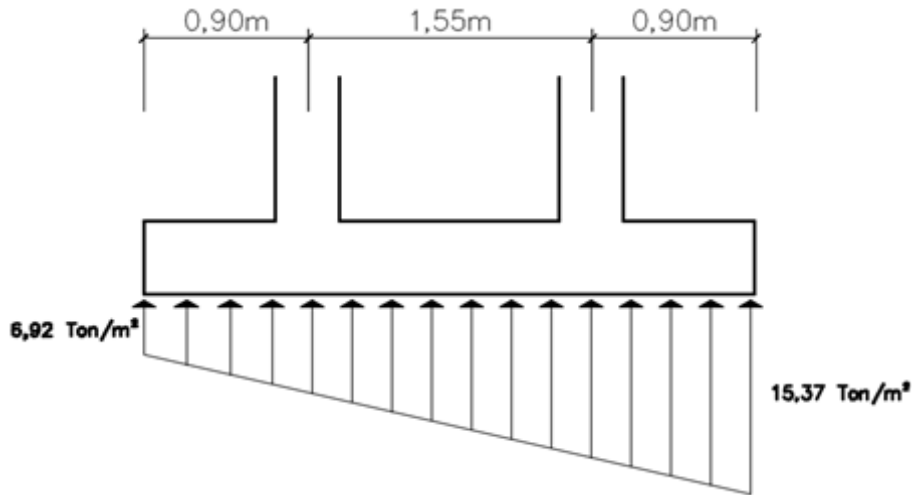
Tabla CXXIX. **Chequeo de presiones para zapata combinada**

Chequeo de presiones												
Dimensiones propuestas (m)		Carga total sobre el suelo (Ton)					Momentos de servicio (Ton/m ²)		Módulos de sección (m ³)		Chequeo presiones (Ton/m ²)	
B _z	L _z	P'	P _{γs}	P _{col}	P _{cim}	P _s	M _{TX}	M _{TY}	S _X	S _Y	q _{min}	q _{max}
1,40	3,35	46,02	6,33	1,32	4,50	58,17	4,17	4,05	2,62	1,09	7,10	17,71
1,50	3,35	46,02	6,79	1,32	4,83	58,96	4,17	4,05	2,81	1,26	7,02	16,42
1,60	3,35	46,02	7,24	1,32	5,15	59,73	4,17	4,05	2,99	1,43	6,92	15,37

Fuente: elaboración de propia.

Según los resultados obtenidos en la tabla anterior, para cumplir con el chequeo de presión mínima y presión máxima, es necesario que las zapatas combinadas tengan 1,60 m de base y 3,35 m de largo.

Figura 75. Diagrama de presiones últimas de diseño



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

- Diagrama de presiones ultimas de diseño

Para la realización del diagrama de presiones es necesario determinar las presión mínima y máxima de diseño las cuales se ven afectada por el factor de carga ultima.

- ✓ Presión ultima máxima de diseño

$$q_{max,diseño} = q_{max} * F_{CU}$$

$$q_{max,diseño} = 15,37 * 1,38$$

$$q_{max,diseño} = 21,21 \text{ ton}/m^2$$

- ✓ Presión ultima mínima de diseño

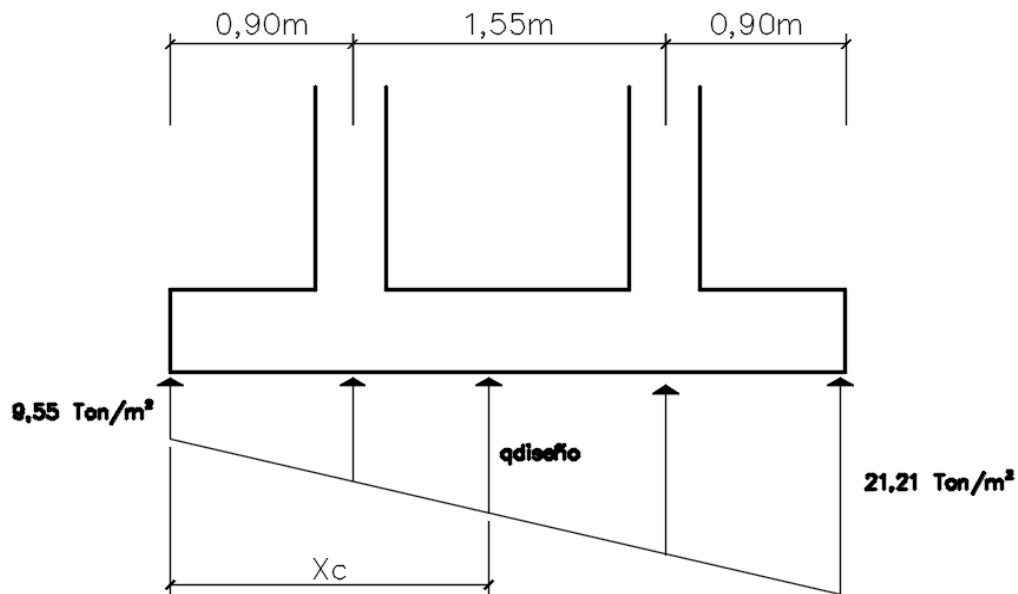
$$q_{min,diseño} = q_{min} * F_{CU}$$

$$q_{min,diseño} = 6,92 * 1,38$$

$$q_{mix,diseño} = 9,55 \text{ ton}/m^2$$

Habiendo obtenido las presiones ultimas máxima y mínima de diseño, se debe establecer una relación de triángulos con el objetivo de obtener una ecuación para calcular la presión ultima de diseño dada una longitud X, como se muestra en el siguiente diagrama.

Figura 76. **Diagrama de presión ultima máxima y mínima de diseño en la zapata combinada**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Por lo tanto, de acuerdo con el diagrama anterior se obtiene la siguiente relación de triángulos.

$$\frac{q_{diseño(X)} - q_{min,diseño}}{X} = \frac{q_{max,diseño} - q_{min,diseño}}{L_{zapata}}$$

Donde:

$q_{diseño(X)}$	Presión ultima de diseño para una distancia X (ton/m ²)
$q_{min,diseño}$	Presión ultima mínima de diseño para una distancia X (ton/m ²)
$q_{max,diseño}$	Presión ultima máxima de diseño para una distancia X (ton/m ²)
L_{zapata}	Largo de la zapata (m)
X	Variable [0,00, 3,35] (m)

$$q_{diseño(X)} = \frac{(q_{max,diseño} - q_{min,diseño}) * X}{L_{zapata}} + q_{min,diseño}$$

$$q_{diseño(X)} = \frac{(21,21 - 9,55) * X}{3,35} + 9,55$$

$$q_{diseño(X)} = (3,480 * X) + 9,55$$

Por medio de esta ecuación se debe calcular la presión ultima de diseño para la distancia horizontal medido del extremo izquierdo hacia el centro de cada una de las columnas y el centro de la zapata longitudinal

$$✓ \quad X_1 = 0,00 \text{ m}$$

$$q_{diseño(0,00)} = (3,480 * X) + 9,55$$

$$q_{diseño(0,00)} = (3,480 * 0,000) + 9,55$$

$$q_{diseño(0,00)} = 9,55 \text{ ton/m}^2$$

$$✓ \quad X_2 = 0,90 \text{ m}$$

$$q_{diseño(0,90)} = (3,480 * X) + 9,55$$

$$q_{diseño(0,90)} = (3,480 * 0,90) + 9,55$$

$$q_{diseño(0,90)} = 12,68 \text{ ton/m}^2$$

$$\checkmark \quad X_3 = 1,675 \text{ m}$$

$$q_{diseño(1,675)} = (3,480 * X) + 9,55$$

$$q_{diseño(1,675)} = (3,480 * 1,675) + 9,55$$

$$q_{diseño(1,675)} = 15,38 \text{ ton/m}^2$$

$$\checkmark \quad X_4 = 2,45 \text{ m}$$

$$q_{diseño(2,45)} = (3,480 * X) + 9,55$$

$$q_{diseño(2,45)} = (3,480 * 2,45) + 9,55$$

$$q_{diseño(2,45)} = 18,08 \text{ ton/m}^2$$

$$\checkmark \quad X_5 = 3,35 \text{ m}$$

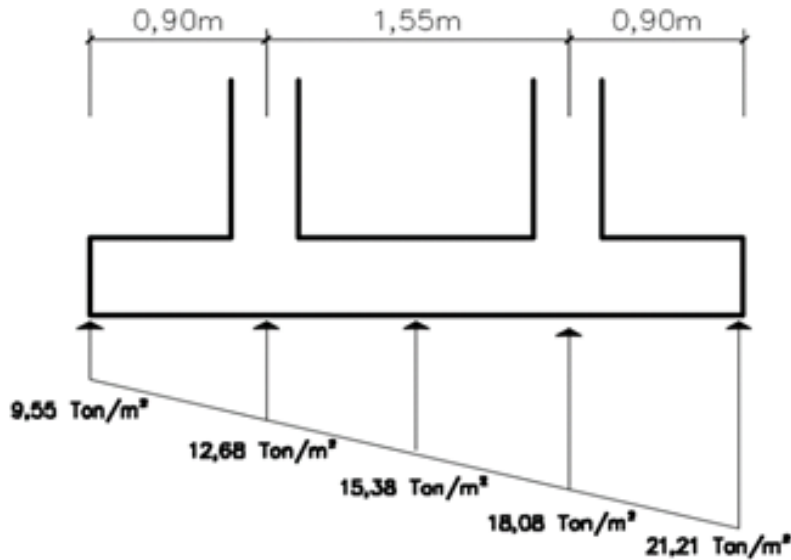
$$q_{diseño(3,35)} = (3,480 * X) + 9,55$$

$$q_{diseño(3,35)} = (3,480 * 3,35) + 9,55$$

$$q_{diseño(3,35)} = 21,21 \text{ ton/m}^2$$

Con las presiones ultimas de diseño calculadas se realizará el siguiente diagrama de presiones ultimas.

Figura 77. Diagrama de presiones ultimas de diseño por metro cuadrado de la zapata combinada



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

- Diagrama de presiones ultimas de diseño por metro lineal

También es necesario un diagrama presiones ultimas por metro lineal, para lo cual se multiplicarán cada una de las presiones ultimas de diseño obtenidas anteriormente por la base de la zapata para luego obtener dicho diagrama.

$$w_{diseño(X)} = q_{diseño(X)} * b_{zapata}$$

Donde:

$w_{diseño(X)}$ Presión ultima de diseño por metro lineal para una distancia X (Ton/m)

$q_{diseño(X)}$ Presión ultima de diseño para una distancia X (Ton/m²)

b_{zapata} Base de la zapata (m)

Se procederá a determinar para cada distancia X la presión ultima de diseño por metro lineal:

$$\checkmark \quad X_1 = 0,00 \text{ m}$$

$$q_{diseño(0,00)} = q_{diseño(0,00)} * b_{zapata}$$

$$q_{diseño(0,00)} = 9,55 * 1,60$$

$$q_{diseño(0,00)} = 15,28 \text{ ton/m}$$

$$\checkmark \quad X_2 = 0,90 \text{ m}$$

$$q_{diseño(0,90)} = q_{diseño(0,90)} * b_{zapata}$$

$$q_{diseño(0,90)} = 12,68 * 1,60$$

$$q_{diseño(0,90)} = 20,29 \text{ ton/m}$$

$$\checkmark \quad X_3 = 1,675 \text{ m}$$

$$q_{diseño(1,675)} = q_{diseño(1,675)} * b_{zapata}$$

$$q_{diseño(1,675)} = 15,38 * 1,60$$

$$q_{diseño(1,675)} = 24,61 \text{ ton/m}$$

$$\checkmark \quad X_4 = 2,45 \text{ m}$$

$$q_{diseño(2,45)} = q_{diseño(2,45)} * b_{zapata}$$

$$q_{diseño(2,45)} = 18,08 * 1,60$$

$$q_{diseño(2,45)} = 28,93 \text{ ton/m}$$

$$\checkmark \quad X_5 = 3,35 \text{ m}$$

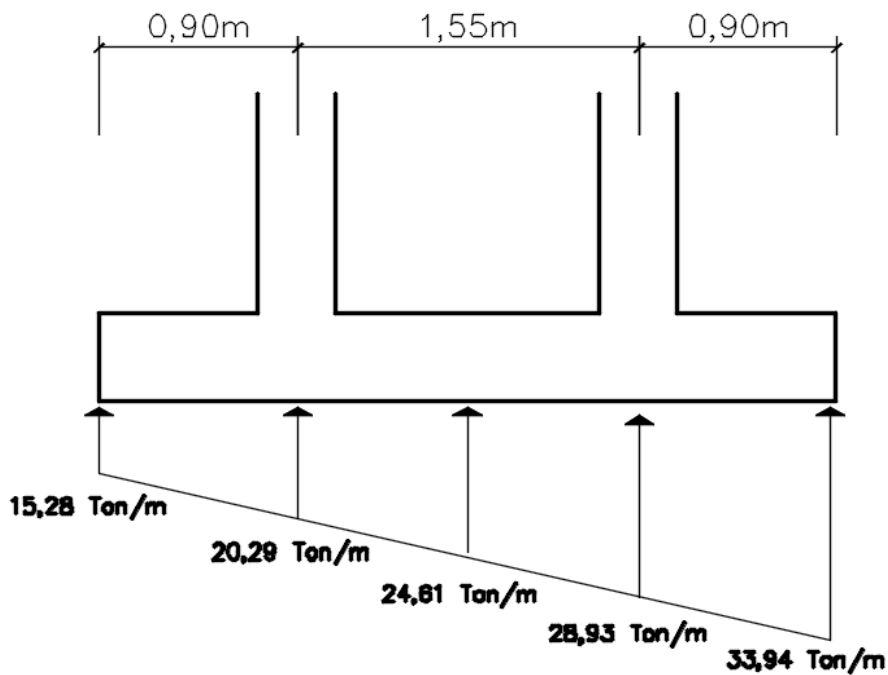
$$q_{diseño(3,35)} = q_{diseño(3,35)} * b_{zapata}$$

$$q_{diseño(3,35)} = 21,21 * 1,60$$

$$q_{diseño(3,35)} = 33,94 \text{ ton/m}$$

Con las presiones ultimas de diseño por metro lineal calculadas se realizará el siguiente diagrama de carga distribuida a lo largo de la zapata combinada.

Figura 78. **Diagrama de presiones ultimas de diseño por metro lineal de la zapata combinada**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

- Diagrama de corte de la zapata combinada

Se realizará el diagrama de corte de la zapata combinada con el fin de poder determinar el cortante actuante mayor que se presenta en la zapata, para lo cual posteriormente se realizará un chequeo por cortante.

Para determinar el cortante para cada distancia X del diagrama de presiones ultimas de diseño por metro lineal, se empleará el método de áreas, para lo cual se realizarán los siguientes cálculos:

$$\checkmark \quad V_{AB}$$

$$V_{AB} = (q_{diseño(0.00)} * m) + \left(\frac{1}{2} * m * (q_{diseño(0.90)} - q_{diseño(0.00)}) \right)$$

Donde el valor de m se propuso en la figura 59, el cual tiene un valor de 0,90 m.

$$V_{AB} = (15,28 * 0,90) + \left(\frac{1}{2} * 0,90 * (20,29 - 15,28) \right)$$

$$V_{AB} = 16,01 \text{ Ton}$$

$$\checkmark \quad V_B$$

$$V_B = V_{AB} - Pu_{total}$$

$$V_B = 16,01 - 31,75$$

$$V_B = -15,74 \text{ Ton}$$

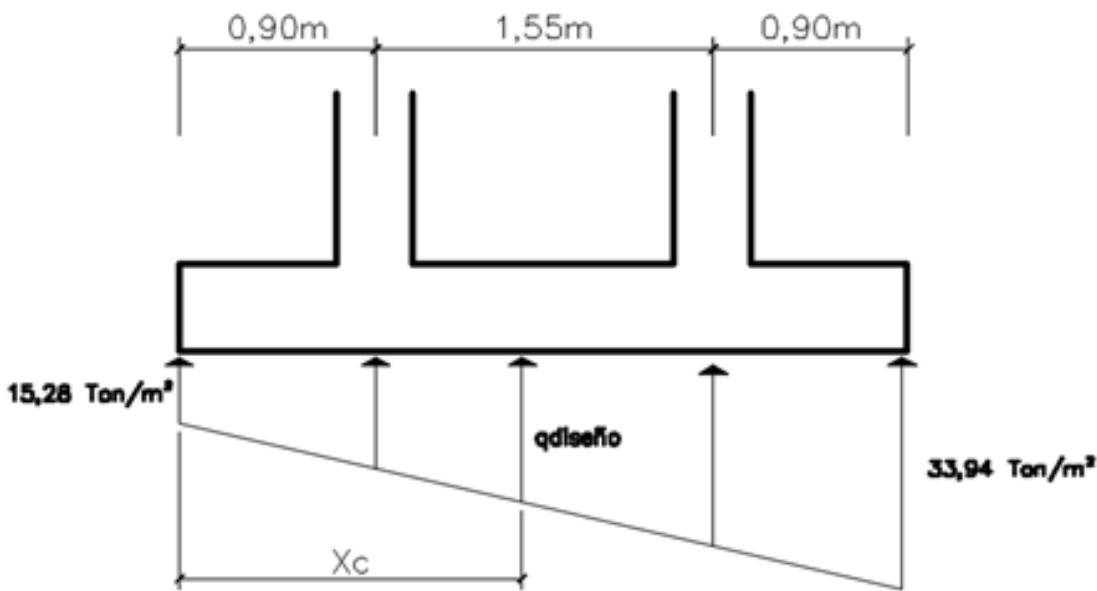
$$\checkmark \quad V_{BC}$$

En el punto C se presenta un cambio de esfuerzos en el cual se tiene un cortante de 0,00 Ton , por lo que será necesario encontrar la distancia X_C donde se produce dicho cambio, la cual es medida desde X_1 .

$$V_{BC} = V_B + \left(q_{diseño(0.90)} * (X_C - 0,90) \right) + \left(\frac{1}{2} * (X_C - 0,90) * (q_{diseño(X_C)} - q_{diseño(0.90)}) \right)$$

$$\diamond \quad q_{diseño(X_C)}$$

Figura 79. Imagen de q diseño Xc



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Para establecer la presión última por metro lineal se puede observar que tenemos el valor de $q_{diseño(X_C)}$ en términos de X_C por lo tanto, al desconocer estos dos valores es necesario utilizar el método de sustitución.

Las dos ecuaciones por utilizar son la ecuación del cortante V_{BC} y la ecuación de la recta entre X_C y X_1 del diagrama de presiones por metro lineal, sabiendo que la ecuación de la recta se obtiene de la siguiente manera:

$$M = \frac{Y_2 - Y_1}{X_2 - X_1}$$

Donde:

- M** Pendiente
- Y₂** Coordenada en Y del punto 2
- Y₁** Coordenada en Y del punto 1
- X₂** Coordenada en X del punto 2
- X₁** Coordenada en X del punto 1

Para encontrar la pendiente de la ecuación de la recta se tomará los puntos X_1 y X_5 teniendo así la siguiente ecuación:

$$M = \frac{q_{diseño(X_5)} - q_{diseño(X_1)}}{X_5 - X_1}$$

$$M = \frac{33,94 - 15,28}{3,35 - 0,00}$$

$$M = \frac{18,66}{3,35}$$

$$M = 5,57$$

$$q_{diseño(X_C)} = M(X_C - X_1) + q_{diseño(X_1)}$$

$$q_{diseño(X_C)} = (5,57)(X_C - 0,00) + 15,28$$

$$q_{diseño(X_C)} = (5,57) * X_C + 15,28$$

Se procede a sustituir $q_{diseño(X_C)}$ en la ecuación del cortante V_{BC}

$$0,00 = -15,74 + (20,29 * (X_C - 0,90)) + \left(\frac{1}{2} * (X_C - 0,90) * (5,57 X_C + 15,28 - 20,29) \right)$$

$$0,00 = -15,74 + (20,29 X_C) - 18,26 + \left(\frac{5,57 X_C^2 - 10,02 X_C + 4,51}{2} \right)$$

$$0,00 = (20,29 X_C) - 34,00 + 2,79 X_C^2 - 5,01 X_C + 2,255$$

$$0,00 = 2,79 X_C^2 + 15,28 X_C - 31,75$$

$$X_{C_1} = -7,08$$

$$X_{C_2} = 1,61$$

$$\checkmark \quad V_{X_C}$$

Habiendo encontrado la distancia X_C se tomará el valor positivo siendo este el de 1,61 ahora se calculará el valor V_C

$$q_{diseño(X_C)} = [(5,57) * (1,61)] + 15,28$$

$$q_{diseño(X_C)} = 24,25 \text{ Ton/m}$$

$$\checkmark \quad V_{CD}$$

$$V_{CD} = (q_{diseño(2,45)} * m) + \left(\frac{1}{2} * m * (q_{diseño(3,35)} - q_{diseño(2,45)}) \right)$$

$$V_{CD} = (28,93 * 0,90) + \left(\frac{1}{2} * 0,90 * (33,94 - 28,93) \right)$$

$$V_{CD} = 28,29 \text{ Ton}$$

$$\checkmark \quad V_C$$

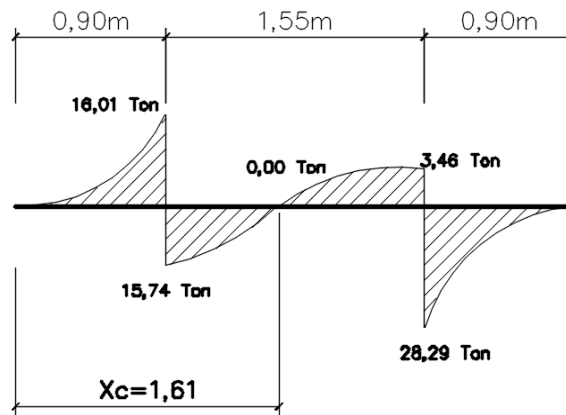
$$V_C = Pu_{total} - V_{CD}$$

$$V_C = 31,75 - 28,29$$

$$V_C = 3,46 \text{ Ton}$$

Por lo tanto, se obtiene así el siguiente diagrama de corte de la zapata combinada.

Figura 80. **Diagrama de corte de zapata combinada**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

- **Diagrama de momentos de la zapata combinada**

Se realizará el diagrama de momentos de la zapata combinada con el fin de poder determinar el momento actuante mayor que se presenta en la zapata y posteriormente realizar el chequeo por flexión para el cálculo del refuerzo longitudinal y transversal requerido para la zapata combinada.

Para el diagrama de momentos se empleará el método de áreas del diagrama de presiones ultimas de diseño antes obtenido, realizando los siguientes cálculos:

$$\checkmark \quad M_{AB}$$

$$M_{AB} = (q_{diseño(0,00)} * m) \left(\frac{m}{2}\right) + \left(\frac{1}{2} * m * (q_{diseño(0,90)} - q_{diseño(0,00)})\right) \left(\frac{1}{3} * m\right)$$

$$M_{AB} = (15,28 * 0,90) \left(\frac{0,90}{2}\right) + \left(\frac{1}{2} * 0,90 * (20,29 - 15,28)\right) \left(\frac{1}{3} * 0,90\right)$$

$$M_{AB} = 6,86 \text{ ton} - m$$

$$\checkmark \quad M_{BC}$$

$$\bar{X} = X_c - 0,90$$

$$\bar{X} = 1,61 - 0,90$$

$$\bar{X} = 0,71 \text{ m}$$

$$M_{BC} = Mu_x - M_{AB} + (Pu_{total} * \bar{X}) - (q_{diseño(0,90)} * \bar{X}) \left(\frac{\bar{X}}{2}\right) - \left(\frac{1}{2} * \bar{X} * (q_{diseño(Xc)} - q_{diseño(0,90)})\right) \left(\frac{1}{3} * \bar{X}\right)$$

$$M_{BC} = 5,76 - 6,86 + (31,75 * (0,71)) - (20,29 * 0,71) \left(\frac{0,71}{2}\right) + \left(\frac{0,71 * (24,25 - 20,29)}{2}\right) \left(\frac{1}{3} * 0,71\right)$$

$$M_{BC} = 16,66 \text{ ton} - m$$

$$\checkmark \quad M_{CD}$$

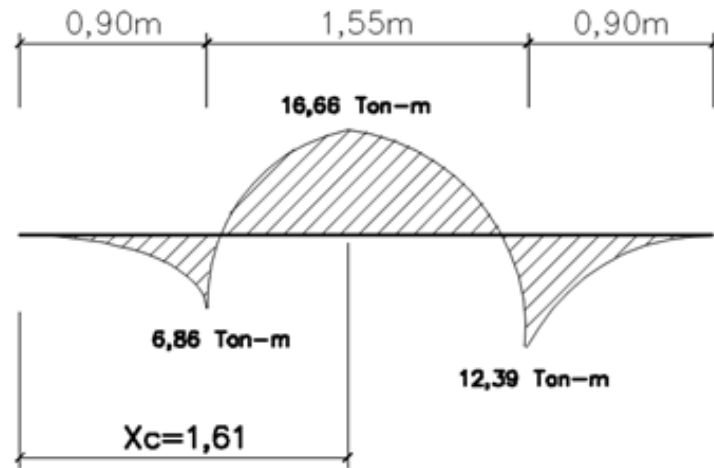
$$M_{CD} = (q_{diseño(2,45)} * m) \left(\frac{m}{2}\right) + \left(\frac{1}{2} * m * (q_{diseño(3,35)} - q_{diseño(2,45)})\right) \left(\frac{1}{3} * m\right)$$

$$M_{CD} = (28,93 * 0,90) \left(\frac{0,90}{2}\right) + \left(\frac{1}{2} * 0,90 * (33,94 - 28,93)\right) \left(\frac{1}{3} * 0,90\right)$$

$$M_{CD} = 12,39 \text{ ton} - m$$

Por lo tanto, se obtiene así el siguiente diagrama de momentos de la zapata combinada.

Figura 81. Diagrama de momentos de zapata combinada



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

- Peralte efectivo de la zapata combinada

Para el cálculo de peralte efectivo de la zapata se deberá tomar el recubrimiento mínimo establecido por el ACI318S-14, en la tabla 20.6.1.3.1 “Recubrimiento especificado para elementos de concreto contruidos en sitio no preesforzados”, para lo cual se tomará la condición construida contra el suelo y permanentemente en contacto con él para lo cual se tiene un recubrimiento especificado de 750 mm.

$$d_{z,comb} = t_{z,comb} - rec - \frac{\phi_{varilla\ propuesta}}{2}$$

Donde:

$d_{z,comb}$ Peralte efectivo de la zapata combinada

t_z Espesor de zapata en m

rec Recubrimiento mínimo

$\phi_{varilla\ propuesta}$ Diámetro de la varilla propuesta en cm

Para el armado de zapata se utilizará varilla No.5 la cual tiene un diámetro de 1,59 cm y un espesor de zapata de 40 cm.

- Determinación de peralte efectivo de viga

$$d_{z,comb} = 40cm - 7,5cm - \frac{1,59cm}{2}$$
$$d_{z,comb} = 31,71 cm \approx 0,317$$

- Chequeo por corte

Para empezar el chequeo de corte, se debe calcular el corte resistente en la zapata combinada y compararlo con el cortante crítico obtenido en el diagrama de corte de la zapata combinada de modo que se cumpla con el requisito básico para el diseño de resistencia establecido por el ACI318S-14 inciso 4.6 el cual establece lo siguiente:

Resistencia de diseño \geq Resistencia Requerida

$$V_{resistente} \geq V_{actuante}$$

- Determinación de cortante simple actuante

Para la determinación de cortante actuante se utilizará el diagrama de corte de zapata combinada tomando el cortante máximo obtenido, el cual se encuentra en el cortante V_{BC} teniendo este un valor de 28,29 ton.

- Determinación de cortante simple resistente

Según el Código ACI 318S-14 en el inciso 22.5.6.1. el cortante resistente del concreto de los elementos sometidos a compresión axial se debe calcular mediante la siguiente ecuación.

$$V_c = 0,53 * \left(1 + \frac{N_U}{140 * A_g} \right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_{zapata} * d_{z,comb}$$

Donde:

V_c	Cortante resistente (Kg)
N_U	Fuerza axial mayorada (Kg)
A_g	Área gruesa de la sección transversal de la zapata (cm ²)
λ	Factor de modificación Lamda
$f'c$	Esfuerzo de compresión del concreto
b_{zapata}	Base de la zapata combinada (cm)
$d_{z,comb}$	Peralte efectivo de la zapata combinada(cm)

Según la tabla 19.2.4.2 del código ACI 318S-14 en la tabla 19.2.4.2 "Factor de modificación λ " se tiene un factor de 1,00 para concreto liviano con arena liviana, por lo tanto, el valor del cortante resistente del concreto es el siguiente:

$$V_{resistente} = 0,53 * \left(1 + \frac{31,75}{140 * (335 * 160)} \right) * 1,00 * \sqrt{281} * 160 * 31,71$$

$$V_c = 45\ 076,18\ kg = 45,08\ Ton$$

Por lo tanto:

$$V_c \geq V_{MAX}$$

$$45,29\ Ton \geq 28,29\ Ton$$

Si cumple ✓

- Chequeo por punzonante

Es necesario calcular el corte punzonante en la zapata combinada porque se produce un efecto puntual sobre un plano de apoyo en este caso se refiere a la falla que puede producirse en la zapata alrededor de la columna.

El límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia igual a $d_{z,comb}/2$ del perímetro de la columna. Para chequear el punzonamiento se procede de la siguiente manera:

- Determinación de cortante punzonante actuante

$$V_{act} = PU_{total} - (q_{max,diseño} * A_{cp})$$

Donde:

V_{act}	Corte punzonante actuante (Ton)
PU_{total}	Carga ultima total de columna (Ton)
$q_{max,diseño}$	Presión máxima de diseño (Ton/m ²)
A_{cp}	Área de punzonamiento (m ²)

Como se puede observar en la figura anterior, el área A_{cp} es igual a:

$$A_{cp} = (b_{col} + d_{z,comb})^2$$

$$A_{cp} = (0,35m + 0,317m)^2$$

$$A_{cp} = 0,445 m^2$$

Por lo tanto, el cortante punzonante actuante tiene un valor de:

$$V_{act} = PU_{total} - (q_{max,diseño} * A_{cp})$$

$$V_{act} = 31,75 \text{ ton} - (21,21 \text{ ton/m}^2 * 0,445 \text{ m}^2)$$

$$V_{act} = 22,31 \text{ Ton}$$

- Cortante punzonante resistente

Para determinar el valor cortante resistente el ACI318S-14 en el inciso 22.5.5.1 establece emplear la siguiente ecuación:

$$V_{resistente} = \phi * 1,06 * \sqrt{f'c} * b_o * d_{z,comb}$$

Donde:

$V_{resistente}$	Valor cortante punzonante resistente
ϕ	Factor de reducción de resistencia para corte
$f'c$	Esfuerzo de compresión del concreto = 281 kg/cm ²
b_o	Perímetro interno donde actúa el área
$d_{z,comb}$	Peralte efectivo de la zapata combinada (cm)

Para el diseño de zapata el código ACI 318S-14 en el inciso 21.2.4.3 establece un factor de reducción de resistencia ϕ igual a 0,85 para pórticos especiales resistentes a momento.

$$b_o = 2(b_{col} + d_{z,comb}) + 2(b_{col} + d_{z,comb})$$

$$b_o = 2(35 \text{ cm} + 31,71 \text{ cm}) + 2(35 \text{ cm} + 31,71 \text{ cm})$$

$$b_o = 266,84 \text{ cm}$$

$$V_{resistente} = \phi * 1,06 * \sqrt{f'c} * b_o * d_{z,comb}$$

$$V_{resistente} = 0,85 * 1,06 * \sqrt{281 \text{ kg/cm}^2} * 266,84 \text{ cm} * 31,71 \text{ cm}$$

$$V_{resistente} = 127\,798,31 \text{ kg} = 127,80 \text{ Ton}$$

Obtenido los valores de cortante resistente y cortante punzonante actuante, se procederá a verificar que se cumpla la condición de cortante.

$$V_{resistente} \geq V_{act}$$
$$127,80 \text{ Ton} \geq 22,31 \text{ Ton}$$

Si cumple ✓

Por lo tanto, el espesor propuesto de 40 cm en la zapata resiste el corte punzonante.

- Chequeo por flexión

Es necesario realizar un chequeo por flexión por los momentos obtenidos del diagrama de momentos de la zapata combinada. Para obtener la resistencia a dichos momentos es necesario colocar un refuerzo de acero el cual deben cumplir con los requisitos de acero mínimo establecidos en el código ACI318S-14.

- Área de acero mínima

Es necesario determinar el área de acero mínimo que se va a utilizar para el diseño de zapata, para lo cual se emplearan las siguientes ecuaciones establecidas en el ACI318S-14 en la sección 9.6:

$$A_{s \min} = \frac{0,80 * \sqrt{f'_c} * b_{zapata} * d_{z,comb}}{f_y}$$

Pero no menor a $A_{s \text{ min limite}}$

$$A_{s \text{ min limite}} = \frac{14 * b_{zapata} * d_{z,comb}}{f_y}$$

Donde:

$A_{s \text{ min}}$	Área de acero mínimo
$A_{s \text{ min limite}}$	Área de acero mínimo limite
f'_c	Resistencia especificada del concreto=281 kg/cm ²
f_y	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo=4 200 kg/cm ²
b_{zapata}	Base de zapata combinada
$d_{z,comb}$	Peralte efectivo de zapata combinada

✓ Determinación de área de acero mínimo

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,80 * \sqrt{f'_c} * b_{zapata} * d_{z,comb}}{f_y}$$
$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,80 * \sqrt{\frac{281 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} * 160 \text{ cm} * 31,71 \text{ cm}}{4 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$
$$A_{s \text{ min}} = 16,20 \text{ cm}^2$$

✓ Determinación de área de acero mínimo limite

$$A_{s \text{ min limite}} = \frac{14 * b_{zapata} * d_{z,comb}}{f_y}$$
$$A_{s \text{ min limite}} = \frac{14 * 160 \text{ cm} * 31,71 \text{ cm}}{4 200 \text{ kg/cm}^2}$$
$$A_{s \text{ min limite}} = 16,91 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el área de acero mínimo a utilizar es de $A_{s \text{ min}} = 16,91 \text{ cm}^2$,

- Momento resistente por el área de acero mínimo

$$M_{As,min} = \phi * \left[A_{s,min} * f_y * d_{z,comb} - \frac{A_{s,min}^2 * f_y^2}{1,7 * f'c * b_{zapata}} \right]$$

Donde:

$M_{As,min}$	Momento resistente del área mínima de refuerzo de acero
ϕ	Factor de reducción de momento para flexión $\phi = 0,90$
$A_{s,min}$	área mínima de refuerzo de acero
b_{zapata}	Base de zapata combinada
$d_{z,comb}$	Peralte efectivo de zapata combinada
$f'c$	Esfuerzo de compresión del concreto
f_y	Resistencia a fluencia del acero

$$M_{As,min} = 0.90 * \left[16,91 * 4\,200 * 31,71 - \frac{(16,91)^2 * (4\,200)^2}{1,7 * 281 * 160} \right]$$

$$M_{As,min} = 2\,026\,689,14 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M_{As,min} = 20,27 \text{ Ton} - \text{m}$$

El $M_{As,min} = 20,27 \text{ Ton} - \text{m}$, es mayor a $M_{AB} = 6,86 \text{ Ton} - \text{m}$, $M_{MAX} = 16,66 \text{ Ton} - \text{m}$ y $M_{CD} = 12,39 \text{ Ton} - \text{m}$, se utiliza el área de acero mínima $M_{As,min} = 20,27 \text{ Ton} - \text{m}$, para el refuerzo de la zapata combinada.

✓ Espaciamiento

❖ Sentido X

Dada una base de zapata de 1,70 m se tiene el siguiente espaciamiento:

$$S = \frac{A_{var \text{ No.4}} * B_{zapata}}{A_s}$$

$$S = \frac{1,27 * 160}{16,91}$$

$$S = 12,02 \approx 12 \text{ cm}$$

❖ Sentido Y

Para el sentido Y se debe calcular de primero un momento el cual está dado por la siguiente ecuación:

$$Mu = \frac{q_{max,diseño} * Ly^2}{2}$$

Donde:

- Mu*** Momento último en ala de la zapata combinada sentido Y
- q_{max,diseño}*** Presión ultima máxima de diseño
- Ly*** Longitud del ala en sentido Y de la zapata combinada

$$Ly = \left(\frac{b_{zapata} - b_{col}}{2} \right)$$

$$Ly = \left(\frac{1,60 - 0,35}{2} \right)$$

$$Ly = 0,625 \text{ m}$$

$$Mu = \frac{21,21 * (0,625)^2}{2}$$

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

El momento ultimo calculado también es menor que el momento resistente del refuerzo mínimo $M_{As,min} = 20,27 \text{ Ton} - m$, por lo tanto, se colocara refuerzo mínimo en sentido Y.

Por lo tanto, se colocan varillas No. 4 con una separación de 12 cm en ambos sentidos.

- Área de acero por temperatura

Según el Código ACI 318S-14 en la tabla 24.4.3.2 establece que la cuantía de acero por temperatura se calcula de la siguiente manera:

$$A_{S_{temp}} = \rho_{temp} * b_{zapata} * d_{z,comb}$$

Donde ρ_{temp} para $< 4\ 200$ es de 0,0018

$$A_{S_{temp}} = 0,0018 * 160\ cm * 31,71\ cm$$

$$A_{S_{temp}} = 9,13\ cm^2$$

El $A_{S_{temp}}$ es menor que $A_{s\ min}$ se debe colocar el área de acero mínimo para el refuerzo por temperatura el cual tiene un valor 16,91 cm².

- ✓ Espaciamiento para área de acero por temperatura

Para el refuerzo por temperatura se utilizan varillas No.4

$$S_{temp} = \frac{A_{varilla\ propuesta} * b_{zapata}}{A_{s\ min}}$$

$$S_{temp} = \frac{1,27\ cm^2 * 160\ cm}{16,91\ cm^2}$$

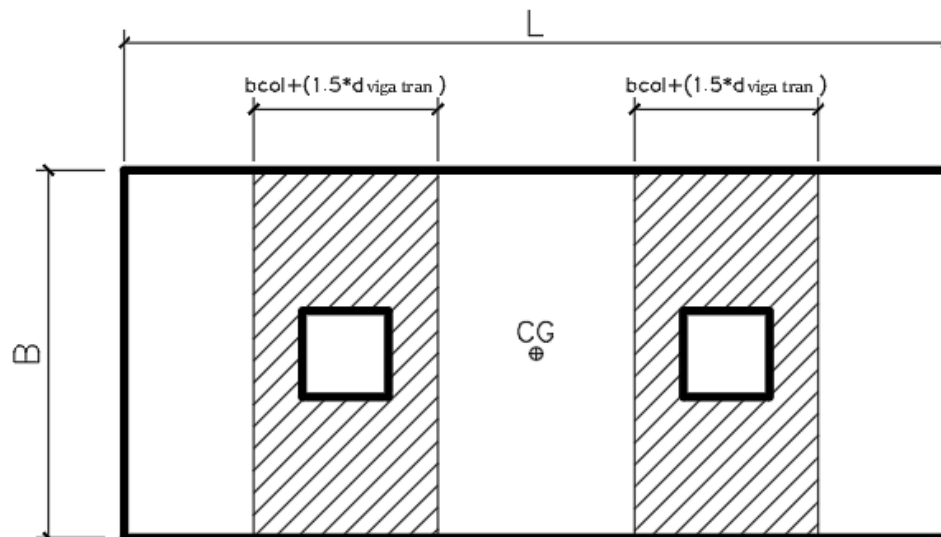
$$S_{temp} = 12,02\ cm \approx 12\ cm$$

Por lo tanto, se colocan varillas No.4 @ 12cm para cubrir el área de acero por temperatura en ambos sentidos.

- Vigas transversales

En las zapatas combinadas también se deben diseñar el refuerzo adicional en las vigas transversales, de manera que es necesario obtener un peralte efectivo de viga transversal.

Figura 82. **Planta de vigas transversales de zapata combinada**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

$$d_{vigas\ trans} = d_{z,comb} - \frac{\phi_{varilla\ No.5}}{2} - \frac{\phi_{varilla\ viga}}{2}$$

$$d_{vigas\ trans} = 31,71 - \frac{2,00}{2} - \frac{1,27}{2}$$

$$d_{vigas\ trans} = 30,07\ cm$$

$$B_{vigas\ trans} = C + (1,5 * d_{vigas\ trans})$$

$$B_{vigas\ trans} = 35 + (1,5 * 30,07\text{cm})$$

$$B_{vigas\ trans} = 80,11\text{ cm}$$

- Chequeo de corte simple
 - ✓ Corte actuante simple en viga transversal

Esta viga transversal se diseña con la presión uniforme causada por la carga puntual de la columna $PU_{total} = 35,10\text{ Ton}$, obteniendo la siguiente presión uniforme.

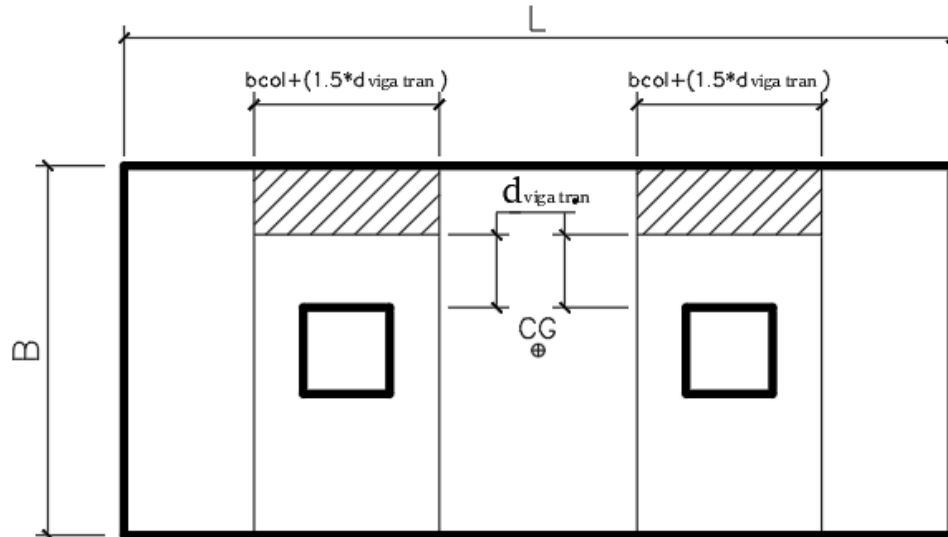
$$Q_{diseño} = \frac{PU_{total}}{b_{zapata} * (B_{vigas\ trans})}$$

$$Q_{diseño} = \frac{31,75\text{ ton}}{1,60\text{m} * 0,80\text{cm}}$$

$$Q_{diseño} = 24,80\text{ ton/m}^2$$

A continuación, se calcula el corte simple actuante en las vigas transversales que se muestran en el siguiente diagrama.

Figura 83. Diagrama de corte actuante en vigas transversales de la zapata combinada



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

$$A_{corte} = \left(\frac{b_{zapata} - b_{col}}{2} - d_{vigas\ trans} \right) (b_{col} + (1,5 * d_{vigas\ trans}))$$

$$A_{corte} = \left(\frac{1,60m - 0,35m}{2} - 0,301 \right) (0,35 + (1,5 * 0,301))$$

$$A_{corte} = 0,26\ m^2$$

$$V_{actuante} = Q_{diseño} * A_{corte}$$

$$V_{actuante} = 24,80\ ton/m^2 * 0,26\ m^2$$

$$V_{actuante} = 6,45\ Ton$$

✓ Corte resistente

Es necesario verificar si el cortante resistente es mayor al cortante simple aplicado sobre la viga transversal.

$$V_{resistente} = 0,53 * \lambda * \sqrt{f'c} * (B_{vigas\ trans}) * d_{vigas\ trans}$$

$$V_{resistente} = 0,53 * 1,0 * \sqrt{281\ kg/cm^2} * 80,11\ cm * 30,07\ cm$$

$$V_{resistente} = 21\ 401,75\ Kg = 21,40\ Ton$$

$$V_C > V_{simple}$$

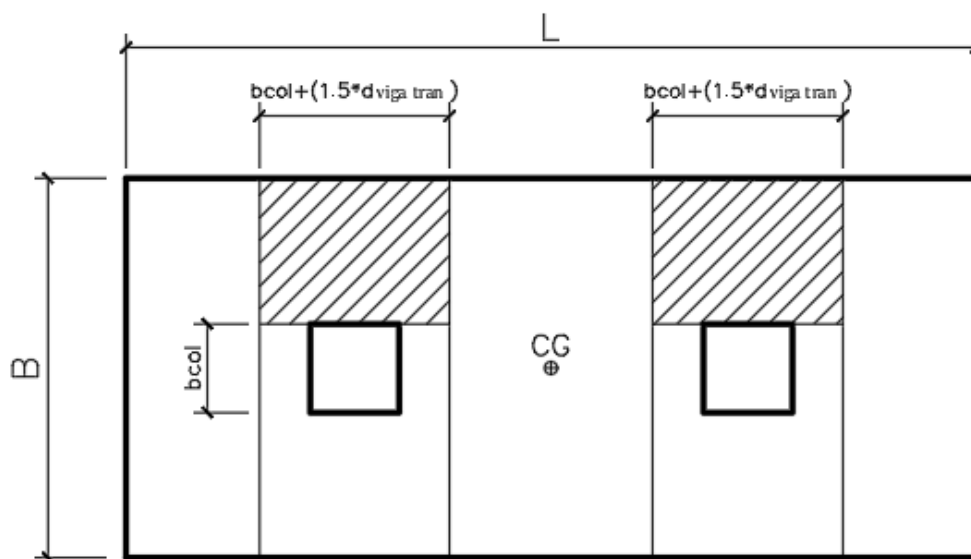
$$21,40\ Ton > 6,45\ Ton$$

Si cumple ✓

- Flexión en vigas transversal

Es necesario calcular el momento de la viga transversal, para ello se utiliza el siguiente diagrama:

Figura 84. **Diagrama de flexión de vigas transversales de zapata combinada**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

$$Mu = \frac{Q_{diseño} * L_y^2}{2}$$

$$L_y = \left(\frac{b_{zapata}}{2} - \frac{b_{col}}{2} \right) \rightarrow L_y = \left(\frac{1,60m}{2} - \frac{0,35}{2} \right) \rightarrow L_y = 0,625m$$

$$Mu = \frac{24,80 \text{ ton/m}^2 * (0,625 \text{ m})^2}{2} = 4,84 \text{ ton} - m$$

- Área de acero mínima

Es necesario determinar el área de acero mínimo que se va a utilizar para el diseño de zapata, para lo cual se emplearan las siguientes ecuaciones establecidas en el ACI318S-14 en la sección 9.6:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,80 * \sqrt{f'_c} * B_{vigas \text{ trans}} * d_{vigas \text{ trans}}}{f_y}$$

Pero no menor a $A_{s \text{ min limite}}$

$$A_{s \text{ min limite}} = \frac{14 * B_{vigas \text{ trans}} * d_{vigas \text{ trans}}}{f_y}$$

Donde:

- $A_{s \text{ min limite}}$ Área de acero mínimo limite
- f'_c Resistencia especificada del concreto=281 kg/cm²
- f_y Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo=4 200 kg/cm²
- $B_{vigas \text{ trans}}$ Base de vigas transversales de zapata combinada
- $d_{vigas \text{ trans}}$ Peralte efectivo de vigas transversales de zapata combinada

- ✓ Determinación de área de acero mínimo

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,80 * \sqrt{f'_c} * B_{vigas \text{ trans}} * d_{vigas \text{ trans}}}{f_y}$$

$$A_{s \min} = \frac{0,80 * \sqrt{\frac{281 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} * 80,11 \text{ cm} * 30,07 \text{ cm}}{4 \ 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{s \min} = 7,69 \text{ cm}^2$$

- ✓ Determinación de área de acero mínimo limite

$$A_{s \min \text{ limite}} = \frac{14 * B_{\text{vigas trans}} * d_{\text{vigas trans}}}{f_y}$$

$$A_{s \min \text{ limite}} = \frac{14 * 80,11 \text{ cm} * 30,07 \text{ cm}}{4 \ 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{s \min \text{ limite}} = 8,03 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se utiliza el valor mayor de área de refuerzo de acero mínimo la cual es de 8,03 cm².

- ✓ Momento resistente del área mínima de refuerzo de acero

$$M_{As, \min} = \phi * \left[A_{s \min} * f_y * d' - \frac{A_{s \min}^2 * f_y^2}{1,7 * f'c * B} \right]$$

$$M_{As, \min} = 0,90 * \left[8,03 * 4 \ 200 * 30,07 - \frac{(8,03)^2 * (4, \ 200)^2}{1,7 * 281 * 80,11} \right]$$

$$M_{As, \min} = 885 \ 976,34 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M_{As, \min} = 8,86 \text{ Ton} - \text{m}$$

El $M_{As, \min} = 8,86 \text{ Ton} - \text{m}$, es mayor a $M_u = 4,84 \text{ Ton} - \text{m}$, se utiliza el área de acero mínima para el refuerzo de la viga transversal de la zapata combinada.

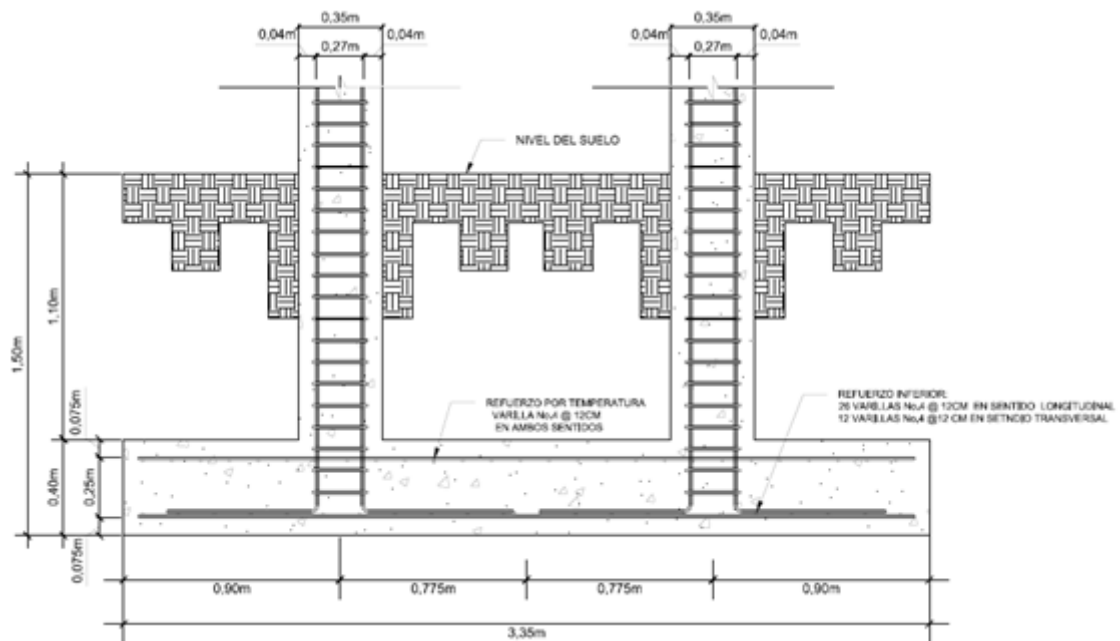
✓ Espaciamiento

También es necesario el calcular el espaciamiento del refuerzo de acero en la viga transversal, el cual está dado por la siguiente ecuación:

$$S = \frac{A_{var\ No.4} * B}{A_s}$$
$$S = \frac{1,27cm^2 * 80,11cm}{8,86 cm^2}$$
$$S = 11,48$$

Por lo tanto, se debe colocar un refuerzo adicional en la viga transversal de varillas No.4 con un espaciamiento de 10,00cm.

Figura 85. **Detalle de zapata combinada Z-2**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Tabla CXXX. **Armados finales de los elementos estructurales**

Elemento estructural		Dimensiones	Armado Final	
Losa	Primer nivel	t=0,12 m	No. 3 @ 15 cm	
	Segundo nivel	t=0,10 m	No. 3 @ 15 cm	
Viga Eje X	Primer nivel	Base=0,25 m Altura=0,30 m	Refuerzo mínimo 2No. 5 corrido	
	Segundo nivel		Refuerzo mínimo 2No.4 +1No.3 corrido	
Viga Eje Y	Primer nivel		Refuerzo mínimo 2No.4+1No.3 corrido	
	Segundo nivel		Refuerzo mínimo 2No.4+1No.3 corrido	
Columna	Todas las columnas	Base=0,35 m Altura=0,35 m	8 no. 5 refuerzo Longitudinal 2 Est. No.3@15 cm (zona no confinada) 2Est. No3@5 cm (zona confinada)	
			Zapata	Excéntrica
Cama superior (acero por temperatura) No.4 @10 cm en ambos sentidos				
Combinada	1,60 m x 3,35 m	Cama inferior No. 4@12 cm en ambos sentidos		
		Cama superior (acero por temperatura) No.4 @12 cm en ambos sentidos		

Fuente: elaboración propia.

2.1.6.10.6. Junta sísmica

Para la realización del diseño de la edificación de la Alcaldía Auxiliar y Oficinas de Cocode se debe diseñar el módulo de gradas independiente a la estructura con el fin de evitar la colisión de ambas estructuras durante un sismo, por lo que es necesario la existencia de una junta sísmica.

De acuerdo con la norma NSE-3 capítulo 4 inciso 4.3.3 la junta sísmica se obtiene en base a la deriva máxima, la cual se calcula de la siguiente manera para categoría III "Obra importante".

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 0,0020 * h_p$$

Donde:

$\Delta_{m\acute{a}x}$ Deriva máxima de nivel
 h_p Altura del nivel analizar en metros

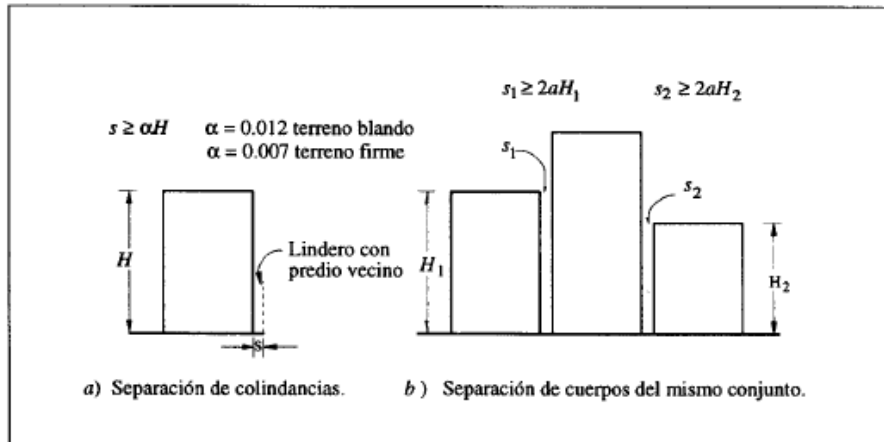
Para determinar la deriva máxima en la edificación se debe tomar en cuenta que el módulo de gradas tiene una altura de tres metros por lo tanto el valor de la deriva es la siguiente:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 0,020 * 3m$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 0,06m$$

Las normas del RCDF de México establecen un requisito más crítico para la separación mínima entre edificios, especialmente en edificios sobre terrenos blandos donde la rotación de la base puede incrementar significativamente en el desplazamiento en la punta. Para lo cual la norma propone utilizar la siguiente ecuación:

Figura 86. Separación entre edificios adyacentes para evitar choques



Fuente: BAZAN, Enrique y ROBERTO, Meli. Criterios de estructuración. En: Diseño sísmico de edificios. México: Limusa, 2002. pp 181. ISBN 10 9681853490.

$$S \geq \alpha H \rightarrow \text{Para separación entre colindancias}$$

$$S \geq 2\alpha H \rightarrow \text{Para de cuerpos del mismo conjunto}$$

Donde:

- S Separación entre edificios
- α Factor que depende del tipo de suelo
- H Altura de edificio

Para el diseño se tiene un suelo firme y el edificio tiene una altura de 6m.

$$S \geq 2\alpha H$$

$$S \geq 2 * (0,007) * (6 m)$$

$$S \geq 0,084 m$$

Por lo que se propone utilizar una separación de 10 cm entre la estructura y el módulo de gradas.

2.1.6.10.7. Gradadas

El módulo de gradadas es una losa inclinada formada de escalones (conformada de huella y contrahuella), que nos permite subir y bajar de un nivel a otro. Las gradadas están conformadas por tramos y descansos. La estructura del módulo de gradadas para la edificación se considera a base de mampostería reforzada.

Para el diseño del módulo de gradadas se utilizan las orientaciones para el diseño de dos niveles para la construcción de salones de usos múltiples y alcantarillado de sanitarios, según la formación propia de la carrera y acompañamiento del asesor de EPS. Se debe tomar en cuenta que se diseñara como losas planas en una dirección cumpliendo con los requisitos establecidos en el código Instituto Americano del Concreto.

El módulo de gradadas es independiente a la alcaldía auxiliar, por lo que se debe cumplir con los parámetros establecidos en el Manual de uso para la Norma de Reducción de Desastres número dos (NRD2) de la Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres (CONRED), la cual establece lo siguiente:

- Cuando existan gradadas, los descansos se consideran en un ancho no menor al ancho de las escaleras o al ancho de la puerta, el que sea mayor.
- Si la carga de ocupación es menor a 50 personas el ancho mínimo será de 90 cm, si es mayor a 50 personas el ancho mínimo será de 110 cm o el que resulte del siguiente cálculo.

$$\text{ancho en gradadas} = \text{Carga ocupacional} * 0,76$$

Para el diseño se tiene una carga ocupacional de aproximadamente 60 personas.

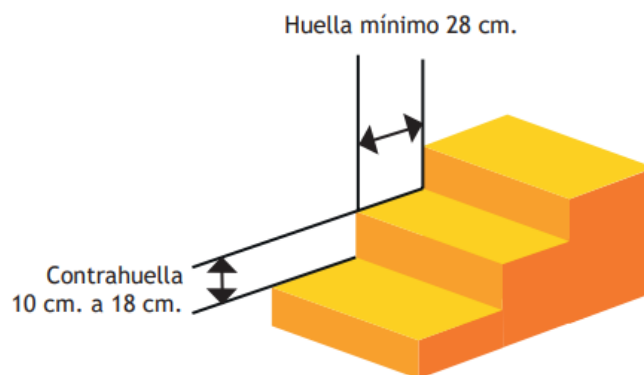
$$\text{ancho en gradas} = 60 \text{ personas} * 0,76$$

$$\text{ancho en gradas} = 45,60\text{cm}$$

El ancho mínimo de gradas para la edificación se toma de 110 cm.

- Los descansos se disponen a ser cuadrados o rectangulares siempre cuando cumplan con la longitud y ancho mínimo.
- Las gradas deben tener descansos superior e inferior. La distancia máxima entre descansos se establece de 370 cm.
- Cualquier grupo de dos o más escalones, debe cumplir con una contrahuella entre 10 cm a 18 cm y huella mínima de 28 cm. Todas las gradas deben tener huellas y contrahuellas de iguales longitudes.

Figura 87. **Condiciones para el diseño de gradas**



Fuente: Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres. Condiciones para el diseño.

Manual de uso para la norma de Reducción de Desastres número dos. p.28.

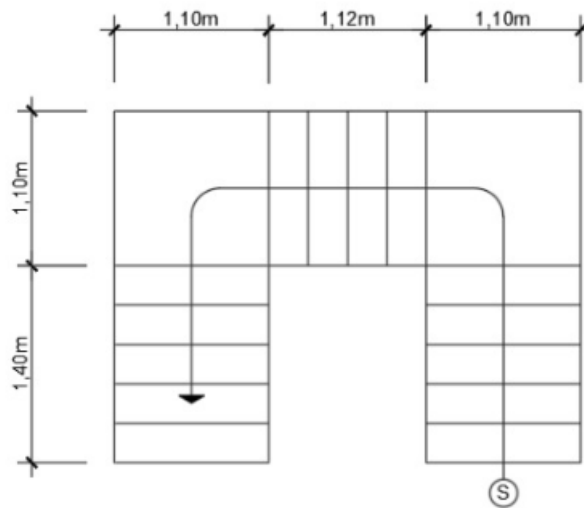
Por limitaciones de espacio se propone utiliza una contrahuella de 19 cm y una huella de 28 cm, para una diferencia de niveles de altura de 3,12 m, para lo cual se tiene un número de escalones igual a:

$$No. \text{ escalones} = \frac{H}{c} = \frac{3,12 \text{ m}}{0,19 \text{ m}}$$

$$No. \text{ escalones} = 16,42 \text{ escalones} \approx 17 \text{ escalones}$$

El módulo de gradas estar conformado por dos descansos los cuales son tomados como escalones, dos tramos de cinco escalones y el tramo intermedio por cuatro escalones.

Figura 88. **Módulo de gradas**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

$$No. \text{ de huellas} = No. \text{ de escalones} - 1$$

$$No. \text{ de huellas} = 17 - 1$$

$$\text{No. de huellas} = 16$$

Se tiene para el diseño del módulo de gradas 17 contrahuellas y 16 huellas.

- Relación de comodidad

Para la realización del diseño de gradas uno de los parámetros importantes que se deben considerar es la relación entre huella y contrahuella, la cual debe cumplir con las siguientes condiciones de comodidad:

$$c = \text{Contrahuella} \leq 20 \text{ cm}$$

$$c = 19 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{cumple} \checkmark$$

$$h = \text{huella} > c$$

$$h = 28 \text{ cm} > c = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{cumple} \checkmark$$

$$2c + h < 64 \text{ cm}$$

$$2(19 \text{ cm}) + 28 \text{ cm} = 66 \text{ cm} < 64 \text{ cm} \rightarrow \text{No cumple} \times$$

$$c + h = 45 \text{ cm a } 48 \text{ cm}$$

$$19 \text{ cm} + 28 \text{ cm} = 47 \text{ cm} \rightarrow \text{Si cumple} \checkmark$$

$$c * h = 480 \text{ cm}^2 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

$$19 \text{ cm} * 28 \text{ cm} = 532 \text{ cm} \rightarrow \text{No cumple} \times$$

La mayoría de las relaciones anteriores chequean por lo tanto se procede a realizar el análisis estructural de las gradas.

- Análisis estructural de gradas

Para el análisis estructural del módulo de gradas el diseño se divide en dos tramos donde el primer tramo, para ser del primer escalón hasta el descanso y el segundo tramo será del descanso hasta el último escalón.

- Integración de carga para módulo de gradas

El módulo de gradas se analiza como una losa inclinada la cual está compuesta por huellas, contrahuellas y descanso.

Por lo tanto, será necesario determinar la longitud y espesor que tiene la losa y la integración de la carga muerta y carga viva aplicadas sobre la misma.

- Longitud de losa

$$L_{losa} = \sqrt{(No. c * c)^2 + (No. h * h)^2}$$
$$L_{losa} = \sqrt{(6 * 0,19 m)^2 + (5 * 0,28 m)^2}$$
$$L_{losa} = 1,80 m$$

- Espesor de losa

Se toma la losa en una dirección por lo tanto para determinar el espesor de losa se calcula de acuerdo con el código ACI318S-14 tabla 7.3.1.1 “espesor mínimo de losas en una dirección macizas no preesforzadas” tomando como condición de apoyo con un extremo continuo.

$$t = \frac{\ell}{24}$$

$$t = \frac{1,80 \text{ m}}{24}$$

$$t = 0,075 \text{ m} \approx 8 \text{ cm}$$

Para el diseño de gradas se propone utilizar un espesor de 10 cm.

- Integración de carga ultima

$$CU_{gradas} = CM_{gradas} + CV_{gradas}$$

Donde:

CU_{gradas} Carga ultima de gradas en kg/m²

CM_{gradas} Carga muerta de gradas en kg/m²

CV_{gradas} Carga viva de gradas en kg/m²

- ✓ Integración de carga muerta

$$CM_{gradas} = P_{propio \ gradas} + SOBRECARGA_{gradas} + ACAB_{gradas}$$

$$CM_{gradas} = \left[\gamma_{concreto} * \left(t_{losa} + \frac{c}{2} \right) \right] + SC_{gradas} + ACAB_{gradas}$$

$$CM_{gradas} = \left[2400 \frac{kg}{m^3} * \left(0,10 \text{ m} + \frac{0,19 \text{ m}}{2} \right) \right] + 100 \frac{kg}{m^2} + 50 \frac{kg^2}{m}$$

$$CM = 618 \text{ kg/m}^2$$

- ✓ Integración de carga viva

De acuerdo con la norma Agies de demandas estructurales y condiciones de sitio, en la tabla 3-1 se toma la carga de escaleras públicas para uso de reunión, porque se cuenta en el segundo nivel con una sala de reuniones para COCODE, la cual tiene un valor de 500 kg/m².

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

Por lo tanto, el valor de carga ultima es de:

$$CU_{gradas} = 1,2 \left(618 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1,6 \left(500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)$$

$$CU_{gradas} = 1\,541,60 \text{ kg/m}^2$$

- Momento actuante

Se calcula los momentos actuantes en la losa considerando el diseño de una losa unidireccional sobre dos apoyos:

- Momento actuante negativo

$$M^{(-)} = \frac{WU_{gradas} * L^2 * b_{gradas}}{9}$$

$$M^{(-)} = \frac{1\,541,60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * (1,80\text{m})^2 * 1\text{m}}{9}$$

$$M^{(-)} = 554,97 \text{ kg} * \text{m}$$

- Momento actuante positivo

$$M^{(+)} = \frac{WU_{gradas} * L^2 * b_{gradas}}{14}$$

$$M^{(+)} = \frac{1\,541,60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * (1,80\text{m})^2 * 1\text{m}}{14}$$

$$M^{(+)} = 356,77 \text{ kg} * \text{m}$$

- Diseño refuerzo de gradas

Para el diseño de gradas se destina colocar refuerzo en ambos sentidos de la losa para lo cual es necesario determinar los siguientes datos:

- Peralte efectivo

$$d_{gradas} = t_{losa} - rec - \frac{\phi_{varilla}}{2}$$

$$d_{gradas} = 10 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} - \frac{0,95 \text{ cm}}{2}$$

$$d_{gradas} = 7,03 \text{ cm}$$

- Cuantía de acero

- Área de acero mínimo

Es necesario determinar el área de acero mínimo que se va a utilizar para el diseño de zapata, para lo cual se emplearan las siguientes ecuaciones establecidas en el ACI318S-14 en la sección 9.6:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,80 * \sqrt{f'_c} * b_{gradas} * d_{gradas}}{f_y}$$

Pero no menor a $A_{s \text{ min limite}}$

$$A_{s \text{ min limite}} = \frac{14 * b_{gradas} * d_{gradas}}{f_y}$$

Donde:

$A_{s\ min}$	Área de acero mínimo
$A_{s\ min\ limite}$	Área de acero mínimo limite
f'_c	Resistencia especificada del concreto=210 kg/cm ²
f_y	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo=2 810 kg/cm ²
b_{gradas}	Base de gradas
d_{gradas}	Peralte efectivo de gradas

- Determinación de área de acero mínimo

$$A_{s\ min} = \frac{0,80 * \sqrt{f'_c} * b_{gradas} * d_{gradas}}{f_y}$$

Se analiza una franja con un ancho unitario de 1 m con el objetivo de analizar una losa con una carga uniformemente distribuida.

$$A_{s\ min} = \frac{0,80 * \sqrt{\frac{210kg}{cm^2}} * 100cm * 7,03cm}{2\ 810 \frac{kg}{cm^2}}$$
$$A_{s\ min} = 2,90\ cm^2$$

- Determinación de área de acero mínimo limite

$$A_{s\ min\ limite} = \frac{14 * b_{gradas} * d_{gradas}}{f_y}$$
$$A_{s\ min\ limite} = \frac{14 * 100cm * 7,03}{2\ 810kg/cm^2}$$
$$A_{s\ min\ limite} = 3,50\ cm^2$$

Por lo tanto, el área de acero mínimo a utilizar es de $A_{s\ min} = 3,50\ cm^2$.

- Límite de espaciamiento

El espaciamiento máximo s del refuerzo corrugado debe ser el menor entre

$$S = 3t$$

$$S = 3t$$

$$S = 3 * (10m)$$

$$S = 30\ cm$$

$$45\ cm$$

El valor límite de espaciamiento es de 30cm.

- Área de acero para momentos actuantes

$$A_{s\ req} = \frac{0,85 * f'_c}{f_y} * \left[(b_{gradas} * d_{gradas}) - \sqrt{(b_z * d_z)^2 - \frac{MU_{i,gradas} * b_{gradas}}{0,003825 * f'_c}} \right]$$

- Área de acero para momento negativo

$$A_{s\ req} = \frac{0,85 * 210}{2\ 810} * \left[(100 * 7,03) - \sqrt{(100 * 7,03)^2 - \frac{554,98 * 100}{0,003825 * 210}} \right]$$

$$A_{s\ req}^{(-)} = 3,24\ cm^2$$

El área de acero para momento negativo se debe diseñar con $A_{s\ min}$.

- Área de acero para momento positivo

$$A_{s req} = \frac{0,85 * 210}{2810} * \left[(100 * 7,03) - \sqrt{(100 * 6,03)^2 - \frac{356,77 * 100}{0,003825 * 210}} \right]$$

$$A_{s req}^{(+)} = 2,05 \text{ cm}^2$$

El área de acero para momento positivo se debe diseñar con $A_{s min}$.

- Espaciamiento para momento negativo y positivo:

$$S_{inf} = \frac{(A_{varilla propuesta})(b_{gradas})}{A_{s req}^{(+)}}$$

$$S_{inf} = \frac{(0,71 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{3,50 \text{ cm}^2}$$

$$S_{inf} = 20,28 \text{ cm}$$

Se coloca varilla No 3 @ 20 cm para momento negativo y para momento positivo.

- área de acero por temperatura

$$A_{s temp} = 0,0020 * b_{gradas} * d_{gradas}$$

$$A_{s temp} = 0,0020 * 100 \text{ cm} * 7,03 \text{ cm}$$

$$A_{s temp} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Debido a que el $A_{s temp}$ es menor que el $A_{s min}$ el acero por temperatura se tomara igual al $A_{s min}$ que es igual a $3,50 \text{ cm}^2$

- ✓ Espaciamiento para área de acero por temperatura

$$S_{temp} = \frac{A_{varilla\ propuesta} * b_z}{A_{s\ temp}}$$

$$S_{temp} = \frac{0,71\ cm^2 * 180\ cm}{3,50\ m^2}$$

$$S_{temp} = 36,51\ cm$$

Debido a que S_{temp} excede el valor del espaciamiento máximo se tomara un valor de S_{temp} igual a S_{max} el cual tiene un valor de $30\ cm$. Por lo tanto, para cubrir el área de acero por temperatura se coloca varillas No. 3 @ $30\ cm$.

2.1.6.11. Instalaciones eléctricas

Una de las instalaciones importante en cualquier infraestructura son las instalaciones electricidad, la cual está compuesta por un sistema de iluminación y un circuito de fuerza para un buen funcionamiento de diversos aparatos y equipos empleados en los diferentes ambientes de la edificación.

La iluminación debe diseñarse para proporcionar en los diferentes ambientes niveles óptimos para satisfacer un confort visual y es indispensable colocar una iluminación que sea acorde a las tareas diarias que se desarrollen en cada uno de los ambientes. Para ello se propone colocar lámparas de dos tubos led de 18 Watts.

Tabla CXXXI. **Instalaciones eléctricas de iluminación por ambientes**

Ambientes	No. de lámparas
Oficinas	2
Sala de reuniones	3
Pasillos	5
Oficina de Alcalde Auxiliar	3
Sala de espera	2
Gradas	2
Bodegas	2

Fuente: elaboración propia.

En cada ambiente las lámparas están conectadas en paralelo, con el fin de que todas las lámparas tengan la misma intensidad de luz.

Los circuitos de fuerza son necesarios para proporcionar energía eléctrica a los diversos aparatos y equipos empleados en cada uno de los ambientes tales como, computadores, router, impresoras, fotocopiadoras, entre otros. Los circuitos de fuerza se destinan de 120 V y utilizar tomacorrientes de doble dado.

Tabla CXXXII. **Instalaciones eléctricas de circuito de fuerza**

Ambientes	No. de tomacorrientes dobles
Oficinas	3
Sala de reuniones	5
Pasillos	4
Oficina de Alcalde Auxiliar	4
Sala de espera	2
Bodegas	2

Fuente: elaboración propia.

Habiendo realizado la distribución se organizaron 10 circuitos de iluminación y 10 circuitos de fuerza esto para una mejor preparación ante la presencia de un corto circuito imprevisto, la mayoría de los circuitos pueda continuar funcionando. Por lo tanto, se propone utilizar un tablero principal monofásico de 24 circuitos dejando cuatro espacios para posibles implementaciones en el futuro, este tablero debe tener fácil acceso al personal de la alcaldía auxiliar por motivos de seguridad por lo cual se propone colocar en la recepción. La corriente eléctrica está dada por la siguiente ecuación:

$$I = \frac{P}{V}$$

Donde:

I Corriente en amperios

P Potencia en watts

V Voltaje en voltios

Se debe calcular la corriente para cada circuito de iluminación y de fuera. Para ejemplificar se utiliza los circuitos con mayor cantidad de lámparas o tomacorrientes.

- Circuito A de iluminación:

El circuito A consta de 8 lámparas de dos tubos led de 18 watts y la potencia para un circuito de iluminación es de 110 voltios a 120 voltios.

$$I = \frac{\text{Cantidad de lamparás} * \text{No tubos} * \text{watss}}{\text{Voltaje}}$$

$$I = \frac{8 \text{ lámparas} * 2 * 18 \text{ watts}}{120 \text{ voltios}}$$

$$I = 2,4 \text{ amperios}$$

- Circuito A de fuerza.

El circuito A consta de 15 tomacorrientes que tiene un consumo promedio de 300 watts y la potencia para un circuito de fuerza es de 110 voltios a 120 voltios.

$$I = \frac{\text{Cantidad de tomacorrientes} * \text{watss}}{\text{Voltaje}}$$
$$I = \frac{15 \text{ tomacorrientes} * 300 \text{ watss}}{120 \text{ voltios}}$$
$$I = 37,50 \text{ amperios}$$

Se propone utilizar un flipon de 15A para cada uno de los circuitos de iluminación y un flipon de 40 para cada uno de los circuitos de fuerza, también se propone utilizar Cable No.12 para todas las instalaciones eléctricas y cable No.8 para la línea de conducción del tablero al contador.

2.1.6.12. Instalaciones hidráulicas

Las instalaciones hidráulicas tienen la función de suministrar de agua a los diferentes tipos de edificaciones, estas instalaciones están conformadas por conjunto de tuberías, accesorios, válvulas, grifas y aparatos sanitarios. Para el diseño de las instalaciones hidráulicas se propone utilizar el sistema de abastecimiento del caserío, el cual proporciona una dotación de 120 l/hab/día.

La instalación hidráulica está conformada por una acometida que es la tubería principal que alimenta al edificio, una válvula de cheque que permite que el flujo de agua sea solo en una dirección, un contador que mide el consumo de agua y que está a cargo de las empresas o municipalidades, una llave de paso la cual permite en cual emergencia cortar el flujo de agua y posteriormente se

coloca una tubería hacia edificio para el cual se destina la encargada de suministrar agua a la edificación.

Para la edificación de Alcaldía auxiliar y Oficinas de COCODE, las instalaciones hidráulicas se encuentran únicamente en los servicios sanitarios. El sistema de agua potable está diseñado como circuito cerrado, con el objetivo de mantener la presión en cada área de la edificación.

- Método de Hunter

Para determinar el diámetro de la tubería principal que conforma el circuito cerrado se utilizara el método de Hunter. El cual está basado en asignar unidades de gasto (UH) para determinar el consumo total que tienen los artefactos.

Para determinar las unidades de gasto de cada artefacto se utiliza la siguiente tabla:

Tabla CXXXIII. **Unidades de gato para el cálculo de tuberías de distribución de agua en los edificios (aparatos de uso público)**

Pieza	Tipo	Unidades de gasto		
		Total	Agua fría	Agua caliente
Tina		4	3	3
Lavadero de Ropa		8	4.50	4.50
Ducha		4	3	3
Inodoro	Con tanque	5	5	---
Inodoro	Con válvula semiautomática	8	8	---
Lavadero	Cocina hotel, restaurante	4	3	3
Lavadero	Repostería	3	2	2
Bebedero	Simple	1	1	---
Bebedero	Múltiple	1*	1*	---
Lavatorio	Corriente	2	1.50	1.50
Lavatorio	Múltiple	2*	1.50	1.50
Botadero		3	2	2
Urinario	Con tanque	3	3	---
Urinario	Con válvula semiautomática	5	5	---

Fuente: RODRIGUEZ, Luis. Instalaciones sanitarias. En: *Guía para instalaciones sanitarias en edificios*. p.48.

En base a la tabla anterior se toma en cuenta para el diseño las siguientes unidades de gasto:

- Por cada Inodoro: 5 UH
- Por cada Lavamanos: 3 UH
- Chorro: 1 UH
- Lavatrastos: 4 UH

Para el diseño de alcaldía auxiliar se obtiene lo siguiente: Se tiene 5 inodoro por lo tanto se tiene un total de 25 unidades de gasto; 2 lavamanos por lo tanto se tiene un total de 10 unidades de gasto y un chorro el cual tendrá 1 unidad de

gasto y un lavatrastos con 4 unidades de gasto. Por lo tanto, para el diseño se tiene un total de 40 unidades de gasto.

Habiendo determinado el total de unidades de gasto que se tiene en el edificio se utiliza la siguiente tabla la cual ya establece un caudal de acuerdo con el total de unidades de gasto que se tiene.

Tabla CXXXIV. Gasto probable para la aplicación del método de Hunter (lts/seg)

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	0.67	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	2.06	2.95
38	0.88	1.70	160	2.14	3.04

Fuente: RODRIGUEZ, Luis. Instalaciones sanitarias. En: *Guía para instalaciones sanitarias en edificios*. p.50.

De acuerdo con la tabla anterior se tiene un caudal de 0,91 litros/seg. El método de hunter asume que todos los artefactos funcionarían al mismo tiempo por lo tanto al caudal obtenido se le aplica un factor de reducción ya que esta teoría es muy poco probable. Para el diseño de alcaldía se aplica un factor de reducción de 0,80.

$$Q_{diseño} = \text{Factor de reducción} * Q_{probable}$$

$$Q_{diseño} = 0,80 * 0,91 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{diseño} = 0,73 \text{ lts/seg}$$

Utilizando la ecuación de Hazen-Williams se determina el diámetro de tubería a utilizar:

$$D = \sqrt[4.87]{\frac{1743,811 * L * Q_{diseño}^{1,85}}{C^{1,85} * H_f}}$$

Donde:

D	Diámetro de la tubería en pulg
L	Longitud del circuito principal en metros (ver en plano de agua potable)
$Q_{diseño}$	Caudal de diseño en litros/seg
C	Coficiente de Hazen-Williams
H_f	Diferencia de altura en metros

El coeficiente de Hazen-Williams para tuberías de PVC tiene un valor de 150

$$D = \sqrt[4.87]{\frac{1743,811 * 35,294m * (0,73 \text{ l/seg})^{1,85}}{150^{1,85} * 6}}$$

$$D = 0,931 \text{ pulg} \approx 1''$$

Se utiliza tubería de 250 Psi de Cloruro de Polivinilo (PVC), de color blanco de 1" de diámetro para el circuito cerrado y de ½" para los ramales hacia cada artefacto, como se puede mostrar en anexos en el plano de agua potable.

2.1.6.13. Instalaciones sanitarias

Las instalaciones sanitarias tienen la función de evacuar las aguas residuales y pluviales de una edificación para luego ser transportados al sistema de alcantarillado sanitario. Las instalaciones sanitarias están conformadas por un sistema de drenaje sanitario y un sistema de drenaje de pluvial, lo cual para nuestro diseño se utiliza un sistema separativo, para evitar contaminación e incrementación de caudal en el sistema de alcantarillado principal.

- Sistema de drenaje sanitario

El objetivo del drenaje sanitario es la evacuación de excretas y aguas negras provenientes de los servicios sanitarios tales como bidet, inodoro, lavamanos, lavadoras, lavatrastos, pila, reposadera.

Para el sistema de drenajes en la Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE, las instalaciones sanitarias se encuentran únicamente en los servicios sanitarios, para determinar el diámetro de tubería a utilizar en el colector principal se utiliza el método de hunter para sistema sanitario el cual se basa en unidades de descarga. Una unidad de descarga se define como la correspondiente a la descarga de agua residual de un lavado común en uso doméstico y que corresponde a un caudal de 20 litros por minuto. Para determinar el diámetro a utilizar el método de hunter establece la siguiente tabla:

Tabla CXXXV. **Unidades de descarga y diámetro mínimo**

Tipo de mueble o aparato	Unidades de descarga			Diámetro mínimo de sifón y derivación		
	Clase			Clase		
	1ra	2da	3ra	1ra	2da	3ra
Lavado	1	2	2	1 ¼	1 ¼	1 ¼
Inodoro	4	5	6	3	3	3
Lavaplatos de casa	2	1 ½
Lavaplatos comercial	4	2

Fuente: RODRIGUEZ, Luis. Instalaciones sanitarias. En: *Guía para instalaciones sanitarias en edificios*. p.71.

De acuerdo con el tipo de proyecto se toma en cuenta los valores de 3ra clase por lo cual se utiliza tubería de cloruro de polivinilo color anaranjado de 2” para lavamanos, 3” para inodoro, 2” para lavatrastos, 2” para chorro y tubería de 4” para la tubería de la caja de registro hacia la candela.

- Sistema de drenaje pluvial

El objetivo de un drenaje pluvial es la evacuación de aguas provenientes de escorrentía producida por la precipitación pluvial. La instalación de drenaje pluvial en la edificación se realiza por medio de bajada de agua por medio de tuberías de Cloruro de Polivinilo (PVC), color anaranjado. Para la evacuación de la precipitación pluvial en la edificación se utilizan los parámetros de diseño del INSIVUMEH para lo cual se toma en cuenta la estación hidrométrica más cercana a nuestro municipio la cual se encuentra en el municipio de Santiago Atitlán.

Para determinar el diámetro de tubería a utilizar se calcula el caudal a evacuar a través del método racional, para lo cual se emplea la siguiente ecuación:

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

Donde:

- Q Caudal en m³/s
- C Coeficiente de escorrentía
- I Intensidad de lluvia mm/h
- A Área más crítica a drenar en una bajada en km²

- Cálculo de intensidad de lluvia (I)

Para determinar la intensidad de lluvia se utiliza el informe (Instituto nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología. Método estándar de cálculos de duración-intensidad-frecuencia. *Estudio de intensidades de precipitación de Guatemala, metodología de análisis*. Informe técnico No.4-88. INSIVUMEH, octubre 1988. el cual presenta el régimen de lluvias intensas en las diferentes regiones del país. Para determinar la intensidad de lluvia se emplea la siguiente ecuación:

$$i = \frac{A}{(B + t_c)^n}$$

Donde:

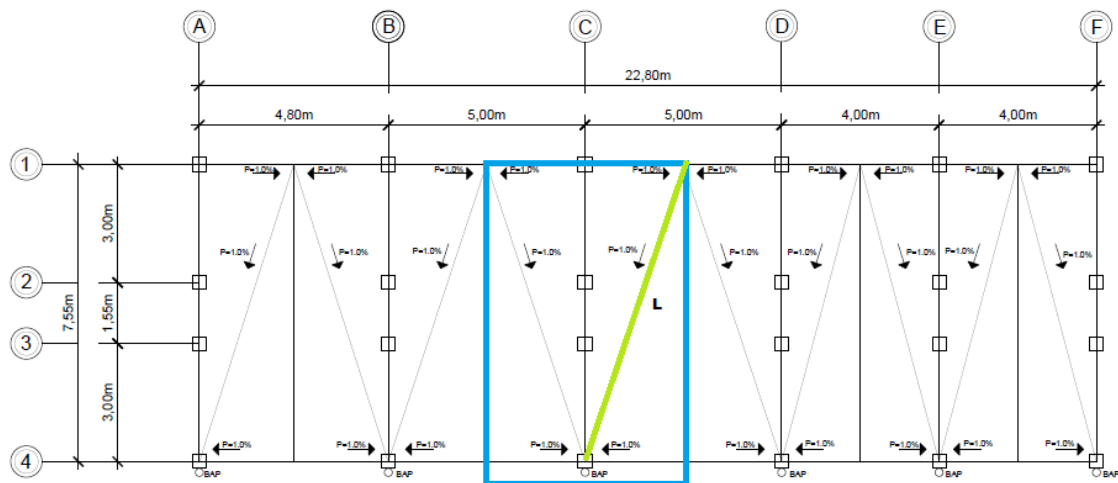
- i Intensidad de lluvia en mm/hr
- A, B, n Parámetros de ajuste
- t_c Período de duración en min

Para determinar los parámetros de ajustes se utiliza el cuadro 2 del informe utilizando la estación más cercana a nuestro municipio siendo en nuestro caso la estación ubicada en Santiago Atitlán para un periodo de retorno de 2 años se tienen los siguientes datos: $A=1\ 280$, $B=13$ y $n=0,812$. Para determinar el tiempo de concentración (t_c), se utiliza la ecuación de Kirpich.

$$t_c = \frac{3 * L^{1,15}}{154 H^{0,38}}$$

Donde L es la longitud del punto más lejano hasta donde se va a drenar el agua (visualizar plano de techo) y H es el desnivel que se tiene del punto más lejano hasta donde se va a drenar. Para nuestro proyecto la longitud a tomar es la siguiente:

Figura 89. Planta alta de plano pluvial



Fuente: elaboración propia.

Por lo tanto, nuestro valor de L es de 7,95 m y la pendiente que se tiene es del 1 % por lo tanto por lo tanto H tiene un valor de:

$$H = \text{longitud} * \%pendiente$$

$$H = 7,95 \text{ m} * 0,01$$

$$H = 0,0795 \text{ m}$$

Obtenidos los datos anteriores se procede a determinar el valor del tiempo de concentración.

$$t_c = \frac{3 * 7,95 \text{ m}^{1,15}}{154(0,0795)^{0,38}}$$

$$t_c = \frac{3 * 7,95 \text{ m}^{1,15}}{154(0,0795)^{0,38}}$$

$$t_c = 0,55 \text{ min}$$

Por lo tanto, el valor de intensidad de lluvia tiene un valor de:

$$i = \frac{1280}{(13 + 0,55)^{0,812}}$$

$$i = 154,20 \text{ mm/h}$$

Obtenido el valor de intensidad de lluvia, se procede a determinar el caudal de diseño en la edificación, para lo cual se tiene un valor de 0,95 por ser superficie de concreto y el valor de área a drenar de acuerdo con la figura 38 es la siguiente:

$$A = 7,55 \text{ m} * 5 \text{ m} = 37,75 \text{ m}^2 \approx 0,0000378 \text{ km}^2$$

$$Q = \frac{0,95 * 154,20 \text{ mm/h} * 0,0000378 \text{ km}^2}{3,6}$$

$$Q = 0,00145 \text{ m}^3/\text{s}$$

El diámetro de la tubería se calcula con la formula empírica de Manning:

$$D = \left(\frac{691\,000 * Q * n}{\sqrt{s}} \right)^{3/8}$$
$$D = \left(\frac{691\,000 * 0,00145 \text{ m}^3/\text{s} * 0,009}{\sqrt{0,01}} \right)^{3/8}$$
$$D = 5,41 \text{ cm} \approx 2,13 \text{ pulgadas}$$

El sistema de drenaje pluvial diseñado para la Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE cuenta con cinco bajadas de agua las cuales son con tubería PVC de tres pulgadas de diámetro y el colector que recoleta el agua pluvial de cada una de las bajadas hacia la acometida es de tubería de PVC de cuatro pulgadas de diámetro.

2.1.6.14. Planos constructivos

Habiendo realizado el análisis y diseño estructural de la edificación de Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE se procede a realizar el juego de planos para la edificación. Para lo cual a continuación se detallan los planos establecidos para la ejecución del proyecto:

- Planta amueblada
- Planta acotada
- Planta de acabados
- Plano de iluminación
- Plano de fuerza
- Plano de agua potable
- Plano de drenaje sanitario
- Plano de drenaje pluvial

- Plano de cimientos y distribución de columnas
- Plano de losas
- Plano de vigas
- Plano de detalles generales

Estos planos se colocarán en los apéndices.

2.1.6.15. Presupuesto

Se elaboro el presupuesto para el proyecto de Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE realizando un desglose del proyecto por renglones de trabajo utilizando precios unitarios, los cuales están compuestos por costos directos tales como el precio de materiales de construcción de la región y el costo de mano de obra calificada proporcionada por la municipalidad de San José Chacayá y por costos indirectos a los cuales se les aplico un 30 % del costo directo.

Tabla CXXXVI. Presupuesto de Alcaldía Auxiliar y Oficinas de Cocode

RESUMEN PRESUPUESTO						
No. REGLON	SUB-REGLON	REGLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. U	P. T
1		REPLANTEO TOPOGRAFICO	GLOBAL	1	Q1 256,13	Q1 256,13
2		LIMPIEZA Y CHAPEO	M2	173	Q3,90	Q674.74
3		CONSTRUCCIÓN DE BODEGA	UNIDAD	1	Q15 738,59	Q15 738,59
4		EXCAVACIÓN	M3	139	Q 90,09	Q12 522,51
5		CIMENTACIÓN				
	5.1	ZAPATA EXCENTRICA	UNIDAD	12	Q 8 824,49	Q105 893,90
	5.2	ZAPATA COMBINADA	UNIDAD	6	Q 10 074,42	Q60 446,54
6		COLUMNA C-1	ML	188	Q 1 319,23	Q247 592,58
7		VIGAS				
	7.1	VIGA EN X PRIMER NIVEL	ML	91	Q 696,23	Q 63 496,51
	7.2	VIGA EN X SEGUNDO NIVEL	ML	91	Q 787,45	Q 71 815,34
	7.3	VIGA EN Y PRIMER NIVEL	ML	45	Q 899,87	Q 40 764,24
	7.4	VIGA EN Y SEGUNDO NIVEL	ML	45	Q 869,71	Q 39 397,87
8		LOSAS				
	8.1	LOSA PRIMER NIVEL	M2	171	Q 755,23	Q 129 144,05
	8.2	LOSA SEGUNDO NIVEL	M2	183	Q 694,29	Q 127 055,68
9		MAMPOSTERÍA REFORZADA	ML	1597	Q164,88	Q 263 316,75
10		MODULO DE GRADAS	GLOBAL	1	Q22 759,01	Q22 759,01
11		RELLENO	M3	117	Q. 52,65	Q 6 160,05
12		INSTALACIONES				
	12.1	HIDRAULICAS	GLOBAL	1	Q 3 205,27	Q 31 748,33
	12.2	DRENAJES	GLOBAL	1	Q 6 586,38	Q 42 100,34
	12.3	PLUVIALES	GLOBAL	1	Q 3 051,85	Q 166 516,73
	12.4	ARTEFACTOS SANITARIOS	GLOBAL	1	Q 11 098,96	Q 55 031,67
	12.5	ILUMINACIÓN	GLOBAL	1	Q 40 895,62	Q 3 441,01
	12.6	FUERZA	GLOBAL	1	Q 29 267,74	Q 30 993,63
13		ACABADOS				
	13.1	PISO CERAMICA	M2	182	Q 174,44	Q 31 748,33
	13.2	LOSA DE CONCRETO	M2	320	Q 131,56	Q 42 100,34
	13.3	REPELLO+CERNIDO	M2	1590	Q 104,73	Q 166 516,73
	13.4	PINTURA EN PAREDES	M2	1226	Q 44,89	Q 55 031,67
	13.5	PUERTA TIPO 1	UNIDAD	1	Q 3 441,01	Q 3 441,01
	13.6	PUERTA TIPO 2	UNIDAD	13	Q 2384,13	Q 30 993,63
	13.7	PUERTA TIPO 3	UNIDAD	1	Q 1843,40	Q 1 843,40
	13.8	PUERTA TIPO 4	UNIDAD	4	Q 1 032,30	Q 4 129,21
	13.9	PUERTA TIPO 5	UNIDAD	1	Q 1 720,50	Q 1 720,50
	13.10	VENTANA TIPO 1	UNIDAD	7	Q 1 597,61	Q 11 193,27
	13.11	VENTANA TIPO 2	UNIDAD	1	Q 1 966,29	Q 1 966,29
	13.12	VENTANA TIPO 3	UNIDAD	10	Q 1 474,72	Q 14 747,17
	13.13	VENTANA TIP 4	UNIDAD	4	Q 1 032,30	Q 4 129,21
	13.14	VENTANA TIPO 5	UNIDAD	1	Q 1 106,04	Q 1 106,04
	13.15	VENTANA TIPO 6	UNIDAD	2	Q 1351,82	Q 2 703,65
	13.16	VENTANA TIPO 7	UNIDAD	3	Q 1351,82	Q 4 055,47
14		LIMPIEZA FINAL	M2	200	Q 8,60	Q 1 720,50
TOTAL					Q1 681 276,72	

Fuente: elaboración propia.

2.1.6.16. Cronograma de ejecución

A continuación, se encontrará el cronograma de ejecución física propuesto para la construcción de la Alcaldía auxiliar y oficinas de COCODE.

Figura 90. **Cronograma de ejecución de Alcaldía Auxiliar y Oficinas de Cocode**

NO.	ACTIVIDAD	MES 1				MES 2				MES 3				MES 4				MES 5				MES 6				MES 7				MES 8				MES 9			
		S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4
1	REPLANTEO TOPOGRAFICO	■																																			
2	LIMPIEZA Y CHAPEO	■	■																																		
3	EXCAVACIÓN		■	■	■																																
4	CIMENTACIÓN				■	■	■	■	■																												
5	COLUMNA C-1									■	■	■	■	■																							
6	VIGAS														■	■	■	■	■																		
7	LOSAS														■	■	■	■	■																		
8	MAMPOSTERIA REFORZADA																			■	■	■	■														
9	MODULO DE GRADAS																																				
10	INSTALACIONES																																				
11	ACABADOS																																				
12	LIMPIEZA FINAL																																				

Fuente: elaboración propia.

2.1.6.17. Evaluación de impacto ambiental

En la construcción o ejecución de un proyecto de infraestructura se generan impactos en el ambiente, este impacto puede ser negativo con posibles mitigaciones o negativo irreversible.

De acuerdo con las leyes actuales se debe realizar un estudio de impacto ambiental no significativo o evaluación rápido, se realiza por medio de una visita al lugar propuesto para la ejecución del proyecto por parte de los profesionales

aprobados por el MARN, y por cuenta del interesado, para determinar si la acción propuesta no genera de manera significativa el ambiente.

El MARN cuenta con el formulario de evaluación ambiental inicial para actividades de bajo impacto ambiental en el cual se toma en consideraciones sobre áreas protegidas, ecosistemas naturales, si se encuentra en sitio arqueológico etc. el cual debe llenarse para la ejecución del proyecto de la edificación de dos niveles para Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE, dicho formulario se encuentra en la sección de apéndice en este documento.

2.2. Diseño del sistema de alcantarillado sanitario en el caserío Los Planes, San José Chacayá, Sololá

A continuación, se describe el diseño del proyecto.

2.2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario para el caserío Los planes en el municipio de San José Chacayá el cual se encuentra a una distancia de tres km de la cabecera municipal, el caserío Los Planes tiene una población actual aproximadamente de 1 344 habitantes.

El sistema se diseña para un periodo de diseño de 30 años y tiene una longitud de 2 100 metros utilizando un total de 372 tubos que varían entre 6” y 8” pulgadas. Se utilizan tuberías perfiladas de PVC (RIB LOC), los cuales están diseñados y garantizados para uso en alcantarillados.

Para el diseño se colocarán 37 pozos de visita los cuales se realiza de ladrillo ubicados en la red principal y a los que se integra las conexiones

domiciliares correspondientes al sistema. El tratamiento que se le da a las aguas residuales ser por medio de fosas sépticas.

2.2.2. Normas y reglamentos aplicar

Para el diseño del alcantarillado sanitario se utilizan los criterios establecidos en la norma del INFOM, para las especificaciones del diseño del alcantarillado y, las especificaciones de los fabricantes de las tuberías que se utilizan en el diseño.

Como se mencionó anteriormente en el inciso 2.2.1 se utiliza tubería de PVC (RIB LOC), los cuales son fabricados con un compuesto de PVC rígido de acuerdo con la norma ASTM D-1784, cumpliendo con los requisitos establecidos en la NTC 4764 y la norma ASTM F794 para uso de alcantarillados.

- Norma ASTM D-1784 “Especificación estándar para compuestos de policloruro de vinilo (PVC) rígidos y compuestos de policloruro de vinilo (CPVC) clorados”

La norma ASTD D-1784 especifica los requerimientos físicos de los componentes para los materiales de PVC y CPVC utilizados en la fabricación de las válvulas, tuberías y accesorios. La norma clasifica a los componentes basándose en varias propiedades físicas y químicas. La conformidad con una clasificación de un material en particular requiere del cumplimiento de los requerimientos mínimos especificados.

- Norma NTC 4764 “Tubos y accesorios de policloruro de vinilo (PVC) de perfil abierto con o sin refuerzo para uso en alcantarillado”

La norma ICONTEC NTC 4764 establece los requisitos para tubos y accesorios de poli (cloruro de vinilo) (PVC) de perfil abierto con o sin refuerzo, uniones y accesorios para uso de alcantarillado en diámetros reales de tuberías entre 160 milímetros (6 pulgadas) y 3 600 milímetros (3,6 m) controlados por el diámetro interno.

- Norma ASTM F-794 “Especificación estándar para tuberías y accesorios de alcantarillado por gravedad de perfil de poli (cloruro de vinilo) (PVC) según el diámetro interior controlado”

Esta especificación cubre los requisitos para tuberías y accesorios de alcantarillado de perfil de poli (cloruro de vinilo) (PVC) con juntas integrales de campana y sello elastomérico o tubería de extremo liso con acoplamientos en tamaños (4 a 48 pulgadas), basados en un diámetro interno controlado.

2.2.3. Levantamiento topográfico

Un levantamiento topográfico es el conjunto de actividades que se realizan en el campo con el objeto de capturar la información necesaria que permita determinar las coordenadas rectangulares de los puntos del terreno ya sea directamente o mediante un proceso de cálculo, con las cuales se obtiene la representación gráfica del terreno levantado, el área y volúmenes de tierra cuando así se requiera.

Los levantamientos topográfico-convencionales suelen llevarse a cabo mediante la topografía clásica o bien mediante la aplicación de la fotogrametría.

Un levantamiento topográfico es importante para la realización del diseño de alcantarillado sanitario ya que con dicho levantamiento se pretende obtener

los puntos que nos permite realizar el trazo adecuado por donde se contempla la red de alcantarillado. El levantamiento topográfico del sistema de alcantarillado sanitario se realizó por medio de un teodolito digital marca South ET-02, cinta métrica, estadal, trípode, estacas y plomada de punta.

Durante la realización del levantamiento topográfico se debe especificar la ubicación de las casas, calles, edificios, escuelas, tipo de pavimentos, ríos, zanjas, cursos de agua todas aquellas estructuras que tengan relación con el problema a resolver o puedan influir en el diseño.

2.2.3.1. Planimetría

La planimetría es la parte de la topografía que comprende los métodos y procedimientos que tiene por objetivo la determinación de las coordenadas planas de puntos para representarlos en una superficie plana, tomando en cuenta únicamente las variaciones horizontales sin considerar los cambios de alturas existentes en el terreno.

Los métodos de levantamiento planimétrico comprenden todas las tareas que se realizan para obtener las medidas de ángulos y distancias horizontales, calcular las coordenadas y representar a escala los puntos en el plano, con la precisión adecuada. Las distancias horizontales se determinan por referencia, a pasos, con cinta métrica, con taquímetro u otros métodos.

El método de levantamiento planimétrico utilizado fue Conservación de Azimut.

2.2.3.2. Altimetría

La altimetría realiza la medición de las diferencias de nivel o de elevación entre los diferentes puntos del terreno los cuales representa las distancias verticales medidas a partir de un plano de referencia. A la altura de un punto determinado se denomina cota del punto. Si la altura está definida con respecto al nivel del mar se dice que la cota es absoluta, mientras que si se trata de cualquier otra superficie de referencia se dice que la cota es relativa.

Los métodos de levantamiento altimétrico permiten medir ángulos verticales entre dos puntos (punto estación y punto visto), ángulos cenitales o ángulos de altura. El método de levantamiento altimétrico utilizado fue el de nivelación taquimétrica.

2.2.4. Descripción del sistema a utilizar

Los sistemas de alcantarillado convencionales son métodos utilizados para la recolección y transporte de las aguas residuales. Estos sistemas están constituidos por redes colectoras que son construidas, generalmente en la parte central de calles y avenidas e instaladas en pendiente, permitiendo que se establezca un flujo por gravedad desde las viviendas hasta los sitios de disposición final.

Los sistemas de alcantarillado convencionales se clasifican de acuerdo con el tipo de agua que conducen, de los cuales se conocen dos tipos de sistemas, la selección dependiendo de las características de tamaño, la topografía y las condiciones económicas del proyecto. Entre los diferentes sistemas a utilizar se tienen los siguientes:

2.2.4.1. Alcantarillado separado

El sistema de alcantarillado separado es aquel sistema en el cual la recolección y transporte de aguas residuales se hacen en sistemas independientes; es decir alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial. Es el sistema más utilizado en áreas urbanas.

2.2.4.1.1. Alcantarillado sanitario

Sistema diseñado para recolectar exclusivamente de forma y segura por medio de tuberías las aguas residuales de origen doméstico, industrial, comercial hacia una planta de tratamiento y finalmente a un sitio de vertido donde no causen daños ni molestias.

2.2.4.1.2. Alcantarillado pluvial

Sistema diseñado para la recolección y evacuación de aguas de lluvia, pueden proyectarse cuando las condiciones propias del drenaje de la localidad requieran una solución a la evacuación de la escorrentía superficial producida por la precipitación.

Son sistemas de tuberías sumideros e instalaciones que permiten el rápido desalojo de aguas de lluvia. Dependiendo de las condiciones geográficas, tamaño de la población, las características de las vías, la estructura y el desarrollo urbano la evacuación de la escorrentía podría lograrse satisfactoriamente a través de rejillas, reposaderas y cunetas en las orillas de las calles y luego ser vertidas directamente en cuerpos de aguas naturales.

2.2.4.2. Alcantarillado combinado

El sistema de alcantarillado combinado es aquel que recolecta y transporta simultáneamente las aguas residuales y pluviales, es decir en el mismo sistema.

Unir las aguas residuales con las aguas de lluvia, es una solución económica inicial desde el punto de vista de la recolección ya que en comparación con el sistema separativo se usa solamente un colector, sin embargo, cuando se piense en la solución global de saneamiento podría no ser la mejor solución, por el hecho de que las aguas pluvial por sí misma no necesitan un tratamiento para ser vertidas en los cuerpos de aguas naturales, pero al ser mezcladas con agua residual estas se contaminan al grado de necesitar un tratamiento previo.

2.2.4.3. Selección de sistema de alcantarillado

Para el diseño del sistema de alcantarillado en el caserío Los planes, San José Chacayá, se utiliza el sistema de alcantarillado sanitario separado, permitiendo aplazar la construcción de un sistema de alcantarillado pluvial hasta que sea una necesidad.

2.2.5. Partes del alcantarillado sanitario

Para que un sistema de alcantarillado sanitario pueda cumplir plenamente con su función es importante que el sistema cuente con algunas obras básicas, las cuales tienen una función específica y son de mucha importancia dentro del sistema. Dichas obras básicas para su buen funcionamiento deben cumplir con ciertos parámetros de diseño como se define a continuación:

2.2.5.1. Colector

El colector es un sistema de tuberías por las que se conduce las aguas residuales, aguas pluviales o ambas en un sistema combinado; estos frecuentemente son colocados desde las conexiones domiciliarias de las viviendas, para luego conducirse por medio de un colector situado al centro de la calle siguiendo el recorrido más favorable de acuerdo con la pendiente del terreno, hacia el lugar donde se les dé un tratamiento adecuado.

Los colectores funcionan como un canal abierto, por lo tanto, nunca deben de trabajar a sección llena, cumpliendo ciertos requerimientos de relación de diámetros, velocidad máxima y mínima durante todo su periodo de diseño.

Es importante que los colectores cumplan los requerimientos mencionados anteriormente en cada tramo (distancia entre dos pozos de visita conectados entre sí por medio de un colector) que conformaran el sistema, porque si no se cumple con la velocidad mínima los sólidos no serán conducidos por el sistema y pueden quedar suspendidos causando obstrucciones en medio de la tubería y si excede la velocidad máxima los agentes suspendidos por las aguas servidas pueden generar un efecto abrasivo y desgatar la tubería rápidamente, teniendo que sustituir la tubería antes de que se cumpla el periodo de diseño.

Los colectores pueden ser de concreto con diámetro mínimo de ocho pulgadas, los cuales tiene una resistencia mayor a la compresión, pero un costo más elevado; también pueden ser de tubería PVC con diámetro mínimo de seis pulgadas los cuales son las más utilizadas por su bajo costo y por ser más ligeras que las tuberías de concreto.

Se cuenta con una tercera opción denominados tuberías de PVC RIB LOC la cual es una tubería formada por un enrollamiento de una banda fabricada con resinas de PVC; esta tubería está diseñada para las instalaciones en zanja y soporta las cargas debidas al tráfico vehicular cuando se instala en carreteras.

Sus principales ventajas son: que es una tubería flexible, son resistentes a la mayoría de los ácidos y químicos del suelo como a los efectos corrosivos y abrasivos disminuyendo el costo de mantenimiento, facilidad de manejo durante el cargue y transporte por su bajo peso, se cuenta con un amplio rango de diámetros, facilidad de instalación y mayor relación beneficio costo con respecto a otros sistemas en alcantarillado.

Para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario en el caserío Los planes, San José Chacayá, se utilizan colectores RIB LOC de diámetro, seis pulgadas y ocho pulgadas, cumpliendo con las especificaciones técnicas del colector.

2.2.5.2. Pozos de visita

Los pozos de visita son estructuras que permiten la inspección, ventilación limpieza y mantenimiento de la red de alcantarillado, sirven para verificar el buen funcionamiento del sistema, generalmente en la unión de varias tuberías y en los cambios de diámetro, dirección y pendiente.

Estos pueden ser contruidos de cualquier material siempre y cuando sean materiales impermeables. Uno de los materiales más utilizados en Guatemala para su construcción son los de mampostería de ladrillo tuyuyo, los cuales son repellados con mortero en toda la cara interna y externa para evitar la infiltración de ambos sentidos, en el fondo se funde una plancha de concreto con una

pendiente que dirija todo el caudal entrante hacia la tubería de salida. Los pozos de visita deben tener la sección del tubo de entrada en la parte superior y la sección del tubo de salida en la parte inferior.

Los pozos de visita son de sección circular con un diámetro mínimo igual a 1,20 metros, la pared superior debe tener forma de cono truncado con una altura que varía entre 0,60 m a 1 m según criterio del diseñador, se debe colocar tapadera removible de 0,60 m de diámetro mínimo la cual se construye con el objetivo de dar mantenimiento al pozo y permitir el acceso al mismo, además dicha tapadera descansara sobre un brocal, ambos construidos de concreto reforzado, será necesario la incorporación de escalones los cuales deben ser de acero resistente a la corrosión, antiderrapante y rígido generalmente son de 3/4 debidamente empotrados a las paredes del pozo y separados a cada 40 cm a partir del nivel de piso.

Para el diseño de alcantarillado sanitario en el caserío Los planes se tiene un total de 37 pozos de visitas con profundidades variables (ver planos constructivos), los cuales se contempla sean fabricados con mampostería de ladrillo tayuyo repellado y cernido en la cara interna y con acabado rustico en el exterior. La tapadera se destina ser de concreto armado esto con el objetivo de resistir el tráfico vehicular que se piensa en futuro circule sobre ella.

2.2.5.3. Conexiones domiciliarias

Las conexiones domiciliarias son llamadas también como acometidas, son tuberías que permiten el desalojo de las aguas residuales de las edificaciones hacia la alcantarilla publica de la calle.

Las conexiones domiciliarias esta conformadas por dos elementos:

- Candela

Caja o tubo de concreto localizado en el área de la banqueta con una profundidad máxima de 1 m, que recibe las aguas residuales de la vivienda. Si se utiliza un tubo de concreto este debe tener un diámetro mínimo de 0,60 m y si se utiliza una caja la dimensión menor debe ser de al menos 0,45 m.

Se le coloca una tapadera para poder inspeccionar y dar mantenimiento, esta debe ser de cierre hermético que impida la salida de las aguas residuales y malos olores o bien que entren objetos que puedan obstruir la tubería. El fondo de la candela debe ser de concreto, debe tener una pendiente mínima de 2 % que dirija todo el caudal de agua residual a la tubería de acometida.

- Tubería de acometida

De acuerdo con la norma RIB LOC el diámetro mínimo a utilizar es de seis pulgadas, que se conecta en la parte superior del colector principal en un ángulo de 45° en dirección del flujo de agua con el fin de impedir que las aguas residuales retornen a la conexión domiciliar cuando el colector esté funcionando en toda su capacidad o bien cuando el caudal sea alto.

2.2.6. Periodo de diseño

El periodo de diseño se define como la cantidad de años que se estima que el sistema de alcantarillado sanitario funcionara satisfactoriamente, cumpliendo con los parámetros de diseño (velocidad mínima y máxima, relación de diámetros, entre otros) tomando en cuenta el incremento de caudal, generado por la población proyectada.

De acuerdo con las normas generales para el diseño de alcantarillados del Infom se establece que los sistemas de alcantarillados se proyectan para llenar adecuadamente su función durante el periodo de diseño a partir de la fecha en que se desarrolle el diseño, utilizando de referencia los siguientes datos:

Tabla CXXXVII. **periodo de diseño**

Obras civiles	Periodo de diseño (años)
Colectores principales	30-40
Planta de tratamiento	20-30
Líneas de descarga	10-15
Equipo mecánico-eléctrico	5-8

Fuente: elaboración propia.

Para la selección del periodo de diseño debe tomar en cuenta los siguientes factores:

- Tasa de crecimiento poblacional
- Calidad de los materiales a utilizar
- Vida útil de los componentes que se utilizaran para el sistema
- Futuras ampliaciones del sistema

En proyectos de alcantarillado sanitario en el área rural se recomienda asumir un periodo de diseño relativamente corto, por lo que para el sistema de alcantarillado en el caserío Los planes se asume un periodo de diseño igual a 30 años.

2.2.7. Estimación de la población futura

La población a futuro es aquella con la cual se diseña los sistemas de alcantarillados sanitario; para la estimación de la población futura, en sistemas de alcantarillado, se puede utilizar cualquiera de los métodos matemáticos mencionados en la norma INFOM y las especificaciones de los fabricantes de las tuberías que se utilizan en el diseño.

- Método de crecimiento geométrico.
- Método de incremento aritmético.
- Proyección grafica “a ojo”.

Para la estimación de la población futura se utiliza el método geométrico por la mayor facilidad y precisión que los otros métodos.

2.2.7.1. Método de crecimiento geométrico

El método de crecimiento geométrico establece que la tasa de crecimiento de una población pequeña no varía con el pasar del tiempo, para su obtención se empleara la siguiente la ecuación:

$$P_f = P_i(1 + \%r)^n$$

Donde

- P_f Población futura
- P_i Población inicial
- $\%r$ Tasa de crecimiento anual
- n Periodo de tiempo en años, en el cual se desea obtener la población futura

2.2.7.1.1. Población inicial

Para utilizar el método de crecimiento geométrico es necesario establecer una población actual para la cual se hizo un recorrido en el caserío Los planes determinando la cantidad de viviendas que conforman el caserío obteniendo un total de 192 viviendas. En conjunto con la municipalidad de San José Chacayá y el Centro de Atención Permanente (CAP), se estableció una densidad poblacional de 7 habitantes / vivienda, por lo cual la población inicial de:

$$P_i = \#vivienda * densidad poblacional$$

$$P_i = 192 viviendas * 7 hab/vivienda$$

$$P_i = 1\ 344 hab$$

2.2.7.1.2. Tasa de crecimiento

Para la determinación de la tasa de crecimiento poblacional del municipio de San José Chacayá se recurrió al CAP la cual cuenta con los datos más actualizados sobre el crecimiento poblacional, obteniendo de esta manera una tasa de crecimiento de 2 %, cabe mencionar que es el dato que utiliza la municipalidad de San José Chacayá para la realización de los proyectos a realizar.

- Determinación de población futura utilizando método de crecimiento geométrico.

Tabla CXXXVIII. **Datos para estimación de población futura**

Datos para la obtención de población futura	
Población inicial	1 344 <i>hab</i>
Tasa de crecimiento	2 %
Periodo de diseño	30 años → <i>periodo de diseño</i>

Fuente: elaboración propia.

$$P_f = P_i(1 + \%r)^n$$

$$P_f = 1\,344\, \text{hab} * (1 + 0,02)^{30\, \text{años}}$$

$$P_f = 2\,435\, \text{hab}$$

Por lo tanto, la población futura a beneficiar con el sistema de alcantarillado sanitario en el caserío Los Planes del municipio de San José Chacayá es de 2435 hab.

2.2.8. **Determinación de caudales**

El caudal es la cantidad de agua que corre por una tubería en cada unidad de tiempo; para un sistema de alcantarillado es necesario calcular el caudal de diseño que recorre en cada uno de los tramos que conforman el sistema de manera acumulativa; este caudal se determina por medio factor caudal medio, Factor de Harmon y la cantidad de habitantes.

El factor de caudal medio se calcula a través de un caudal sanitario el cual resulta de la suma de caudales de aguas residuales domésticas, industriales y comerciales los cuales están afectados por su respectivo factor de retorno y mayoración, más los caudales de infiltración y conexiones ilícitas, se detallan en los incisos posteriores.

2.2.8.1. Dotación

La dotación es la cantidad de agua asignada al día a cada habitante para satisfacer sus necesidades personales básicas, sus unidades están dadas en litros/habitantes/día.

La dotación de una población se obtiene a partir de los consumos registrados o bien de un estudio de demandas, en este caso el mayor consumo se tiene en las viviendas, por lo tanto, se analizan los consumos de aguas comunes los cuales son los siguientes:

Tabla CXXXIX. **Consumo de agua por persona**

Descripción	Demanda [l/hab/día]
Comida y bebida	3
Lavado de platos	4
Lavado de ropa	20
Higiene personal	10
Ducha	20
Limpieza en casa	3
Sanitario (excretas y orina)	20
Total:	80

Fuente: elaboración propia.

Para la elección adecuada de la dotación deben tomarse en cuenta de acuerdo con el INFOM y MSPAS, de los siguientes factores:

- Clima
- Calidad y cantidad de agua
- Presiones
- Nivel de vida

- Servicios comunales o públicos
- Cultura y costumbres de la población

La dotación utilizada para el caserío Los planes, San José Chacayá es de 120 litros/habitantes/día, dato proporcionado por la municipalidad de San José Chacayá.

2.2.8.2. Factor de retorno del sistema

El factor de retorno es la cantidad de agua que después de ser utilizada en una vivienda retornará al drenaje como agua residual, cierto porcentaje de agua se pierde en el riego de jardines, limpieza de vivienda y no regresa al 100% de lo que se consume a las redes de alcantarillado. Este depende de los hábitos y valores de la población, las características de la comunidad, la dotación de agua y las variaciones de consumo.

Este factor de retorno se considera entre un 70 % a 95 %, el valor a seleccionar como se mencionó anteriormente depende de diversas actividades, en la mayoría de las viviendas el agua se utiliza en actividades como higiene personal, limpieza o evacuación de excreta, las cuales retornan a los colectores, pero existen actividades como en las cuales el agua es utilizada para riego de jardines la cual se infiltra en el suelo, lo que hace que el agua se pierda y no regresa.

Considerando que en el caserío Los planes, San José Chacayá, la mayoría de las viviendas poseen patios y gran cantidad de agua es utilizada para el riego de cultivos considera un factor de retorno igual de:

$$F_{retorno} = 80 \%$$

2.2.8.3. Caudal sanitario

El caudal sanitario es la suma de las aguas residuales de la comunidad, este caudal es utilizado para el cálculo del factor caudal medio, por lo tanto, se define a continuación cada uno de los caudales que lo conforman:

2.2.8.3.1. Caudal domiciliar

El caudal domiciliar es la cantidad de agua servida en litros/segundo que se genera en las viviendas. Este caudal está conformado por toda el agua potable que se utilizada para el lavado de utensilios de cocina, lavamanos, lavado de ropa, higiene personal, inodoros, ducha, pilas, entre otros y que es desechada y conducida hacia la red del sistema de alcantarillado.

Para el caudal domiciliar se relaciona la dotación, el factor de retorno y la población futura del lugar, utilizando la siguiente ecuación:

$$Q_{dom} = \frac{P_f * dot.* F_{retorno}}{86\ 400}$$

Donde:

Q_{dom}	Caudal domiciliar (l/s)
P_f	Población futura (hab)
$dot.$	Dotación en l/hab/s
$F_{retorno}$	Factor de retorno

Para determinar el caudal domiciliar en el caserío Los planes, San José Chacayá, se utilizan los siguientes datos:

Tabla CXL. **Datos para el cálculo de caudal domiciliar**

Descripción	Datos
Población futura del caserío Los Planes	2 435 habitantes
Dotación	120 l/hab/s
Factor de retorno	0,80

Fuente: elaboración propia.

$$Q_{dom} = \frac{2\,435 \text{ hab} * 120 \text{ l/habitantes/s} * 0,80}{86\,400}$$

$$Q_{dom} = 2,71 \text{ l/s}$$

2.2.8.3.2. Caudal industrial

El caudal industrial es la cantidad de agua en litros/segundo que provienen de las industrias para su uso en los diferentes procesos de producción o normalmente en pequeños municipios de origen ganadero. Los caudales de aguas residuales ganaderas se estiman en función de cabezas de ganado que se crían en los establos.

El consumo de agua depende del tipo de industria que se tenga, normalmente resulta muy difícil el cálculo de su dotación por la gran tipología de industrias que existen, pero puede indicarse que los valores medios de consumo más frecuentes oscilan entre $2 \text{ m}^3/\text{ton producto}$ hasta $720 \text{ m}^3/\text{ton producto}$ dependiendo del producto a fabricar (pasta, papel, textil, frutas y verduras, productos lácteos, amoníaco, dióxido de carbono, lactosas entre otros). Por lo tanto, los principales datos que se necesitan ser: la producción total en un periodo de tiempo definido y la cantidad de agua a utilizar para la producción de estos productos en ese tiempo determinado.

Para determinar el caudal comercial se emplea la siguiente ecuación:

$$Q_{ind} = dot_{ind} * produccion$$

Donde:

Q_{ind} Caudal industrial l/s
 dot_{ind} Dotación industrial

En el caserío Los planes no se cuenta con ninguna industria a lo largo del sistema de alcantarillado no se calcula este caudal.

2.2.8.3.3. Caudal comercial

El caudal comercial es la cantidad de agua en litros/segundo que provienen por parte de comercios que existen a lo largo del sistema de alcantarillado sanitario. Dentro de este caudal también se tomar en cuenta algunas las instituciones que prestan servicios, como hospitales, escuelas, restaurantes.

El caudal comercial se mide de acuerdo con el establecimiento en base al tamaño y servicio que presta (medidas por cantidad de estudiante o por cama). Se calcula de forma similar a la del caudal domiciliar tomando en cuenta que al lugar reside personas de cualquier lado no solo la que reside en el lugar en estudio.

El caudal comercial se calcula empleando la siguiente ecuación:

$$Q_{com} = comercio * dot_{comercial}$$

Donde:

Q_{com} Caudal comercial l/s
 dot_{com} Dotación comercial (l/comercio/día)

A continuación, se detallan las instituciones que se encuentran dentro del caserío Los planes para la determinación del caudal comercial.

Tabla CXXI. **Comercios dentro del caserío Los planes**

No.	Descripción	Unidad	Cantidad	Dotación
1	Escuela	Alumnos	159	20 l/alum/día
1	Centro de salud	Camas	3	35 l/cama/día
1	Salón comunal	Habitantes	20	15 l/hab/día
1	Instituto	Alumnos	95	20 l/alum/día
1	Oficinas	Habitantes	18	50 l/hab/día
5	Iglesias	Habitantes	20	20 l/hab/día

Fuente: elaboración propia.

- Caudal de escuela:

$$Q_{esc.} = 179 \text{ alum} * 20 \frac{\text{litros}}{\text{alum} * \text{dia}} * \left(\frac{1 \text{ dia}}{86\ 400 \text{ s}} \right)$$
$$Q_{esc.} = 0,041 \text{ l/s}$$

- Caudal de centro de salud:

$$Q_{salud} = 3 \text{ camas} * 35 \frac{\text{litros}}{\text{cam} * \text{dia}} * \left(\frac{1 \text{ dia}}{86\ 400 \text{ s}} \right)$$
$$Q_{salud} = 0,001 \text{ l/s}$$

- Caudal de salón comunal:

$$Q_{salón} = 20 \text{ hab} * 15 \frac{\text{litros}}{\text{hab} * \text{dia}} * \left(\frac{1 \text{ dia}}{86\,400 \text{ s}} \right)$$

$$Q_{salón} = 0,004 \text{ l/s}$$

- Caudal de instituto:

$$Q_{inst.} = 95 \text{ alumnos} * 20 \frac{\text{litros}}{\text{alum} * \text{dia}} * \left(\frac{1 \text{ dia}}{86\,400 \text{ s}} \right)$$

$$Q_{inst.} = 0,022 \text{ l/s}$$

- Caudal de oficinas

$$Q_{oficina} = 18 \text{ hab} * 50 \frac{\text{litros}}{\text{hab} * \text{dia}} * \left(\frac{1 \text{ dia}}{86\,400 \text{ s}} \right)$$

$$Q_{oficina} = 0,010 \text{ l/s}$$

- Caudal de iglesia

$$Q_{iglesia} = 5 \text{ iglesias} \left(20 \text{ hab} * 20 \frac{\text{litros}}{\text{hab} * \text{dia}} * \left(\frac{1 \text{ dia}}{86\,400 \text{ s}} \right) \right)$$

$$Q_{iglesia} = 0,023 \text{ l/s}$$

Por lo tanto, el caudal comercial del caserío Los planes es el siguiente:

$$Q_{com} = Q_{esc.} + Q_{salud} + Q_{salón} + Q_{inst.} + Q_{oficina} + Q_{iglesia}$$

$$Q_{com} = (0,041 + 0,001 + 0,004 + 0,022 + 0,010 + 0,023) \text{ litros/seg}$$

$$Q_{com} = 0,101 \text{ l/s}$$

2.2.8.3.4. Caudal por conexiones ilícitas

El caudal de conexiones ilícitas es la cantidad de agua l/s proveniente de aguas pluviales de bajada de aguas de los techos que son conectados al sistema de alcantarillado sanitario o de conexiones clandestinas de patios domiciliarios, las cuales recolectan el agua pluvial y las transportan al sistema de alcantarillado sanitario.

Para determinar el caudal de conexiones ilícitas las normas generales para el sistema de alcantarillado del INFOM establece un mínimo del 10 % del caudal domiciliar, sin embargo, para este diseño se toma un 45 % del caudal domiciliar porque el caserío Los planes carece de un sistema de alcantarillado pluvial, por lo cual la mayoría de las viviendas podrían llegar conectar las bajadas de agua al colector del sistema de alcantarillado sanitario.

$$Q_{\text{conexión ilícitas}} = 0,45 * Q_{\text{domiciliar}}$$

Donde:

$Q_{\text{conexión ilícitas}}$	Conexiones ilícitas en l/s
$Q_{\text{domiciliar}}$	Caudal domiciliar en l/s

- Caudal domiciliar tiene un caudal de 2,71 l/s

$$Q_{\text{conexión ilícitas}} = 0,45 * Q_{\text{domiciliar}}$$

$$Q_{\text{conexión ilícitas}} = 0,45 * 2,71 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{conexión ilícitas}} = 1,22 \text{ l/s}$$

2.2.8.3.5. Caudal por infiltración

El caudal por infiltración es la cantidad de agua en l/s, la cual depende del nivel freático de agua subterránea con relación a la profundidad de las tuberías y el tipo de tubería. Se incluye el agua pluvial que se filtra a lo largo del sistema de alcantarillado sanitario a través de las tapaderas de pozos de visita, paredes de tuberías defectuosas, uniones de tuberías entre otras.

Para determinar el caudal por infiltración se debe tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Altura de nivel freático sobre el fondo del colector
- Permeabilidad del suelo
- Cantidad de precipitación anual
- Material de tubería y tipo de unión
- Dimensiones (longitud y diámetro de tubería)

Para determinar el caudal de infiltración el INFOM recomienda las siguientes ecuaciones:

- Para tuberías que quedan sobre el nivel freático

$$\text{tuberías de cemento} \rightarrow Q_{inf} = 0,025 * \text{diámetro en pulgada}$$

$$\text{tuberías de PVC} \rightarrow Q_{inf} = 0,01 * \text{diámetro en pulgada}$$

- Para tuberías que quedan bajo el nivel freático

$$\text{tuberías de cemento} \rightarrow Q_{inf} = 0,15 * \text{diámetro en pulgada}$$

$$\text{tuberías de PVC} \rightarrow Q_{inf} = 0,02 * \text{diámetro en pulgada}$$

Se determino a través de Google Earth la altitud del caserío los planes, teniendo como resultado una altitud de 2 393 m.s.n.m. tomando en cuenta que para el sistema de alcantarillado se utilizara una tubería de PVC RIB LOC de seis pulgadas y ocho pulgadas de diámetro se utilizara para el cálculo de caudal de infiltración la siguiente ecuación:

$$Q_{inf} = 0,01 * \text{diametro en pulgadas} * \text{longitud en km}$$

$$Q_{inf} = 0,01 * 8 \text{ pulgadas} * 2,1 \text{ km}$$

$$Q_{inf} = 0,168 \text{ l/s}$$

2.2.8.3.6. Caudal sanitario

El caudal sanitario es la sumatoria de los caudales que aportan al sistema de alcantarillado sanitario. Obtenido el caudal domiciliar, caudal comercial, caudal industrial, caudal de conexiones ilícitas y el caudal de infiltración se procede a determinar el caudal sanitario para lo cual se emplea la siguiente ecuación:

$$Q_{sanitario} = Q_{dom} + Q_{ind} + Q_{com} + Q_{conexión\ ilícitas} + Q_{inf}$$

$$Q_{sanitario} = (2,71 + 0 + 0,101 + 1,22 + 0,168) \text{ l/s}$$

$$Q_{sanitario} = 4,20 \text{ l/s}$$

2.2.8.3.7. Factor caudal medio

El factor de caudal medio q muestra la cantidad en l/s que aporta cada habitante por individual al sistema de alcantarillado que se destina construir en el lugar. Para el factor de caudal medio el INFOM establece valores limites los cuales no pueden ser menor de 0,002 ni mayor a 0,005, de lo contrario se toma las siguientes condiciones:

$$f_{qm} < 0,002 \text{ tomar valor de } 0,002$$

$$0,002 \leq f_{qm} \leq 0,005 \text{ tomar valor de } f_{qm}$$

$$f_{qm} > 0,005 \text{ tomar valor de } 0,005$$

Se procede a determinar el factor caudal medio para el caserío Los planes tomando en cuenta las condiciones anteriormente mencionadas:

$$f_{qm} = \frac{Q_{\text{sanitario}}}{P_f}$$

Donde:

f_{qm}	Factor caudal medio
$Q_{\text{sanitario}}$	Caudal sanitario en l/s
P_f	Población futura (hab)

De acuerdo con el inciso 2.2.7.1.1 de este documento, se determinó una población futura de 2 435 habitantes.

$$f_{qm} = \frac{4,20 \text{ l/s}}{2\,435 \text{ hab}}$$

$$f_{qm} = 0,0017 \frac{\text{l}}{\text{s} * \text{hab}}$$

Por lo tanto, para el diseño de sistema de alcantarillado sanitario en el caserío Los planes, San José Chacayá se asume un factor caudal medio igual a 0,002.

2.2.8.3.8. Factor de Harmon

El factor de Harmon también conocido como factor de flujo instantáneo, determina la probabilidad de que múltiples artefactos sanitarios de las viviendas estén haciendo uso servicio al mismo tiempo en un determinado tramo.

Este factor disminuye en la medida en que el número de habitantes considerado aumenta, puesto a que a mayor número de personas menor probabilidad de uso simultaneo de agua en cierto momento. Su valor varió de 1,5 a cuatro, es adimensional y se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$F_H = \frac{18 + \sqrt{\frac{P_x}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{P_x}{1\,000}}}$$

Donde:

F_H Factor de Harmon
 P_x Población actual o futura en el tramo

Se debe determina el factor de Harmon tanto para la población actual como para la población futura en cada uno de los tramos que conforman el sistema de alcantarillado sanitario para el caserío Los planes, San José Chacayá, el cual se puede ejemplificar en el inciso 2.2.11 de este documento.

- Aplicación de ecuación para el factor de Harmon para la población actual:

$$F_H = \frac{18 + \sqrt{\frac{1\,344\, hab}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{1\,344\, hab}{1\,000}}} = 3,71$$

- Aplicación de ecuación para el factor de Harmon para la población futuro:

$$F_H = \frac{18 + \sqrt{\frac{2\,435\, hab}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{2\,435\, hab}{1\,000}}} = 3,52$$

2.2.8.3.9. Caudal de diseño

Es el caudal con que se diseñara cada tramo del sistema de alcantarillado sanitario, se ve afectado por el factor caudal medio, factor de Harmon y la cantidad de habitantes acumulados para el tramo de análisis.

El caudal de diseño se determina para la población actual como para la población futura, empleando las siguientes ecuaciones:

$$q_{diseño\ actual} = P_i * fqm * F_H$$

$$q_{diseño\ futuro} = P_f * fqm * F_H$$

Donde:

$q_{diseño\ actual}$	Caudal de diseño actual en l/s
$q_{diseño\ futuro}$	Caudal de diseño a futuro en l/s
P_i	población inicial (hab)
P_f	población futura (hab)
fqm	Factor de caudal medio
F_H	Factor de harmon

A partir de este caudal de diseño se determina el diámetro de colector de sistema y se propone una pendiente específica, la cual cuenta con sus propias relaciones hidráulicas, las cuales deben ser evaluadas bajo los parámetros de relaciones de diámetro, velocidad mínima y máxima; de no cumplir estos parámetros se debe cambiar la pendiente o el diámetro del colector.

El cálculo de caudal de diseño se ejemplifica en el inciso 2.2.11 de este documento.

- Aplicación de ecuación para el caudal de diseño para población actual:

$$q_{diseño\ actual} = 1\ 344\ hab * 0,002 * 3,71$$

$$q_{diseño\ actual} = 9,97\ l/s$$

- Aplicación de ecuación para el caudal de diseño para población futura:

$$q_{diseño\ actual} = 2\ 345\ hab * 0,002 * 3,52$$

$$q_{diseño\ actual} = 17,14\ l/s$$

2.2.9. Fundamentos hidráulicos

Uno de los fundamentos importantes para el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario es asumir que el sistema trabaja como un canal, el cual es un conducto por el que fluye un líquido con una superficie libre sometida a presión atmosférica, el movimiento del flujo se produce por una inclinación del fondo del canal, es decir por gravedad.

Para un sistema por gravedad es esencial colocar el colector con un pendiente específico, la cual se selecciona de acuerdo con la dirección deseada del flujo el cual debe ser trasladado del punto más alto hacia el punto más bajo. Para determinar la pendiente del colector entre cada tramo, es necesario determinar el diámetro y material del colector a utilizar (el cual nos proporciona un coeficiente de rugosidad), los cuales se evalúan con la población actual y futura, comprobando si funcionan parcialmente lleno durante todo su periodo de diseño.

Para el diseño de sistema de alcantarillo sanitario debe comprobarse si se cumple con los siguientes parámetros hidráulicos:

2.2.9.1. Ecuación de Manning para flujo

Una de las ecuaciones más prácticas para determinar la velocidad de flujo en canales abiertos es la ecuación de Manning, la cual involucra factores que afectan el flujo dentro del conducto, entre los cuales se tiene el coeficiente de rugosidad, el cual depende del tipo de material de la tubería a utilizar, pendiente del colector y el radio hidráulico el cual depende la relación de área mojada sobre perímetro mojado.

Para determinar la velocidad del flujo utilizando la ecuación de Manning se emplea la siguiente ecuación:

$$V = \frac{1}{n_r} * R_h^{\frac{2}{3}} * S_r^{\frac{1}{2}} \rightarrow \text{para sistema internacional}$$

$$V = \frac{1,486}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * \%S^{\frac{1}{2}} \rightarrow \text{para sistema ingles}$$

Donde:

V	Velocidad
n_r	Coficiente de rugosidad de Manning
R_h	Radio hidráulico
S_r	pendiente de canal

Para estas especificaciones se consultó el Manual de condiciones de instalación y diseño RIB LOC, tuberías perfiladas de PVC para alcantarillado.

2.2.9.2. Relaciones de diámetro y caudales

Durante el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario es necesario cumplir con ciertos parámetros de diseño los cuales garanticen el funcionamiento óptimo del mismo; para lo cual es necesario utilizar las propiedades de la sección circular, que relaciona las características de flujo a sección llena y parcialmente llena.

Entre las relaciones hidráulicas más importantes están las relaciones de diámetro y caudal que establecen lo siguiente.

$$\begin{aligned} \text{relación de diámetro} &\rightarrow 0,10 \leq \frac{d}{D} \leq 0,75 \\ \text{relación de caudal} &\rightarrow q'_{\text{diseño}} < Q_{\text{sección llena}} \end{aligned}$$

2.2.9.3. Relaciones hidráulicas

Las relaciones hidráulicas son aquellas que relacionan los datos obtenidos con los datos máximos, siendo estos la velocidad, caudal y diámetro. Es importante utilizar estas relaciones con el fin de agilizar los cálculos para el diseño, por lo cual para empezar se calcula la relación de caudales para la población actual y la población futura al final del periodo de diseño, entre el caudal de diseño (obtenido de la sumatoria de caudales domiciliar, comercial, industrial, por conexiones ilícitas y por infiltración) y el caudal de sección llena (obtenido de la ecuación de Manning).

Esta relación de caudales se debe concatenar con los valores de la tabla de relaciones hidráulicas, sino se encuentra el valor exacto, se busca un aproximado. Ya encontrado el valor de la relación de caudal, en la columna de la izquierda se obtiene la relación hidráulica de velocidad, la cual posteriormente se

multiplica por el valor obtenido de la velocidad a sección llena obteniendo la velocidad de diseño y por último se obtiene la relación hidráulica de diámetros o también llamada relación de tirantes la cual debe cumplir con los límites establecidos en el inciso 2.2.9.2. de este documento.

2.2.9.4. Velocidades máximas y mínimas

Un sistema de alcantarillado sanitario se debe diseñar de manera que las aguas residuales fluyan de forma que los sólidos transportados no se depositen dentro del colector, por lo que se debe de disponer regularmente de una velocidad suficiente para lavar los sólidos depositados durante periodos de caudal bajo para lo cual se establece una velocidad mínima. De igual forma si la velocidad es mayor provocara efectos dañinos al colector, porque los sólidos en suspensión pueden llegar a producir un efecto abrasivo en la tubería.

En referencia al manual consultado, se establecen los siguientes límites de velocidad:

Velocidad minima → 0,45 m/s

Velocidad maxima → 10,0 m/s

Según el INFOM las velocidades que se debe cumplir para el diseño de un sistema de alcantarillo sanitario son las siguientes:

Velocidad minima → 0,60m/s

Velocidad maxima → 3,00 m/s

Para este diseño la municipalidad de San José Chacayá que se aplica los límites de velocidad que establece el fabricante Durman Esquivel.

2.2.9.5. Coeficiente de rugosidad

Este coeficiente depende del tipo de material del cual este hecho la tubería, actualmente existen empresas que se encargan de la fabricación de tuberías para la construcción de sistemas de alcantarillado sanitario, la cuales por medio de pruebas establecen que tan lisa o rugosa es la superficie interna del colector.

Debido a que RIB LOC, se fabrica a partir de PVC, ofrece la gran ventaja de poseer un bajo coeficiente de rugosidad, permitiendo así un comportamiento más económico en las instalaciones. De acuerdo con lo anterior, la norma Durman establece un coeficiente de rugosidad, Manning $n_r = 0,009$ para tuberías de PVC RIB LOC.

2.2.9.6. Diámetro de colector

La selección de diámetro de la tubería debe ser tal cual su capacidad a caudal máximo permita de manera que logre trasladar las partículas en suspensión.

Para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario como bien se ha mencionado anteriormente se utiliza tubería de PVC RIB LOC, por lo tanto, se tiene un diámetro mínimo de 160 milímetros (aprox. seis pulgadas) para sistema de alcantarillados sanitarios. Se debe cumplir con dicho diámetro establecido con el fin de evitar obstrucciones en los conductos por objetos relativamente grandes introducidos al sistema y requerimientos de limpieza.

Para el diseño del sistema alcantarillado sanitario en el caserío Los planes se empezó a diseñar en los tramos iniciales con diámetro mínimo de seris

pulgadas y a medida que se incrementa el caudal se aumentó a un diámetro de 8 pulgadas con el fin de cumplir cada uno de los parámetros de diseño.

2.2.9.7. Profundidad de colector

Para asegurar el buen funcionamiento de un sistema de alcantarillado sanitario se debe cumplir con una profundidad mínima, la cual debe permitir la correcta conexión de las descargas domiciliarias al alcantarillo principal.

La profundidad del colector principal se da en función de la pendiente del terreno, la velocidad del flujo, el caudal transportado y el tirante hidráulico. Así mismo se debe tomar en consideración una altura mínima que permita proteger el sistema de las cargas de tránsito, ofrecer protección de climas externos.

Al igual que la profundidad mínima se establece un valor permisible de profundidad máxima de manera que no se tengan dificultades constructivas mayores de acuerdo con la cohesión del terreno en que se quedará alojado el colector. La profundidad máxima permisible es de seis metros.

2.2.9.7.1. Profundidad mínima de colector

De acuerdo con estudios realizados sobre cargas efectuadas por los distintos tipos de transportes, se obtienen valores mínimos permisibles para la colocación de colectores, dicha profundidad se toma a partir de la superficie del terreno hasta la parte superior de la tubería.

Vías peatonales o zonas verdes → 0,75 m

Vías vehiculares → 1,20 m

Tomando en consideración los valores permisibles anteriores y tomando en consideración que existen diferentes diámetros de tubería, para los cuales se proponen para cada tipo de tránsito una profundidad mínima a la que debe estar el colector. A continuación, se presenta una tabla la cual tabula los valores de la profundidad mínima:

Tabla CXLII. **Profundidad mínima de colector para evitar rupturas**

Tipo de tránsito	Diámetro (en pulgadas)												
	4	6	8	10	12	16	18	24	30	36	42	46	60
Liviano	111	117	122	128	133	141	150	166	184	199	214	225	255
Pesado	131	137	142	148	151	153	170	186	204	219	234	245	275

Fuente: elaboración propia.

Nota: la dimensión de las profundidades está dadas en cm.

Para el diseño de alcantarillado sanitario del caserío Los planes, San José Chacayá, se toma una profundidad mínima de 1,20 m porque se utiliza un diámetro de seis pulgadas. Se tiene una profundidad máxima de 3,72 m.

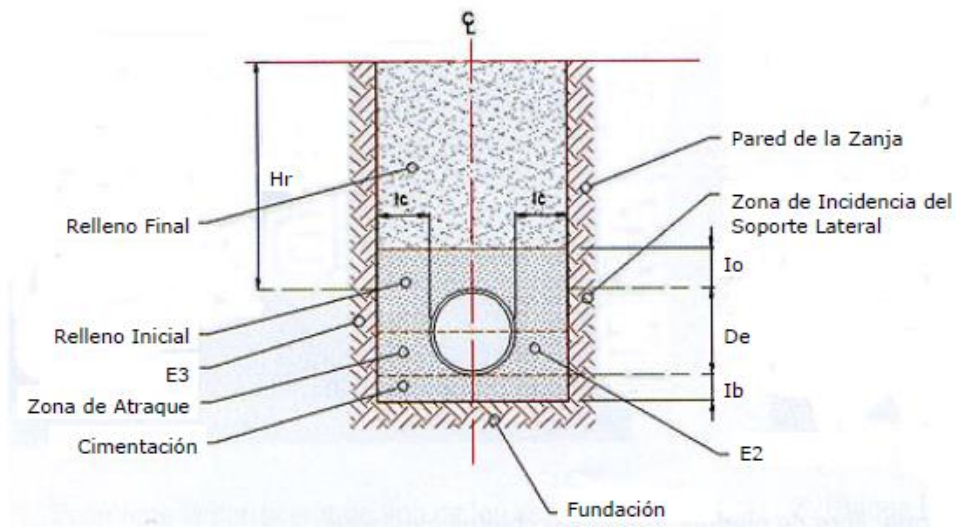
2.2.9.7.2. Ancho de zanja

De acuerdo con el manual de consulta, usualmente las zanjas para la tubería de PVC RIB LOC son de tipo estrechas. La normativa usual establece que el ancho mínimo debe ser igual a $D+40$ cm, hasta un máximo de $2D$ donde D es el diámetro nominal del tubo.

Se requiere además un relleno mínimo de 30 cm sobre la corona del tubo cuando no hay tráfico vehicular. El ancho de la zanja depende también de la naturaleza del material de excavación.

El óptimo comportamiento de las tuberías flexibles incluye respetar ciertos anchos de zanjas mínimos, para los cuales el manual de Durman en tuberías de PVC RIB LOC presenta un cuadro de resumen de las dimensiones de la zanja para cada uno de los diámetros de acuerdo con la experiencia obtenida del análisis de resultados de diferentes instalaciones.

Figura 91. Dimensiones de zanja para tubería RIB LOC



Fuente: ESQUIVEL, Durman. *Condiciones de instalación y diseño RIBLOC*, p.14.

Tabla CXLIII. **Valores recomendados de zanjas de acuerdo con el diámetro de tubería**

Diámetro nominal	Valores recomendados* (mm)		
	I_b	I_c^{**}	I_o^{***}
>150 ≤300	100	150	150
>300 ≤450	100	200	150
>450 ≤900	150	300	150
>900 ≤1 500	150	350	200
>1 500 ≤2 000	150	0,25xDe	300

Fuente: ESQUIVEL, Durman. *Condiciones de instalación y diseño RIBLOC*, p. 14.

- * El objetivo está en lograr las mismas condiciones y grados de compactación en todo el contorno de tubería. Estos valores pueden cambiar, disminuir o aumentar, de acuerdo con el criterio del diseñador (previos estudios de suelos), en circunstancias donde se utilizan técnicas especiales de construcción o donde los suelos naturales son sustituidos.
- ** En condiciones críticas tales como: profundidad y suelos de muy mala calidad, el ancho de la zanja (I_c) se incrementa según las condiciones del sitio, hasta un máximo de dos veces el diámetro externo de la tubería. Anchos mayores no retribuyen beneficios adicionales en la respuesta estructural de la tubería.
- *** Es necesario aumentar el relleno sobre la corona del tubo (I_o) cuando las cargas vivas están aplicadas a muy poca profundidad o muy cerca del relleno mínimo.

Donde el material de relleno a utilizar en la zanja se clasifica dependiendo del H_r obtenido. Para este procedimiento, se siguen las orientaciones del manual ya citado.

Al excavar una zanja, del sistema Durman propone que primero se verifique el trazado según planos, profundidad de pozos de visita, la pendiente longitudinal y el ancho requerido, recomienda iniciar en el descole, lo que significa que la dirección del proceso de excavación ira contra flujo, de aguas abajo hacia arriba.

La cantidad de suelo que se debe remover para la colocación de tubería se está comprendida como se mencionó con anterioridad a partir de la profundidad de pozos de visita, ancho de zanja y la longitud entre pozos, por lo tanto, se para encontrar el volumen a excavar en cada tramo se tiene la siguiente ecuación que relaciona los datos anteriores:

$$Vol_{Exc.} = \frac{H_1 + H_2}{2} * d_{pozo} * ancho_z$$

Donde:

$Vol_{Exc.}$	Volumen de excavación
H_1	Profundidad de primer pozo analizar
H_2	Profundidad del segundo pozo analizar
d_{pozo}	Distancia entre pozos
$ancho_z$	Ancho de pozo

2.2.9.7.3. Cotas Invert

Son las cotas que determinan el nivel de colocación de la tubería que se conecta desde un punto A hasta un punto B del tramo analizado, es decir son las profundidades a las cuales se deben de colocar las tuberías de entrada y de salida de los pozos de visita.

Para calcular las cotas Invert se toma como base la pendiente del terreno y la distancia entre pozos de visita, nivel del terreno tanto del pozo que se está analizando como del anterior. Al considerar el diseño de un sistema de

alcantarillado se deben evaluar los siguientes aspectos que refieren a las cotas Invert de entrada y de salida de las tuberías en los pozos de visita.

- Cuando en un pozo de visita entra una tubería y sale otra del mismo diámetro, la cota Invert de salida como mínimo 3 cm por debajo de la cota Invert de entrada.

$$\begin{aligned}\phi_{entrada} &= \phi_{salida} \\ CI_S &= CI_E - 0,03m\end{aligned}$$

Donde:

CI_S Cota Invert de salida
 CI_E Cota Invert de entrada

- Cuando en un pozo de visita entra una tubería de diferente diámetro a la de salida, la cota Invert de salida como mínimo, debajo de la cota Invert de entrada, por lo tanto, la cota Invert de salida como el resultado de la diferencia de los dos diámetros de entrada y de salida la cual se resta a la cota Invert de entrada.

$$\begin{aligned}\phi_{entrada} &\neq \phi_{salida} \\ CI_S &= CI_E - [(\phi_{salida} - \phi_{entrada}) * 0,0254m]\end{aligned}$$

- Cuando un pozo de visita ingrese varias tuberías del mismo diámetro, la cota Invert de salida está a 3cm por debajo de la cota Invert de entrada más baja.

$$\begin{aligned}\phi_1 &= \phi_2 = \phi_3 \\ CI_S &= CI_{E+baja} - 0,03 m\end{aligned}$$

- Cuando en un pozo de visita la tubería de salida es diferente diámetro que las que ingresan en este, la cota Invert de salida debe cumplir con las especificaciones anteriores y se tomara la que de mayor profundidad.
- La cota Invert de salida de la tubería inicial debe estar como mínimo a la profundidad del tránsito liviano o pesado, según se considere oportuno.

Las cotas de terreno al igual que las cotas Invert de entrada y de salida de la tubería del sistema de alcantarillado sanitario deben calcularse de la siguiente manera:

$$CT_f = CT_i - (D_h * S\%_{terreno})$$

$$S\%_{terreno} = \frac{[CT_i - CT_f]}{D_h} * 100$$

$$CI_{s1} = CT - (H_{min,})$$

$$CI_{E2} = CI - \frac{(D_h * S\%_{tubería})}{100}$$

$CI_s = \text{depende de las condiciones anteriores}$

$$CI_{E3} = CI_{s2} - \frac{(h * S\%_{tubería})}{100}$$

$$H_{pozo} = CT - CI_s$$

Donde:

CT_f	Cota terreno final
CT_i	Cota terreno inicial
CI_{s1}	Cota Invert de salida del pozo inicial
CI_E	Cota Invert de la tubera de entrada
CI_s	Cota Invert de la tubería de salida
D_h	Distancia horizontal del tramo
$S\%_{terreno}$	Pendiente del terreno del tramo
$S\%_{tubería}$	Pendiente de la tubería del tramo
H_{min}	Profundidad mínima
H_{pozo}	Altura de pozo

Nota: cuando la pendiente del terreno no cumple con el rango de velocidad y con las profundidades del colector, se debe aumentar o disminuir y en último caso, cambiar el diámetro de la tubería.

2.2.9.8. Ubicación de pozos de visitas

Luego de determinar la red del sistema de alcantarillado sanitario es importante seleccionar la ubicación donde se colocan los pozos de visitas, para ello es importante tomar en cuentas algunas consideraciones establecidas en el INFOM, las cuales se mencionan a continuación:

- Los pozos de visita deben colorarse:
 - Entre tramos no mayores a 100 m
 - Cuando exista cambio de diámetro en la tubería
 - Cuando exista un cambio de pendiente
 - Cuando existe el cambio de dirección
 - En el inicio de los tramos
 - Intersección de dos o más colectores

Para nuestro diseño de alcantarillado sanitario con un total de 37 pozos de visita.

2.2.9.9. Profundidad de pozos de visitas

Como se ha mencionado anteriormente la profundidad de los pozos es variable; para determinar la profundidad de los pozos es necesario conocer las cotas de terreno y las cotas Invert de cada uno de los pozos, la cota Invert de salida siempre menor que la cota Invert de entrada se estableció la siguiente ecuación para el cálculo de la profundidad del pozo, tomando en cuenta también

que se realizara una fundición de una losa en el fondo del pozo la cual tiene un espesor de base de 15 cm.

$$H_{pozo} = CT - CI_S - espesor_{base}$$

Donde:

H_{pozo}	Profundidad de pozo de visita
CT	Cota de terreno
CI_S	Cota Invert de la tubería de salida
$espesor_{base}$	Espesor de base de concreto

2.2.10. Características de las conexiones domiciliare

Como se mencionaba en el inciso 2.2.5.3 de este documento, las conexiones domiciliare tienen la finalidad de descargar las aguas servidas provenientes de las casas y llevarlas al alcantarillado principal o alcantarillado municipal.

Para la instalación entre la acometida y el colector principal se utilizan accesorios denominados “Yee” o “Tee”, cabe destacar que se recomienda que la conexión sea de tipo “Yee” para que el flujo entre en el sistema de una manera menos violenta, evitando así el deterioro acelerado. Sin embargo, las conexiones “Tee” son más fáciles de instalar.

2.2.11. Diseño hidráulico, ejemplo de diseño de un tramo

Para el diseño de cada uno de los tramos que conforman el sistema hidráulico se tomaran en cuenta cada uno de los parámetros establecidos anteriormente de acuerdo con la norma del INFOM, y con el manual citado con anterioridad.

Para el diseño hidráulico se ejemplifica un tramo del sistema, los demás tramos por facilidad de cálculo se realizaron utilizando el programa Excel realizado en una hoja electrónica.

2.2.11.1. Ejemplo de diseño para tramo de PV-18 al PV-34

Para la realización del tramo del pozo de visita No. 18 al pozo de visita 34 se utilizan los siguientes datos:

Tabla CXLIV. **Datos generales para la realización del diseño hidráulico del tramo PV-18 al PV-34**

Descripción	Datos
Densidad de vivienda promedio	6 hab/viv
Tasa de crecimiento poblacional	2 % según CAP
Periodo de Diseño	30 años
Cota de terreno de inicio (PV 18)	93,07 m
Cota de terreno final (PV 34)	92,42 m
Cota de Invert de entrada (PV 18)	PV 17 al PV 18= 91,30 m
	PV 33 al PV 18= 91,86 m
Distancia horizontal entre pozos	90,99
Coeficiente de rugosidad	0,009
Factor caudal medio	0,002
Velocidad de diseño	0,45 m/s $\leq V \leq$ 10,0 m/s
Número de casas en el tramo	6 casas
Número de casas acumuladas	170 casas

Fuente: elaboración propia.

- Pendiente del terreno ($S \%_{\text{terreno}}$)

$$S\%_{\text{terreno}} = \frac{[CT_{PV-18} - CT_{PV-34}]}{D_{h_{18-34}}} * 100$$

$$S\%_{\text{terreno}} = \frac{[93,07m - 92,42m]}{90,99m} * 100$$

$$S\%_{\text{terreno}} = 0,71\%$$

- Cálculo de población:

- Población actual

$$P_i = \#vivienda * densidad poblacional$$

$$P_i = (\text{No. viviendas en el tramo} + \text{acumuladas}) * densidad poblacional$$

$$P_i = 176viviendas * 7hab/vivienda$$

$$P_i = 1\ 232 \text{ habitantes}$$

- Población futura

$$P_f = P_i(1 + \%r)^n$$

$$P_f = 1\ 232 \text{ hab} * (1 + 0,02)^{30 \text{ años}}$$

$$P_f = 2\ 232 \text{ hab}$$

- Cálculo de factor de Harmon

- Factor de Harmon actual:

$$F_{H_{\text{actual}}} = \frac{18 + \sqrt{\frac{P_{\text{actual}}}{1\ 000}}}{4 + \sqrt{\frac{P_{\text{actual}}}{1\ 000}}}$$

$$F_{H_{actual}} = \frac{18 + \sqrt{\frac{1\ 232\ hab}{1\ 000}}}{4 + \sqrt{\frac{1\ 232\ hab}{1\ 000}}}$$

$$F_{H_{actual}} = 3,74$$

- Factor de Harmon futuro:

$$F_{H_{futuro}} = \frac{18 + \sqrt{\frac{P_{futuro}}{1\ 000}}}{4 + \sqrt{\frac{P_{futuro}}{1\ 000}}}$$

$$F_{H_{futuro}} = \frac{18 + \sqrt{\frac{2\ 232\ hab}{1\ 000}}}{4 + \sqrt{\frac{2\ 232\ hab}{1\ 000}}}$$

$$F_{H_{futuro}} = 3,55$$

- Caudal de diseño

- Caudal de diseño actual

$$q'_{diseño\ actual} = P_i * fqm * F_{H_{actual}}$$

$$q'_{diseño\ actual} = 1\ 232\ hab * 0,002 * 3,74$$

$$q'_{diseño\ actual} = 9,22\ l/s$$

- Caudal de diseño futuro

$$q'_{diseño\ futuro} = P_i * fqm * F_{H_{futuro}}$$

$$q'_{diseño\ futuro} = 2\ 232\ hab * 0,002 * 3,55$$

$$q'_{diseño\ futuro} = 15,84\ l/s$$

- Pendiente de tubería

Para la pendiente de tubería se toma en cuenta el diámetro a utilizar y se selecciona la pendiente mínima, si dicha pendiente no cumple con las relaciones hidráulicas aumentando la pendiente.

Para la selección de la pendiente de tubería se utilizan las tablas de caudales y velocidades de Manning según el manual seleccionado para este proceso y citado en párrafos anteriores.

La selección de la pendiente del colector es un factor muy importante porque de ella dependen los valores de caudal y velocidad a sección llena, los cuales a su vez nos permiten calcular las relaciones de caudales y posteriormente determinar las relaciones de diámetro y velocidad. Estas relaciones deben cumplir con los fundamentos hidráulicos de relación de diámetro y velocidades máximas y mínimas establecidos en el inciso 2.2.9.2. y el inciso 2.2.9.4 de este documento.

Cabe resaltar que es necesario utilizar la pendiente mínima posible que cumpla con todos los fundamentos hidráulicos, esto con el objetivo de optimizar costos, teniendo menor volumen de excavación y relleno en cada uno de los tramos del sistema de alcantarillado sanitario.

Para este tramo se tiene una pendiente de terreno de 0,71, pero se utiliza una pendiente de 0,20.

- Caudal y velocidad a sección llena

De acuerdo con la tabla de caudales y velocidades según Manning del manual de condiciones de instalación y diseño RIB LOC de tuberías perfiladas de PVC para alcantarillado para un diámetro de 8 pulgadas y una pendiente de 0,20 se tiene los siguientes datos:

$$Q_{sección\ llena} = 21,21\ l/s$$

$$V_{sección\ llena} = 0,68\ m/s$$

- Relaciones hidráulicas
 - Relación de caudales
 - Relación de caudal actual

$$\frac{q'_{diseño\ actual}}{Q_{sección\ llena}}$$

$$\frac{9,22\ l/s}{21,21\ l/s}$$

$$0,4344$$

- Relación de caudal futuro

$$\frac{q'_{diseño\ actual}}{Q_{sección\ llena}}$$

$$\frac{15,84\ l/s}{21,21\ l/s}$$

$$0,7468$$

- Relación de velocidad y diámetro

Ya establecido las relaciones de caudales se utilizan las tablas de elementos hidráulicos de una alcantarilla de sección transversal circular, las cuales se adjuntan en la parte de anexos.

- Para un caudal actual de 0,4344 se obtiene:

$$\frac{v_{diseño}}{V_{sección\ llena}} = 0,9650$$

$$\frac{d}{D} = 0,461$$

- Para una caudal futuro de 0,7468 se obtiene:

$$\frac{v_{diseño}}{V_{sección\ llena}} = 1,0969$$

$$\frac{d}{D} = 0,645$$

- Chequeo de velocidad máxima y mínima

Obtenido las relaciones de velocidad se verifica que cumpla con las velocidades mínimas y máximas establecidas en el inciso 2.2.9.4 de este documento.

- Chequeo de velocidad actual

$$v_{diseño\ actual} = 0,9650 * V_{sección\ llena}$$

$$v_{diseño\ actual} = 0,9650 * 0,68m/seg$$

$$v_{diseño\ actual} = 0,66\text{m/s}$$

$$0,45\text{m/s} < 0,66\text{m/s} < 10,0\text{m/s} \text{ Si cumple } \checkmark$$

- Chequeo de velocidad futuro

$$v_{diseño} = 1,0969 * V_{sección\ llena}$$

$$v_{diseño} = 1,0969 * 0,68\text{ m/seg}$$

$$v_{diseño} = 0,75\text{ m/s}$$

$$0,45\text{m/s} < 0,75\text{m/s} < 10,0\text{ m/s} \text{ Si cumple } \checkmark$$

- Chequeo de diámetro

Obtenido las relaciones de diámetro se verifica que cumpla con la condición establecida en el inciso 2.2.9.2 de este documento.

- Chequeo de relación de diámetro actual

$$\frac{d}{D} = 0,461$$

$$0,10 < 0,461 < 0,75 \text{ Si cumple } \checkmark$$

- Chequeo de relación de diámetro futuro

$$\frac{d}{D} = 0,645$$

$$0,10 < 0,645 < 0,75 \text{ Si cumple } \checkmark$$

Por lo tanto, la pendiente y el diámetro de la tubería se ajustan a las necesidades del servicio tanto actuales como a futuro.

- Cota Invert
 - Cota Invert de salida (PV-18)

Para determinar la Cota Invert de Salida se deben tomar en cuenta las condiciones establecidas en el inciso 2.2.9.7.4, para lo cual se puede determinar que en pozo de visita se obtiene la condición d la cual establece que para tuberías de salida de diferente diámetro a las que ingresan se debe cumplir con las especificaciones a y b.

- Analizando condición a. la cual se tiene para los pozos de visita PV-17 al PV-18 “igual diámetro de entrada al de salida”

$$\begin{aligned}\phi_{entrada} &= \phi_{salida} \\ CI_S &= 91,30 \text{ m} - 0,03 \text{ m} \\ CI_S &= 91,27 \text{ m}\end{aligned}$$

- Analizando condición b. la cual se tiene para los pozos de visita PV-33 al PV-18 “diferente diámetro de entrada al de salida

$$\begin{aligned}\phi_{entrada} &\neq \phi_{salida} \\ CI_S &= CI_E - [(\phi_{salida} - \phi_{entrada}) * 0,0254 \text{ m}] \\ CI_S &= 91,86 \text{ m} - [(8" - 6,5") * 0,0254 \text{ m}] \\ CI_S &= 91,82 \text{ m}\end{aligned}$$

Ya obtenidos ambas cotas de salida para el PV-18 como se indica en la condición se toma la cota de salida de mayor profundidad siendo esta 91,27 m.

- Cota Invert de entrada (PV-34)

$$CI_{EPV-34} = CI_{SPV-18} - \frac{(D_h * S\%_{tuberia})}{100}$$

$$CI_{EPV-34} = 91,27m - \frac{(90,99m * 0,20)}{100}$$

$$CI_{EPV-34} = 91,09 m$$

- Profundidad de pozos

- Profundidad de pozo inicial (PV-18)

$$H_{inicial,pozo} = CT_{PV-18} - CI_{SPV-18} + e_{base}$$

$$H_{inicial,pozo} = 93,07m - 91,27m + 0,15$$

$$H_{inicial,pozo} = 1,95 m$$

- Profundidad de pozo final (PV-34)

$$H_{final,pozo} = CT_{PV-34} - CI_{SPV-34} + espesor_{base}$$

$$H_{final,pozo} = 92,42m - (CI_{EPV-34} - 0,03) + 0,15$$

$$H_{final,pozo} = 92,42m - (91,09 - 0,03) + 0,15$$

$$H_{final,pozo} = 1,51 m$$

- Excavación

$$Vol_{Exc.} = \frac{H_{inicial,pozo} + H_{final,pozo}}{2} * d_{pozo} * ancho_z$$

$$Vol_{Exc.} = \frac{1,95 m + 1,51 m}{2} * 90,99 m * 0,50 m$$

$$Vol_{Exc.} = 78,93 m^3$$

2.2.12. Propuesta de tratamiento primario

Al final de un sistema de alcantarillado sanitario es necesario darles un tratamiento a las aguas residuales con el fin de prevenir la contaminación de los cuerpos receptores. Para seleccionar el tipo de tratamiento es importante considerar: Las leyes nacionales, las normativas de protección de salud, ambiente y cuerpos receptores, factores económicos, terrenos disponibles, capacidad de operación y mantenimiento. Para el caserío Los Planes se propone utilizar el tratamiento primario de aguas residuales a través de fosas sépticas para el sistema de alcantarillado sanitario, por la eficiencia del tipo de tratamiento.

Las razones por las cuales se debe tratar las aguas residuales son para mitigar la contaminación de los recursos hídricos, en este caso se espera reducir la contaminación del río Quiscab que en realidad es una fuente con que cuenta el caserío para reutilizarlas en el riego de cultivos.

El uso de las fosas sépticas tiene como objetivo reducir la velocidad de flujo provocando que las partículas livianas se separen de los lodos los cuales son asentados en el fondo de la fosa séptica. Las fosas sépticas cuentan con un muro de retención de sólidos el cual tiene una serie de aberturas ubicadas aproximadamente a 0,7 de altura del volumen de líquidos, esto con el objetivo de retener los lodos y las espumas de las aguas residuales.

Después de la implementación de las fosas sépticas se propone a la municipalidad de San José Chacayá el realizar el diseño y construcción de una planta de tratamiento para el sistema de alcantarillado del caserío con el fin de complementar el tratamiento correspondiente de las aguas residuales.

2.2.12.1. Diseño de fosas sépticas

Cabe resaltar que en Guatemala no existe norma estandarizada para el cálculo y diseño de dicho sistema de tratamiento, por lo tanto, se utilizó el siguiente manual de diseño de fosas sépticas consultado.⁷

De acuerdo con el manual de agua potable y saneamiento una fosa séptica debe diseñarse con capacidad para remover casi todos los sólidos sedimentables y descomponer los elementos orgánicos en forma anaeróbica. Por lo cual para el diseño de la fosa es importante tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

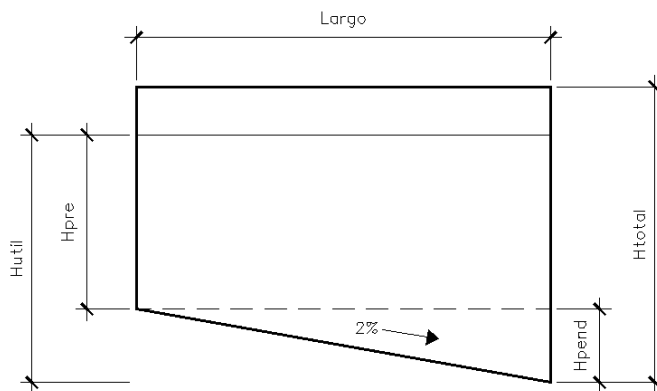
- El periodo de retención hidráulica es el tiempo teórico que permanecen las partículas del líquido en un proceso de tratamiento, surge de la relación entre el volumen útil y el caudal de aguas residuales. El rango permisible de retención es de 12 a 72 horas o bien de uno a tres días.
- Se recomienda utilizar una relación largo-ancho 2:1 a 4:1. Cualquier valor dentro del rango mencionado proporciona buenos resultados. Para obtener el dimensionamiento total hay que agregarle el espesor de muros.
- La capacidad máxima recomendable para que la fosa séptica sea funcional es de 60 viviendas.
- Por la acumulación de nata y lodo se recomienda dejar un volumen adicional que garantizara evitar que el lodo y nata sobrenadantes salgan

⁷ Comisión Nacional de Agua. *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento*. <https://files.conagua.gob.mx/conagua/mapas/SGAPDS-1-15-Libro31.pdf>. Consulta: 2 de diciembre de 2020.

con el efluente. El rango permisible de lodo acumulado por habitante y por periodo de limpieza es de: 30 litros/habitante/año a 80 litros/habitante/año.

- Es necesario determinar la altura útil del volumen de líquidos y lodos de la fosa, esta es igual a la sumatoria de la altura predimensionada más una altura provocada por la pendiente. La altura adicional por la pendiente se calcula multiplicando el largo por 2 %.
- Para la fosa séptica se debe considerar que la profundidad calculada para el volumen total corresponde al 80 % de la altura total de la fosa, esto a que se debe tener en cuenta una altura de la línea de líquido hacia la superficie de la losa, el cual no debe ser menor al 20 % de la altura total de la fosa séptica, esto con el fin de dejar espacio a la acumulación de espuma.
- La prolongación debajo de la línea de líquidos de los dispositivos de entrada debe ser mínimo 0,15 m y la prolongación del dispositivo de salida debe ser de 0,32 m como mínimo.

Figura 92. **Representación gráfica de alturas en fosa séptica**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.2.12.1.1. Predimensionamiento de fosa séptica

Para el predimensionamiento de la fosa séptica se utilizan los siguientes datos:

Tabla CXLV. Datos para el diseño de fosa séptica

Descripción	Datos
El periodo de retención	48 horas
Relación larga/ancho	3:1
Cantidad de casas para fosa	58 viviendas
No. de habitantes por vivienda	7 hab/viv
Lodo acumulado por habitante	55l/hab/año
Periodo de limpieza	5 años

Fuente: elaboración propia.

Para determinar las dimensiones de la fosa séptica se emplea las siguientes ecuaciones:

$$V_{fosa} = A_{fosa} * L_{fosa} * H_{útil}$$

Donde:

- V_{fosa} Volumen de fosa séptica
- A_{fosa} Ancho de fosa setica
- L_{fosa} Largo de fosa séptica
- $H_{útl}$ Altura útil de fosa séptica

Se sabe que el volumen de la fosa séptica lo conforman el volumen de líquidos y el volumen de lodos, por lo tanto:

$$V_{fosa} = V_{Liquidos} + V_{Lodos}$$

- Determinación de volumen de líquidos

Para determinar el volumen de líquidos se propone utilizar la siguiente ecuación.

$$V_{Liquidos} = Q * T$$

$$V_{Liquidos} = (No. viviendas * \frac{hab}{viv} * dot. * F_{retorno}) * T$$

Donde:

$V_{Liquidos}$	Volumen de líquidos en m ³
Q	Gasto de aporte (aguas residuales)
T	Tiempo de retención
dot	Dotación en litros/hab/día
$F_{retorno}$	Factor de retorno
hab/viv	Cantidad de habitantes por vivienda

Por lo tanto, el volumen de líquidos es de:

$$V_{Liquidos} = Q * T$$

$$V_{Liquidos} = \left(58 viviendas * 7 \frac{hab}{viv} * 120 \frac{litros}{hab * dia} * 0,80 \right) * 48 horas \left(\frac{1 dia}{24 horas} \right)$$

$$V_{Liquidos} = 77\,952,00 \text{ litros} * \left(\frac{1 m^3}{1\,000l} \right)$$

$$V_{Liquidos} = 77,95 m^3$$

- Determinación de volumen de lodos

Para determinar el volumen de lodos se emplea la siguiente ecuación:

$$V_{lodos} = No. viviendas * \frac{hab}{viv} * F_{lodos} * T_{limpieza}$$

Donde:

V_{lodos}	Volumen de lodos en m^3
hab/viv	Cantidad de habitantes por vivienda
F_{lodos}	Factor de lodos
$T_{limpieza}$	Periodo de limpieza

Por lo tanto, el volumen de lodos es de:

$$V_{Lodos} = No. viviendas * \frac{hab}{viv} * F_{lodos} * T_{limpieza}$$
$$V_{Lodos} = \left(58 viviendas * 7 \frac{hab}{viv} * 45 \frac{litros}{hab * año} \right) * 5 años$$
$$V_{Lodos} = 91\,350 \text{ litros} * \left(\frac{1m^3}{1\,000l} \right)$$
$$V_{Lodos} = 91,35 m^3$$

Por lo tanto, el volumen total de la fosa séptica es de:

$$V_{fosa} = V_{Liquidos} + V_{Lodos}$$
$$V_{fosa} = 77,95 m^3 + 91,35m^3$$
$$V_{fosa} = 169,30m^3$$

Obtenido el volumen total de la fosa séptica se procede a determinar las dimensiones de la fosa tomando en cuenta las consideraciones establecidas anteriormente:

- La relación larga/ancho es igual a 3:1 esto quiere decir que el largo de la fosa séptica es igual a 3A.
- La altura útil de la fosa séptica es la sumatoria de la altura del predimensionamiento que contiene el volumen de líquidos y de lodos más

la altura adicional por la pendiente, de acuerdo con las consideraciones anteriores la altura adicional por la pendiente se calcula multiplicando el largo por 2 %. Asumiendo un valor de 2 m se tiene:

$$H_{util} = H_{predim.} + H_{pend}$$

$$H_{util} = H_{predim.} + 0.02L$$

$$H_{util} = 2 + 0,02(3A)$$

$$H_{util} = 2 + 0,06A$$

Obtenido los valores de largo y altura en términos del ancho y conociendo el volumen total de la fosa, se tiene lo siguiente:

$$V_{fosa} = A_{fosa} * L_{fosa} * H_{util}$$

$$V_{fosa} = A_{fosa} * 3A_{fosa} * (2 + 0,06A_{fosa})$$

$$V_{fosa} = 6A_{fosa} + 0,18A_{fosa}^3$$

$$169,30m^3 = 6A_{fosa}^2 + 0,18A_{fosa}^3$$

$$0,18A_{fosa}^3 + 6A_{fosa}^2 - 169,30m^3 = 0$$

Resolviendo la ecuación de tercer grado se obtienen los siguientes resultados:

$$A_{fosa_1} = -32,45 \text{ No cumple } \times$$

$$A_{fosa_2} = 4,96 \text{ si cumple } \checkmark$$

$$A_{fosa_3} = -5,85 \text{ No cumple } \times$$

Tomando en cuenta que la altura útil de la fosa es el 80 % de la altura de la fosa con el fin de dejar espacio a la acumulación de espuma; Por lo tanto, la altura de la fosa se calcular de la siguiente manera:

$$H_{util} = 80 \% * H_{fosa}$$

$$H_{fosa} = \frac{H_{util}}{0,80}$$

$$H_{fosa} = \frac{2,30}{0,80}$$

$$H_{fosa} = 2,88 \text{ m}$$

Por lo tanto, las dimensiones de la fosa sépticas son las siguientes:

Tabla CXLVI. Dimensiones de fosa séptica

Dimensiones de fosa séptica	
Ancho	5,00 m
Largo	15,00 m
Altura	2,90 m

Fuente: elaboración propia.

Para la construcción de las fosas sépticas se propone colocarlas bajo tierra por lo cual se necesita hacer uso de muros de contención los cuales se construir de concreto ciclópeo porque en el municipio se San José Chacayá se cuenta con gran cantidad canto rodado. Las fosas se contemplan ser cubiertas con losas simplemente apoyada las cuales se diseñan bajo el método tres del ACI.

2.2.12.1.2. Diseño de muro de gravedad para fosa séptica

Al diseñar muros de retención se deben suponer algunas dimensiones llamado esto predimensionamiento, el cual nos servir para determinar las dimensiones de los elementos de un muro dada su altura, en base a los mismo

se revisan las dimensiones para garantizar la estabilidad del muro. Si la revisión de estabilidad no da buenos resultados, las secciones se cambian y vuelven a revisarse.

El comportamiento de los muros de contención esta fundamentalmente ligado a la configuración geométrica de su sección transversal y de su comportamiento estructural en relación muro-terreno. Es así como la situación de muro de gravedad es crítica en volteo y en deslizamiento. Un factor muy importante que se debe analizar en un muro es el propio peso, ya que el mismo actúa en el centro de gravedad y con la acción de la componente vertical del empuje tendera a la estabilización del muro.⁸

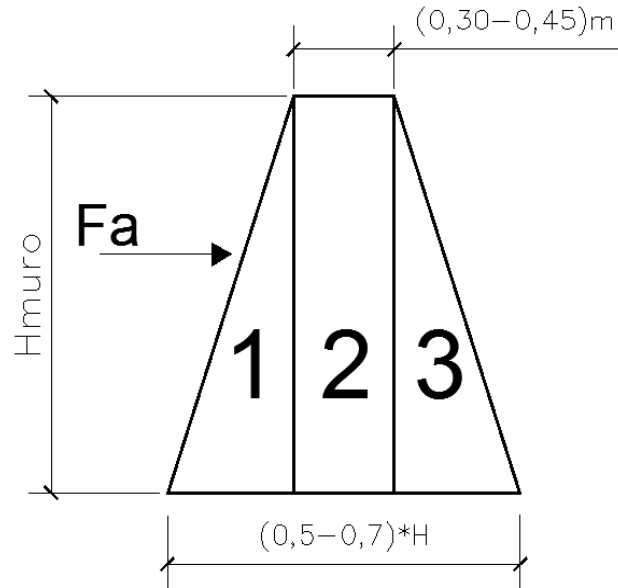
Para el diseño de muro de contención trapezoidal se debe tomar en cuenta una serie de consideraciones recibidas en el proceso de formación propio en la carrera y las orientaciones recibidas del asesor del EPS. Se consultaron otras orientaciones de cimentaciones poco profundas y capacidad de carga.⁹

- La parte superior del tallo de cualquier muro de retención no debe ser menor que aproximadamente 0,3 m a 0,45 m de ancho para el colado apropiado del concreto.
- La parte inferior del muro debe medir entre 0,5 a 0,7 de la altura total del muro de gravedad.
- Para garantizar la estabilidad del muro debe cumplir con chequeos contra volteo, deslizamiento y con capacidad de carga.

⁸ CABRERA SEIS, Jadenon. *Guía teórica y práctica del curso cimentaciones*. p.156.

⁹ BRAJA M.DAS. *Muros de retención, generalidades*. p. 445-459.

Figura 93. **Requerimiento para muro de contención**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Para el diseño del muro de la fosa séptica se utilizan los siguientes datos:

Tabla CXLVII. **Datos para diseñar muro**

Datos para diseñar muro	
Angulo de fricción interna	$\theta = 23,09$
Peso de concreto ciclópeo	$\gamma_{c.c} = 2,7 \text{ ton/m}^3$
Valor soporte de suelo	$V_s = 15,89 \text{ ton/m}^2$
Peso específico de suelo	$\gamma_s = 0,90 \text{ ton/m}^3$
Altura de fosa	$H_{fosa} = 2,90 \text{ m}$
Espesor de losa	$e_{losa} = 0,20 \text{ m}$
Base de muro superior	$A_{muro,S} = 0,30 \text{ m}$

Fuente: elaboración propia.

Para la base inferior del muro se propone colocar una base de 1,60 m, por lo tanto, se evalúa para verificar si cumple con la consideración de rango permisible entre 0,5 a 0,6 de la altura total del muro.

$$\frac{B_{inferior,muro}}{H_{muro}}$$

$$\frac{B_{inferior,muro}}{H_{fosa} + e_{losa}}$$

$$\frac{1,60m}{2,90 m + 0,20 m} = 0,516H \quad Si \text{ cumple } \checkmark$$

Por lo tanto, el valor propuesto para la base inferior del muro si cumple con la consideración.

- Chequeos para estabilidad de muro de contención
 - Chequeo por volteo

EL volteo es producido por la componente horizontal del empuje activo que ocasiona un momento de volteo por lo que para determinar la fuerza de volteo se empleara la siguiente ecuación:

$$\frac{\sum M_{Resistente}}{\sum M_{actuante}} > 1,50$$

- Determinación de momento resistente

Para determinar el momento resistente es necesario determinar el momento de cada una de las figuras geométricas que componen la sección transversal,

para lo cual se ejemplificara la determinación del momento resistente para la figura geométrica uno.

✓ Determinación de área

Como se puede observar la figura 1 corresponde a un triángulo por lo tanto el área es la siguiente:

$$\begin{aligned}Area_1 &= \frac{1}{2} * (b_1) * (H_{muro}) \\Area_1 &= \frac{1}{2} * (0,65) * (2,90 \text{ m} + 0,20 \text{ m}) \\Area_1 &= 1,008 \text{ m}^2\end{aligned}$$

✓ Determinación de peso propio (W)

$$\begin{aligned}W_1 &= Area_1 * \gamma_{c.c} \\W_1 &= 1,008 \text{ m}^2 * 2,7 \text{ ton/m}^3 \\W_1 &= 2,72 \text{ ton/m}\end{aligned}$$

✓ Determinación de brazo

Para determinar el brazo de cada figura geométrica de la distancia que hay del centroide de cada figura geométrica al punto de volteo.

$$\begin{aligned}X_1 &= b_1 + b_2 + \frac{1}{3} b_3 \\X_1 &= 0,65 \text{ m} + 0,30 \text{ m} + \frac{1}{3} (0,65 \text{ m}) \\X_1 &= 1,167 \text{ m}\end{aligned}$$

✓ Momento resistente

Para el cálculo de momento es necesario tener una fuerza y una distancia medida de forma perpendicular desde el punto de volteo hacia la fuerza.

$$M_{resistente,1} = W_1 * X_1$$

$$M_{resistente,1} = 2,72 \text{ ton/m} * 1,167$$

$$M_{resistente,1} = 3,174 \text{ ton} - \text{m/m}$$

Se procede a determinar de la misma forma para cada figura geométrica el momento resistente.

Tabla CXLVIII. **Determinación de momento resistente**

Figura	Área (m ²)	($\gamma_{c.c}$) (ton/m ³)	(W) (ton/m)	Brazo (m)	$M_{Resistente}$ (ton-m/m)
1	1,008	2,7	2,722	1,167	3,177
2	0,93	2,7	2,511	0,80	2,009
3	1,008	2,7	2,722	0,433	1,177
			7,955		6,365

Fuente: elaboración propia.

Por lo tanto, el momento que resiste el muro tiene un valor de 6,365 ton*m/m.

- Determinación de Momento actuante

Para determinar el momento que actúa en el muro se empleara la siguiente ecuación:

$$M_{actante} = \bar{F}_\gamma * \bar{X}_o$$

Donde:

$M_{actante}$	Momento actuante ton*m/m
\bar{F}_γ	Fuerza resultante ton/m
\bar{X}_o	Distancia perpendicular entre \bar{F}_γ al punto de volteo.

✓ Determinación de fuerza resultante

Para determinar la fuerza resultante se emplea la siguiente ecuación:

$$\bar{F}_\gamma = K_a * \gamma_{suelo} * h_{muro}$$

Donde:

\bar{F}_γ	Fuerza resultante ton/m
K_a	Coefficiente de empuje activo
γ_{suelo}	Peso específico del suelo ton/m ³
H_{muro}	Altura de muro en m

$$\bar{F}_\gamma = \frac{K_a * \gamma_s * H_{muro}^2}{2}$$

$$\bar{F}_\gamma = \frac{\left(\frac{1 - \sin 23,09^\circ}{1 + \sin 23,09^\circ}\right) * 0,9 \frac{ton}{m^3} * (2,90m + 0,20m)^2}{2}$$

$$\bar{F}_\gamma = 1,89 \text{ ton/m}$$

Por lo tanto, el valor de momento actuante es de:

$$M_{actante} = \bar{F}_\gamma * \bar{X}_o$$

$$M_{actante} = \bar{F}_\gamma * \left(\frac{H_{muro}}{3}\right)$$

$$M_{actante} = 1,89 \frac{ton}{m} * \left(\frac{3,10m}{3}\right)$$

$$M_{actante} = 1,953 \text{ ton} * m/m$$

Ya obtenido el momento resistente y el momento actuante se procede a realizar el chequeo contra volteo:

$$\frac{6,365 \text{ ton} * \text{m/m}}{1,953 \text{ ton} * \text{m/m}} > 1,50$$

$$3.26 > 1,50$$

Si cumple por volteo ✓

- Chequeo por deslizamiento

Un muro regularmente tiende a deslizarse por efecto del empuje, por lo tanto, para determinar el chequeo por deslizamiento se emplea la siguiente ecuación:

$$\frac{\sum F_R}{\sum \bar{F}_y} > 1,5$$

Donde:

F_R Fuerza de fricción ton/m
 \bar{F}_y Fuerza resultante ton/m

$$\frac{(0,90 \tan \theta) * (\sum W)}{\sum \bar{F}_y} > 1,5$$

$$\frac{(0,90 \tan 23,09^\circ) * (7,955 \text{ ton/m})}{1,89 \text{ ton/m}} > 1,5$$

$$1,615 > 1,5$$

Si cumple por deslizamiento ✓

- Chequeo por capacidad soporte suelo

Para realizar el chequeo por capacidad soporte de suelo es importante determinar la distancia “a” a partir del punto de volteo donde actúan las cargas verticales. Para el chequeo de capacidad soporte de suelo se hace necesario determinar la excentricidad, para lo cual se utiliza la siguiente ecuación:

$$e = \left| a - \frac{B_{inferior,muro}}{2} \right|$$

Donde el valor de a se determina de la siguiente manera:

$$a = \frac{M_{resistente} - M_{actuante}}{\sum W}$$

$$a = \frac{6,365ton * \frac{m}{m} - 1,953ton * m/m}{7,955ton/m}$$

$$a = 0,555 m$$

$3a > L \rightarrow$ Chequea que no existan presiones negativas

$$3(0,55 m) > 1,60 m$$

$1,65m > 1,60m$ Si cumple ✓ no eisten presiones negativas

Por lo tanto, el valor de excentricidad es:

$$e = \left| 0,555 m - \frac{1,60 m}{2} \right|$$

$$e = 0,245 m$$

- Chequeo de presión máximo y mínimo

Para realizar el chequeo de presión máxima y mínima se emplea la siguiente ecuación:

$$q_x = \frac{\Sigma W}{B_{inferior,muro}} \pm \frac{\Sigma W * e}{\frac{1}{6} * B_{inferior,muro}^2}$$

Donde:

q_x	Presión máxima o mínima
$B_{inferior,muro}$	Base inferior de muro
e	Excentricidad

- ✓ Chequeo de presión máxima

$$q_{m\acute{a}x} < V_s$$

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{7,955 \text{ ton/m}}{1,60\text{m}} + \frac{7,955 \text{ ton/m} * 0,245\text{m}}{\frac{1}{6} * (1,60\text{m})^2}$$

$$q_{m\acute{a}x} = 9,54 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto:

$$q_{m\acute{a}x} < V_s$$

$$9,54 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 15,89 \text{ ton/m}^2$$

Si cumple ✓

✓ Chequeo por presión mínima

$$q_{min} > 0$$
$$q_{min} = \frac{7,955 \text{ ton/m}}{1,60 \text{ m}} - \frac{7,955 \text{ ton/m} * 0,245 \text{ m}}{\frac{1}{6} * (1,60 \text{ m})^2}$$
$$q_{min} = 0,404 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto:

$$q_{min} > 0$$
$$0,404 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} > 0 \text{ ton/m}^2$$

Si cumple ✓

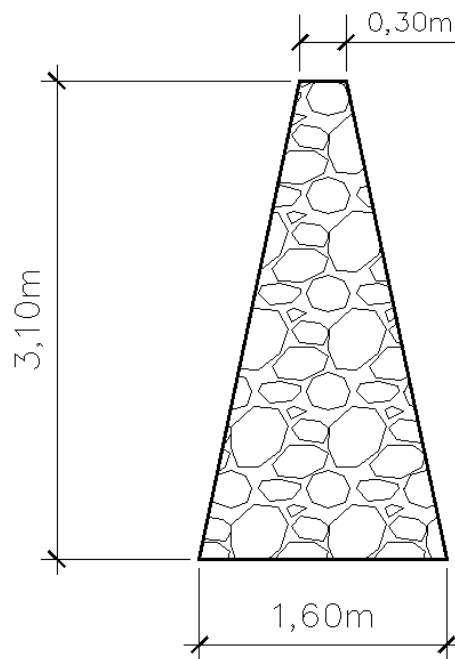
Realizando los chequeos respectivos y verificando que se cumplieron cada uno de ellos, las dimensiones del muro se contemplan de:

$$B_{\text{muro,superior}} = 0,30 \text{ m}$$

$$B_{\text{muro,inferior}} = 1,60 \text{ m}$$

$$H_{\text{muro}} = 3,10 \text{ m}$$

Figura 94. **Diseño de muro de contención para fosa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.2.12.2. Desfogue hacia cuerpo receptor

Después de realizar el tratamiento a las aguas residuales de nuestro sistema de alcantarillado sanitario, las aguas residuales se contemplan ser vertidas en el río Quiscab el cual pasa por todo el municipio y desemboca en el lago de Atitlán.

2.2.13. Administración, operación y mantenimiento

En un sistema de alcantarillado sanitario es importante la operación y mantenimiento, con el fin de garantizar que el sistema funcione de forma correcta porque con el paso del tiempo se pueden presentar deterioros en tuberías o

puedan presentarse obstrucciones en los colectores o pozos de visita los cuales podrían afectar el sistema.

Para la administración, operación y mantenimiento de este proyecto se estableció un comité en el caserío Los Planes, además se cuenta con el apoyo de la oficina municipal de agua y saneamiento de la municipalidad de San José Chacayá.

Para ello no es necesario realizar una operación específica diaria; sin embargo, se debe contemplar una limpieza y revisión anual, previa al invierno tanto en tuberías, es importante que se realicen inspecciones en los pozos de visita, en el cual el encargado de realizar la inspección debe colocarse un equipo de protección por seguridad.

2.2.14. Elaboración de planos

Habiendo realizado el diseño del sistema de alcantarillado sanitario y el diseño de la fosa séptica se procede a realizar el juego de planos para nuestro diseño. Para lo cual a continuación se detalla los planos establecidos para la ejecución del proyecto:

- Plano topográfico
- Plano de densidad de vivienda
- Plano de conjunto Hidráulico
- Plano de planta-perfil
- Detalle de pozos
- Detalle de fosas séptica

Este juego de planos se encontrará en los apéndices.

2.2.15. Presupuesto

Se elaboro el presupuesto para el proyecto de sistema de alcantarillado sanitario realizando un desglose del proyecto por renglones de trabajo utilizando precios unitarios, los cuales están compuestos por costos directos tales como el precio de materiales de construcción de la región y el costo de mano de obra calificada proporcionada por la municipalidad de San José Chacayá y por costos indirectos a los cuales se les aplico un 30 % del costo directo.

Tabla CXLIX. **Presupuesto de sistema de alcantarillado sanitario**

RESUMEN PRESUPUESTO						
No. REGLON	SUB-REGLON	REGLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. U	P. T
1		REPLANTEO TOPOGRAFICO	ML	2 100	Q 4,24	Q 8 905,00
2		CONSTRUCCIÓN DE BODEGA	UNIDAD	1	Q 15 738,59	Q 15 738,59
3		REMOCIÓN Y REPOSICIÓN DE ADOQUINADO	M2	2 100	Q 86,00	Q 180 589,50
4		EXCAVACIÓN	M3	6 594	Q 94,19	Q 621 035,17
5		CONSTRUCCIÓN				
	5.1	POZO 1.35	UNIDAD	9	Q 7 505,52	Q 67 549,70
	5.2	POZO ≤ 1.85	UNIDAD	20	Q 9 073,32	Q 181 466,35
	5.3	POZO ≤ 2.35	UNIDAD	1	Q 11 427,95	Q 11 427,95
	5.4	POZO ≤ 2.85	UNIDAD	4	Q 12 691,29	Q 50 765,16
	5.5	POZO ≤ 3.33	UNIDAD	3	Q 14 211,68	Q 42 635,05
6		INSTALACIÓN DE TUBERIA RIB LOC	ML	2 232	Q 27,95	Q 62 381,74
7		FOSA SEPTICA	UNIDAD	6	Q 569 412,06	Q 3 416 472,37
8		RELLENO Y COMPACTACIÓN	M3	3 780	Q 80,42	Q 303 986,68
9		LIMPIEZA FINAL	M2	12 422	Q 7,20	Q 89 464,25
TOTAL, DEL PROYECTO					5 052 417,51	

Fuente: elaboración propia.

2.2.16. Cronograma de ejecución

A continuación, se encuentra la propuesta de cronograma de ejecución física para la construcción del sistema de alcantarillado sanitario.

Figura 95. **Cronograma de ejecución para sistema de alcantarillado sanitario**

NO.	ACTIVIDAD	MES 1				MES 2				MES 3				MES 4				MES 5				
		S	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	
1	REPLANTEO TOPOGRAFICO	■																				
2	CONSTRUCCIÓN DE BODEGA	■	■																			
3	REMOCIÓN Y REPOSICIÓN DE ADOQUINADO			■	■	■	■					■	■	■								
4	EXCAVACIÓN				■	■	■	■	■	■	■	■										
5	CONSTRUCCIÓN DE POZOS DE VISITA				■	■	■	■	■	■	■											
6	COLOCACIÓN DE TUBERÍA				■	■	■	■	■	■	■											
7	CONSTRUCCIÓN DE FOSAS												■	■	■	■	■	■				
8	RELLENO												■	■	■					■	■	
9	LIMPIEZA FINAL																				■	■

Fuente: elaboración propia.

2.2.16.1. Evaluación impacto ambiental

Un proyecto de infraestructura para el sector de saneamiento no representa impactos ambientales de gran magnitud, que pudieran poner en riesgo la salud de las personas o el medio ambiente, sino por el contrario, se espera satisfacer una demanda de primera necesidad.

El MARN cuenta con el formulario de evaluación ambiental inicial para actividades de bajo impacto ambiental, permitiendo seleccionar las alternativas que maximicen los beneficios y minimicen los impactos negativos. Este formulario

toma en cuenta las medidas de mitigación los cuales deben tomarse en cuenta durante la ejecución del diseño de alcantarillado sanitario, dicho formulario e encuentra en la sección de apéndice de este documento.

CONCLUSIONES

1. Las necesidades básicas prioritarias en el municipio de San José Chacayá se determinaron a través de un diagnóstico de necesidades en conjunto con la municipalidad, por lo tanto, se realizó el diseño de una edificación de dos niveles para Alcaldía Auxiliar y Oficinas DE COCODE y el sistema de alcantarillado sanitario, beneficiando con ambos proyectos al caserío Los Planes.
2. Se diseño una edificación de dos niveles para Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE, la cual cumple con los requisitos establecidos por el código ACI, los criterios sísmicos establecidos por el AGIES, parámetros arquitectónicos y estructurales; los resultados obtenidos se compararon con un software ETABS con el fin de garantizar la seguridad de los usuarios.
3. Se diseño el sistema de alcantarillado sanitario de 2 100 m de longitud en el caserío Los Planes municipio de San José Chacayá cumpliendo con los parámetros establecidos por el INFOM, dicho proyecto se espera que cumpla con la evacuación de excretas evitando la contaminación de al lago de Atitlán, logrando beneficiar a 815 habitantes del caserío Los Planes.

4. La ejecución de los presupuestos, de acuerdo con los proyectos propuestos para el municipio de San José Chacayá, muestran un costo de Q. 5 052 417,51 para el sistema de alcantarillado sanitario tomando en cuenta la construcción de las seis fosas sépticas y 1 682 276,72 para la edificación de dos niveles para la Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de San José Chacayá:

1. Continuar realizando un diagnóstico de necesidades de cada uno de los caseríos que conforman el municipio y actualizarlo en un periodo de no más de 6 meses, con el fin de poder priorizar la ejecución de diseños para Epesistas de ingeniería civil posteriores.
2. Al ente que ejecutara el proyecto, se recomienda atender las especificaciones técnicas para la construcción de la edificación de dos niveles para Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE, descritas en los planos, debido que estas cumplen con los requisitos de diseño dados por el código ACI, por las normas de seguridad estructural de AGIES, y con los parámetros arquitectónicos y estructurales para beneficio de los usuarios.
3. Atender las especificaciones técnicas para la construcción del sistema de alcantarillado sanitario descritas en los planos, debido a que estas cumplen con los requisitos de diseño dados por el INFOM, para el beneficio de salud de los habitantes del caserío Los Planes y el beneficio del Lago de Atitlán.

4. Coordinar entre los encargados de inspección, operación y mantenimiento el periodo de tiempo entre cada inspección que se realizan en los proyectos luego de la finalización de construcción, en las cuales debería informar a la municipalidad de San José Chacayá si estos presentan daños, inundaciones o algún otro tipo de desperfecto que pueda presentar algún problema para los usuarios.

BIBLIOGRAFÍA

1. 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. 1 017 p.
2. BARRIOS PINEDA, Marvin Ricardo Junior. *Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la zona 1 y Edificio de tres niveles para la ampliación de edificio municipal, Santa Catarina Pinula, Guatemala*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2014. 318 p.
3. CABRERA SEIS, Jadenón Vinicio. *Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones I*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1994. 178 p.
4. Comisión de agua y Secretaría de medio ambiente y recurso naturales. *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: Saneamiento Básico*. México: CONAGUA-SEMARNAT, 600 p.
5. DAS, Braja M. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. 7a ed. Latinoamerica: Cenage Learning. 2012. 819 p.
6. ESQUIVEL, Durman. *Condiciones de instalación y diseño RIBLOC: Tuberías perfiladas de PVC para alcantarillado*. Guatemala: 53 p.

7. GONZÁLEZ CUEVAS, Oscar. *Análisis estructural*. México: Limusa. 2014. 584 p.
8. Instituto Americano del Concreto, Comité 318. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. Estados Unidos: ACI 318S, 2014. 587 p.
9. Instituto Americano de Concreto y Sociedad estadounidense de Ingeniería civiles. *Recomendaciones para diseño de Conexiones Viga-Columna en estructuras monolíticas de Concreto Reforzado*. Estados Unidos: ACI-ASCE 352_02, 2010, 64 p.
10. Instituto de Fomento Municipal. *Normas Generales para el diseño de Alcantarillados*. Guatemala: INFOM, 2019, 22 p.
11. LEMUS FERNÁNDEZ, Isidro Giovanni. *Diseño de sistema de drenaje sanitario en el caserío El Cerro y diseño de calles en la colonia Los Álamos, San Miguel Petapa, Guatemala*. Trabajo de Graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2016. 207 p.
12. Municipio de San José Chacayá. *Plan comunitario de desarrollo del caserío Los Planes 2010-2018*. Sololá, Guatemala. 44 p.
13. _____. *Plan de desarrollo Municipal (PDM) con enfoque territorial, género y pertenencia cultural 2011-2018*. Sololá, Guatemala. 72 p.
14. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Interamericana, 2001. 739 p.

APÉNDICES

Apéndice 1. Evaluación ambiental inicial para el diseño de edificación de dos niveles para Alcaldía Auxiliar y Oficinas de COCODE en caserío Los Planes, San José Chacayá, Sololá.



FORMATO DVGA-GA-002

DIRECCIÓN DE GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES
VENTANILLA AMBIENTAL -DELEGACIÓN DEPARTAMENTAL-

EVALUACION AMBIENTAL INICIAL ACTIVIDADES DE BAJO IMPACTO AMBIENTAL (ACUERDO GUBERNATIVO 137-2016, REGLAMENTO DE EVALUACIÓN, CONTROL Y SEGUIMIENTO AMBIENTAL Y SU REFORMA)

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN
<p>El formato debe proporcionar toda la información solicitada en los apartados, de lo contrario ventanilla única no lo aceptará.</p> <ul style="list-style-type: none"> Completar el siguiente formato de Evaluación Ambiental Inicial, colocando una X en las casillas donde corresponda y debe ampliar con información escrita en cada uno de los espacios del documento, en donde se requiera. Si necesita más espacio para completar la información, puede utilizar hojas adicionales e indicar el inciso o sub-inciso a que corresponde la información. La información debe ser completada, utilizando letra de moldes legibles o a máquina de escribir. Este formato también puede completarse de forma digital, el MARN puede proporcionar copia electrónica si se le facilita el disquete, CD, USB; o bien puede solicitarlo a la siguiente dirección: yunica@marn.gob.gt Todos los espacios deben ser completados, incluso el de aquellas interrogantes en que no sean aplicables a su actividad (explicar la razón o las razones por lo que usted lo considera de esa manera). Por ningún motivo, puede modificarse el formato y/o agregarle los datos del proponente o logo(s) que no sean del MARN. 	<p>No. Expediente: _____</p> <p>Clasificación del Listado Taxativo</p> <p>DISEÑO, CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN, EQUIPAMIENTO, AMPLIACIÓN Y/O MEJORAMIENTO DE EDIFICIOS PUBLICOS COMO ALCALDIA AUXILIAR, EDIFICIO MUNICIPAL, COMUNAL E INDIGENA, ESTACION DE POLICIA, ESTACION DE BOMBEROS ETC. - CLASE4220 - CATEGORIA C (DE BAJO IMPACTO AMBIENTAL POTENCIAL).</p> <p>Firma y Sello de Recibido</p>
I. INFORMACION LEGAL	
I.1. Nombre del proyecto, obra, industria o actividad (OBLIGATORIAMENTE que tenga relación con la actividad a realizar):	
EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDIA AUXILIAR Y OFICINAS DE COCODES	
1.1.2 Descripción del proyecto, obra o actividad para lo que se solicita aprobación de este instrumento.	
CONSTRUCCIÓN DE LA EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDIA AUXILIAR Y OFICINAS DE COCODES EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ, TENIENDO UN ÁREA DE 172.14M ²	
I.2. Información legal:	
A) Persona Individual:	
A.1. Representante Legal: _____	
A.2. No. de CUI del Documento Personal de Identificación (DPI): _____	
B) De la empresa:	
Razón social: <u>MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ</u>	
Nombre Comercial: <u>MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ</u>	
No. De Escritura Constitutiva: _____	
Fecha de constitución: _____	
Patente de Sociedad Registro No. _____ Folio No. _____ Libro No. _____	
Patente de Comercio Registro No. _____ Folio No. _____ Libro No. _____	
C) De la Propiedad:	
No. De Finca _____ Folio No. _____ Libro No. _____ de _____	
D) De la Empresa y/o persona individual:	
Número de Identificación Tributaria (NIT): _____	

Continuación de apéndice 1.



FORMATO	DVGA-GA-002
---------	-------------

DIRECCIÓN DE GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES
VENTANILLA AMBIENTAL -DELEGACIÓN DEPARTAMENTAL-

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN						
<p>I.3 Teléfono _____ Correo electrónico: _____</p> <p>I.4 Dirección de donde se ubica la actividad: (identificando calles, avenidas, número de casa, zona, aldea, cantón, barrio o similar, así como otras delimitaciones territoriales; OBLIGATORIAMENTE indicar el municipio y departamento)</p> <p>Situada en el CASERÍO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ.</p> <p>Especificar Coordenadas Geográficas</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; text-align: center;"> <p><i>Coordenadas Geográficas Datum WGS84</i> 14°46'55" N 91°13'59.94" O 2393 MSNM</p> </div>							
<p>I.5 Dirección para recibir notificaciones (dirección fiscal) (identificando calles, avenidas, número de casa, zona, aldea, cantón, barrio o similar, así como otras delimitaciones territoriales; OBLIGATORIAMENTE indicar el municipio y departamento)</p> <p>MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ.</p> <p>I.6 Si para consignar la información en este formato, fue apoyado por un profesional, por favor anote el nombre, profesión, número de teléfono y correo electrónico del mismo</p> <p>Ing. Juan Merck Cos</p>							
<p>II. INFORMACION GENERAL</p> <p>Se debe proporcionar una descripción de las actividades que serán efectuadas en el proyecto, obra, industria o actividad según etapas siguientes:</p> <table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>II.1 Etapa de Construcción</th> <th>Operación</th> <th>Abandono</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> <ul style="list-style-type: none"> Excavación Encofrado Fundición Relleno </td> <td> <ul style="list-style-type: none"> La dirección municipal de planificación será la encargada de supervisar que se cumpla con cada uno de los requisitos establecidos en Planos. </td> <td> <ul style="list-style-type: none"> El proyecto será entregado a la municipalidad con los acabados e instalaciones pertinentes. </td> </tr> </tbody> </table>		II.1 Etapa de Construcción	Operación	Abandono	<ul style="list-style-type: none"> Excavación Encofrado Fundición Relleno 	<ul style="list-style-type: none"> La dirección municipal de planificación será la encargada de supervisar que se cumpla con cada uno de los requisitos establecidos en Planos. 	<ul style="list-style-type: none"> El proyecto será entregado a la municipalidad con los acabados e instalaciones pertinentes.
II.1 Etapa de Construcción	Operación	Abandono					
<ul style="list-style-type: none"> Excavación Encofrado Fundición Relleno 	<ul style="list-style-type: none"> La dirección municipal de planificación será la encargada de supervisar que se cumpla con cada uno de los requisitos establecidos en Planos. 	<ul style="list-style-type: none"> El proyecto será entregado a la municipalidad con los acabados e instalaciones pertinentes. 					
<p>II.3 Área</p> <p>a) Área total de terreno en metros cuadrados: <u>189.23</u></p> <p>b) Área de ocupación del proyecto en metros cuadrados: <u>172.14</u> Área total de construcción en metros cuadrados: <u>172.14</u></p>							

7 Avenida 03-67 zona 13 - PBX: 2423-0500



Continuación de apéndice 1.



FORMATO DVGA-GA-002

DIRECCIÓN DE GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES
VENTANILLA AMBIENTAL -DELEGACIÓN DEPARTAMENTAL-

INSTRUCCIONES		PARA USO INTERNO DEL MARN																					
<p>II.4 Actividades colindantes al proyecto:</p> <p>NORTE_SALÓN COMUNAL SUR_ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA, CASERÍO LOS PLANES ESTE_CENTRO DE SALUD OESTE_IMEBCOOP LOS TABLONES, SOLOLA</p> <p>Describir detalladamente las características del entorno (viviendas, barrancos, ríos, basureros, iglesias, centros educativos, centros culturales, etc.):</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>DESCRIPCION</th> <th>DIRECCION (NORTE, SUR, ESTE, OESTE)</th> <th>DISTANCIA AL PROYECTO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>SALON COMUNAL</td> <td>NORTE</td> <td>6M</td> </tr> <tr> <td>EORM CASERÍO LOS PLANES</td> <td>SUR</td> <td>0.5M</td> </tr> <tr> <td>CENTRO DE SALUD</td> <td>ESTE</td> <td>8M</td> </tr> <tr> <td>IMEBCOOP LOS TABLONES</td> <td>OESTE</td> <td>5M</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>			DESCRIPCION	DIRECCION (NORTE, SUR, ESTE, OESTE)	DISTANCIA AL PROYECTO	SALON COMUNAL	NORTE	6M	EORM CASERÍO LOS PLANES	SUR	0.5M	CENTRO DE SALUD	ESTE	8M	IMEBCOOP LOS TABLONES	OESTE	5M						
DESCRIPCION	DIRECCION (NORTE, SUR, ESTE, OESTE)	DISTANCIA AL PROYECTO																					
SALON COMUNAL	NORTE	6M																					
EORM CASERÍO LOS PLANES	SUR	0.5M																					
CENTRO DE SALUD	ESTE	8M																					
IMEBCOOP LOS TABLONES	OESTE	5M																					
<p>II.5 Dirección del viento:</p> <p>Sureste</p>																							
<p>II.6 En el área donde se ubica la actividad, a qué tipo de riesgo ha estado o está expuesto?</p> <p>a) inundación () b) explosión () c) deslizamientos ()</p> <p>d) derrame de combustible () e) fuga de combustible () d) Incendio () e) Otro (X)</p> <p>Detalle la información ____ Se han tenido leves eventos sísmicos en la región _____</p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>_____</p>																							
<p>II.7 Datos laborales</p> <p>a) Jornada de trabajo: Diurna (X) Nocturna () Mixta () Horas Extras _____</p> <p>b) Número de empleados por jornada ____22____ Total empleados_</p>																							
<p>II.8 USO Y CONSUMO DE AGUA, COMBUSTIBLES, LUBRICANTES, REFRIGERANTES, OTRO...</p>																							

7 Avenida 03-67 zona 13 - PBX: 2423-0500

Continuación de apéndice 1.



FORMATO DVGA-GA-002

DIRECCIÓN DE GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES
VENTANILLA AMBIENTAL -DELEGACIÓN DEPARTAMENTAL-

INSTRUCCIONES				PARA USO INTERNO DEL MARN			
CONSUMO DE AGUA, COMBUSTIBLES, LUBRICANTES, REFRIGERANTES, OTROS...							
	Tipo	Si/No	Cantidad (mes día y hora)	Proveedor	Uso	Especificaciones u observaciones	Forma de almacenamiento
Agua	Servicio publico	Si	120L/DÍA/HAB	MUNICIPALIDAD			TANQUES
	Pozo						
	Agua especial						
	Superficial						
Combustible	Otro						
	Gasolina						
	Diesel						
	Bunker						
	Glp						
	Otro						
Lubricantes	Solubles						
	No solubles						
Refrigerantes							
Otros							
<p>NOTA: si se cuenta con licencia extendida por la Dirección General de Hidrocarburos del Ministerio de Energía y Minas, para comercialización o almacenaje de combustible. Adjuntar copia</p> <p>III. IMPACTO AL AIRE</p> <p>GASES Y PARTICULAS</p> <p>III.1 Las acciones u operaciones de la Actividad, producen gases o partículas (Ejemplo: polvo, vapores, humo, niebla, material particulado, etc.) que se dispersan en el aire?</p> <p>III.2 ¿Qué se está haciendo o qué se hará para evitar que los gases o partículas impacten el aire, el vecindario o a los trabajadores?</p>							

7 Avenida 03-67 zona 13 - PBX: 2423-0500

www.mam.gob.gt

Síguenos en:



Continuación de apéndice 1.



FORMATO	DVGA-GA-002
---------	-------------

DIRECCIÓN DE GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES
VENTANILLA AMBIENTAL -DELEGACIÓN DEPARTAMENTAL-

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN
RUIDO Y VIBRACIONES	
<p>III.3 Las operaciones de la empresa producen sonidos fuertes (ruido), o vibraciones?</p> <p>III.4 En donde se genera el sonido y/o las vibraciones (maquinaria, equipo, instrumentos musicales, vehículos, etc.)</p> <p>III.5 ¿Qué se está haciendo o que acciones se tomarán para evitar que el ruido o las vibraciones afecten al vecindario y a los trabajadores?</p> <p style="text-align: center;">Se trabajará de forma manual para evitar los sonidos fuertes por maquinaria</p>	
OLORES	
<p>III.6 Si como resultado de sus actividades se emiten olores (ejemplo: cocción de alimentos, aromáticos, solventes, etc.), explicar con detalles la fuente de generación y el tipo o características del o los olores:</p> <p style="text-align: center;">No</p> <p>III.7 Explicar que se está haciendo o se hará para evitar que los olores se dispersen en el ambiente?</p> <p style="text-align: center;">No se generan olores</p>	
IV. EFECTOS DE LA ACTIVIDAD EN EL AGUA	
AGUAS RESIDUALES	
CARACTERIZACION DE LAS AGUAS RESIDUALES	
<p>IV.1 Con base en el Acuerdo Gubernativo 236-2006, Reglamento de las Descargas y Re-uso de Aguas Residuales y de la Disposición de Lodos, qué tipo de aguas residuales (aguas negras) se generan?</p> <p>a) <u>Ordinarias</u> (aguas residuales generadas por las actividades domésticas)</p> <p>b) <u>Especiales</u> (aguas residuales generadas por servicios públicos municipales, actividades de servicios, industriales, agrícolas, pecuarias, hospitalarias)</p> <p>c) <u>Mezcla</u> de las anteriores</p> <p>d) Otro;</p> <p>Cualquiera que fuera el caso, explicar la información, indicando el caudal (cantidad) de aguas residuales generado _____</p> <p>Se tendrán aguas residuales generadas por servicios públicos.</p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>IV.2 Indicar el número de servicios sanitarios _____</p> <p>se utilizarán los servicios sanitarios del instituto IMEBCOOP del caserío Los Planes.</p> <p>_____</p> <p>_____</p>	

7 Avenida 03-67 zona 13 - PBX: 2423-0500

www.marn.gov.gt

Síguenos en:



Continuación de apéndice 1.



FORMATO

DVGA-GA-002

DIRECCIÓN DE GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES
VENTANILLA AMBIENTAL -DELEGACIÓN DEPARTAMENTAL-

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	
<p>IV.3 Describa que tipo de tratamiento se da o se propone dar a las aguas residuales generadas por la actividad. (usar hojas adicionales)</p> <p>a) sistema de tratamiento b) Capacidad c) Operación y mantenimiento d) Caudal a tratar <input checked="" type="checkbox"/> e) Etc.</p>	
DESCARGA FINAL DE AGUAS RESIDUALES	
<p>IV. 4 Indique el punto de descarga de las aguas residuales, por ejemplo, en pozo de absorción, colector municipal, río, lago, mar u otro e indicar si se le efectuó tratamiento de acuerdo con el numeral anterior</p> <p>Se depositará en el Colector municipal</p>	
AGUA DE LLUVIA (AGUAS PLUVIALES)	
<p>IV.5 Explique la forma de captación de agua de lluvia y el punto de descarga de esta (zanjones, ríos, pozos de absorción, alcantarillado, etc.)</p>	
V. EFECTOS DE LA ACTIVIDAD SOBRE EL SUELO (Sistema edáfico y lítico)	
DESECHOS SÓLIDOS	
VOLUMEN DE DESECHOS	
<p>V.1 Especifique el volumen de desechos o desperdicios genera la actividad desarrollada:</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> a) Similar al de una residencia 11 libras/día</p> <p><input type="checkbox"/> b) Generación entre 11 a 222 libras/día</p> <p><input type="checkbox"/> c) Generación entre 222 libras y 1000 libras/día</p> <p><input type="checkbox"/> d) Generación mayor a 1000 libras por día</p>	
<p>V.2 Además de establecer la cantidad generada de desechos sólidos, se deben caracterizar e indicar el tipo de desecho (basura común, desechos de tipo industrial o de proceso, desechos hospitalarios, orgánicos, etc.):</p> <p>Basura común</p>	
<p>V.3. Partiendo de la base que todos los Desechos Peligrosos, son todos aquellos que posean una o más de las características siguientes: corrosivos, reactivos, explosivos, tóxicos, inflamables, biológico infecciosos, se genera en su actividad algún tipo de desecho con estas características y en qué cantidad?</p>	
<p>V.4 Se efectúa algún tipo de tratamiento de los desechos (comunes o peligrosos), Explique el método y/o equipo utilizado</p> <p>Se le encarga al tren de aseo del municipio</p>	
<p>V.5 Si los desechos se trasladan a otro lugar, para tratamiento o disposición final, indicar el tipo de transporte utilizado</p> <p>Tren de aseo municipal</p>	
<p>V.6 Contempla la empresa algún mecanismo o actividad para disminuir la cantidad o el tipo de desechos generados, o bien evitar que éstos sean dispuestos en un botadero?</p> <p>Separación de desechos orgánicos e inorgánicos a través de diferentes recipientes de basura.</p>	
<p>V.7 Indicar el sitio de disposición final de los desechos generados (comunes y peligrosos)</p> <p>Planta de tratamiento de Residuos y desechos solidos</p>	

7 Avenida 03-67 zona 13 - PBX: 2423-0500

www.marn.gob.gt

Síguenos en:



Continuación de apéndice 1.



FORMATO	DVGA-GA-002
---------	-------------

DIRECCIÓN DE GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES
VENTANILLA AMBIENTAL -DELEGACIÓN DEPARTAMENTAL-

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN
VI. DEMANDA Y CONSUMO DE ENERGIA	
CONSUMO	
VI.1 Consumo de energía por unidad de tiempo (kW/hr o kW/mes) _____ 200KW/mes _____	
VI. 2 Forma de suministro de energía	
a) Sistema público <input checked="" type="checkbox"/> X	
b) Sistema privado _____	
c) generación propia _____	
VI.3 Dentro de los sistemas eléctricos de la empresa se utilizan transformadores, condensadores, capacitores o inyectores eléctricos? SI _____ NO <input checked="" type="checkbox"/> X	
VI.4 Qué medidas propone para disminuir el consumo de energía o promover el ahorro de energía? Trabajar jornadas de 8:00 – 17:00 para disminuir el uso de energía eléctrica	
VII. POSIBILIDAD DE AFECTAR LA BIODIVERSIDAD (ANIMALES, PLANTAS, BOSQUES, ETC.)	
VII.1 En el sitio donde se ubica la empresa o actividad, existen:	
- Bosques _____	
- Animales _____	
- Otros _____	
Especificar información _____	
VII.2 La operación de la empresa requiere efectuar corte de árboles? No	
VII.3 Las actividades de la empresa, pueden afectar la biodiversidad del área? SI () NO (X) Por qué?	
No se tendrá contacto alguno con la flora y fauna del municipio	
VIII. TRANSPORTE	
VIII.1 En cuanto a aspectos relacionados con el transporte y parqueo de los vehículos de la empresa, proporcionar los datos siguientes:	
a) Número de vehículos _____ 6 _____	
b) Tipo de vehículo _____ MOTOCICLETAS _____	
c) sitio para estacionamiento y área que ocupa _____ SALON COMUNAL _____	
d) Horario de circulación vehicular _____ 8:00-17:00 _____	
e) Vías alternas _____	
IX. EFECTOS SOCIALES, CULTURALES Y PAISAJISTICOS	
ASPECTOS CULTURALES	
IX.1 En el área donde funciona la actividad, existe alguna (s) etnia (s) predominante, cuál? Kaqchikel	

7 Avenida 03-67 zona 13 - PBX: 2423-0500

www.marn.gob.gt

Síguenos en:



Continuación de apéndice 1.



FORMATO DVGA-GA-002

DIRECCIÓN DE GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES
VENTANILLA AMBIENTAL -DELEGACIÓN DEPARTAMENTAL-

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN
RECURSOS ARQUEOLOGICOS Y CULTURALES	
IX.2 Con respecto de la actividad y los recursos culturales, naturales y arqueológicos, Indicar lo siguiente:	
a) <input type="checkbox"/> La actividad no afecta a ningún recurso cultural, natural o arqueológico <u>No</u>	
b) <input type="checkbox"/> La actividad se encuentra adyacente a un sitio cultural, natural o arqueológico <u>No</u>	
c) <input type="checkbox"/> La actividad afecta significativamente un recurso cultural, natural o arqueológico <u>No</u>	
Ampliar información de la respuesta seleccionada	
ASPECTOS SOCIAL	
IX.3 En algún momento se han percibido molestias con respecto a las operaciones de la empresa, por parte del vecindario? SI () NO (X)	
IX.4 Qué tipo de molestias?	
IX.5 Qué se ha hecho o se propone realizar para no afectar al vecindario?	
PAISAJE	
IX.6 Cree usted que la actividad afecta de alguna manera el paisaje? Explique por qué?	
NO.	
X. EFECTOS Y RIESGOS DERIVADOS DE LA ACTIVIDAD	
X.1 Efectos en la salud humana de la población circunvecina:	
a) <input checked="" type="checkbox"/> la actividad no representa riesgo a la salud de pobladores cercanos al sitio	
b) <input type="checkbox"/> la actividad provoca un grado leve de molestia y riesgo a la salud de pobladores	
c) <input type="checkbox"/> la actividad provoca grandes molestias y gran riesgo a la salud de pobladores	
Del inciso marcado explique las razones de su respuesta, identificar que o cuales serian las actividades riesgosas:	
Debido que no se tendrá contacto directo con los vecinos del caserío.	
X.3 riesgos ocupacionales:	
<input type="checkbox"/> Existe alguna actividad que representa riesgo para la salud de los trabajadores	
<input checked="" type="checkbox"/> La actividad provoca un grado leve de molestia y riesgo a la salud de los trabajadores	
<input type="checkbox"/> La actividad provoca grandes molestias y gran riesgo a la salud de los trabajadores	
<input type="checkbox"/> No existen riesgos para los trabajadores	
Ampliar información:	
Es necesario que los trabajadores utilicen su equipo de protección personal en todo momento al entrar al área de trabajo.	
Equipo de protección personal	
X.4 Se provee de algún equipo de protección para los trabajadores? SI (X) NO ()	
X.5 Detallar que clase de equipo de protección se proporciona:	
Cascos, Guantes, botas punta de acero y chalecos de identificación	
X.6 ¿Qué medidas ha realizado ó que medidas propone para evitar las molestias o daños a la salud de la población y/o trabajadores?	
Limitarse a trabajar durante el horario establecido, y tener cuidado en el transporte de materiales para la obra.	

7 Avenida 03-67 zona 13 - PBX: 2423-0500



Fuente: elaboración propia, con formato de Evaluación Ambiental inicial del MARN.

Apéndice 2. Evaluación ambiental inicial para el sistema de alcantarillado sanitario en caserío Los Planes, San José Chacayá, Sololá.



FORMATO DVGA-GA-002

DIRECCIÓN DE GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES
VENTANILLA AMBIENTAL -DELEGACIÓN DEPARTAMENTAL-

EVALUACION AMBIENTAL INICIAL

ACTIVIDADES DE BAJO IMPACTO AMBIENTAL

(ACUERDO GUBERNATIVO 137-2016, REGLAMENTO DE EVALUACIÓN,
CONTROL Y SEGUIMIENTO AMBIENTAL Y SU REFORMA)

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN
<p>El formato debe proporcionar toda la información solicitada en los apartados, de lo contrario ventanilla única no lo aceptará.</p> <ul style="list-style-type: none"> Completar el siguiente formato de Evaluación Ambiental Inicial, colocando una X en las casillas donde corresponda y debe ampliar con información escrita en cada uno de los espacios del documento, en donde se requiera. Si necesita más espacio para completar la información, puede utilizar hojas adicionales e indicar el inciso o sub-inciso a que corresponde la información. La información debe ser completada, utilizando letra de molde legible o a máquina de escribir. Este formato también puede completarlo de forma digital, el MARN puede proporcionar copia electrónica si se le facilita el disquete, CD, USB; o bien puede solicitarlo a la siguiente dirección: yunica@marn.gob.gt Todos los espacios deben ser completados, incluso el de aquellas interrogantes en que no sean aplicables a su actividad (explicar la razón o las razones por lo que usted lo considera de esa manera). Por ningún motivo, puede modificarse el formato y/o agregarle los datos del proponente o logo(s) que no sean del MARN. 	<p>No. Expediente:</p> <p>Clasificación del Listado Taxativo</p> <p>Diseño, construcción y operación de empresas que realizan proyectos de gestión de sistemas de alcantarillado, colectores subterráneos y de instalaciones de captación, tratamiento y eliminación de aguas residuales - Clase 3700 - categoría B1</p> <p>Firma y Sello de Recibido</p>
I. INFORMACION LEGAL	
I.1. Nombre del proyecto, obra, industria o actividad (OBLIGATORIAMENTE que tenga relación con la actividad a realizar):	
SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASERÍO LOS PLANES	
1.1.2 Descripción del proyecto, obra o actividad para lo que se solicita aprobación de este instrumento.	
SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASERÍO LOS PLANES	
I.2. Información legal:	
A) Persona Individual: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	
A.1. Representante Legal:	
A.2. No. de CUI del Documento Personal de Identificación (DPI):	
B) De la empresa:	
Razón social: _____	
Nombre Comercial: _____	
No. De Escritura Constitutiva: _____	
Fecha de constitución: _____	
Patente de Sociedad Registro No. _____ Folio No. _____ Libro No. _____	
Patente de Comercio Registro No. _____ Folio No. _____ Libro No. _____	
C) De la Propiedad:	
No. De Finca _____ Folio No. _____ Libro No. _____ de _____	
D) De la Empresa y/o persona individual:	
Número de Identificación Tributaria (NIT): _____	

7 Avenida 03-67 zona 13 - PBX: 2423-0500

www.marn.gob.gt

Síguenos en:



Continuación de apéndice 2.



FORMATO	DVGA-GA-002
---------	-------------

DIRECCIÓN DE GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES
VENTANILLA AMBIENTAL -DELEGACIÓN DEPARTAMENTAL-

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN						
<p>I.3 Teléfono _____ Correo electrónico: _____</p> <p>I.4 Dirección de donde se ubica la actividad: (identificando calles, avenidas, número de casa, zona, aldea, cantón, barrio o similar, así como otras delimitaciones territoriales; OBLIGATORIAMENTE indicar el municipio y departamento)</p> <p>CASERÍO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ</p> <p>Especificar Coordenadas Geográficas</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 10px; text-align: center;"> <p>Coordenadas Geográficas Datum WGS84 14°46'55" N 91°13'59.94" O 2393 MSNM</p> </div>							
<p>I.5 Dirección para recibir notificaciones (dirección fiscal) (identificando calles, avenidas, número de casa, zona, aldea, cantón, barrio o similar, así como otras delimitaciones territoriales; OBLIGATORIAMENTE indicar el municipio y departamento)</p> <p>MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ</p> <p>I.6 Si para consignar la información en este formato, fue apoyado por un profesional, por favor anote el nombre, profesión, número de teléfono y correo electrónico del mismo</p>							
II. INFORMACION GENERAL							
<p>Se debe proporcionar una descripción de las actividades que serán efectuadas en el proyecto, obra, industria o actividad según etapas siguientes:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>II.1 Etapa de Construcción</th> <th>Operación</th> <th>Abandono</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> <ul style="list-style-type: none"> Remoción de adoquinado Excavación Colocación de tubería Construcción de pozos de visita Relleno Colocación de adoquín </td> <td> <ul style="list-style-type: none"> La dirección municipal de planificación será la encargada de supervisar que se cumpla con cada uno de los requisitos establecidos en Planos. </td> <td> <ul style="list-style-type: none"> Después de haber entregado el proyecto se deberán realizar Inspección y mantenimiento al sistema de alcantarillado sanitario </td> </tr> </tbody> </table>		II.1 Etapa de Construcción	Operación	Abandono	<ul style="list-style-type: none"> Remoción de adoquinado Excavación Colocación de tubería Construcción de pozos de visita Relleno Colocación de adoquín 	<ul style="list-style-type: none"> La dirección municipal de planificación será la encargada de supervisar que se cumpla con cada uno de los requisitos establecidos en Planos. 	<ul style="list-style-type: none"> Después de haber entregado el proyecto se deberán realizar Inspección y mantenimiento al sistema de alcantarillado sanitario
II.1 Etapa de Construcción	Operación	Abandono					
<ul style="list-style-type: none"> Remoción de adoquinado Excavación Colocación de tubería Construcción de pozos de visita Relleno Colocación de adoquín 	<ul style="list-style-type: none"> La dirección municipal de planificación será la encargada de supervisar que se cumpla con cada uno de los requisitos establecidos en Planos. 	<ul style="list-style-type: none"> Después de haber entregado el proyecto se deberán realizar Inspección y mantenimiento al sistema de alcantarillado sanitario 					
<p>II.3 Área</p> <p>a) Área total de terreno en metros cuadrados: _____ 126689 _____</p> <p>b) Área de ocupación del proyecto en metros cuadrados: _____ 2100 _____</p> <p>Área total de construcción en metros cuadrados: _____ 2100 _____</p>							

7 Avenida 03-67 zona 13 - PBX: 2423-0500

Continuación de apéndice 2.



FORMATO DVGA-GA-002

DIRECCIÓN DE GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES
VENTANILLA AMBIENTAL -DELEGACIÓN DEPARTAMENTAL-

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN																					
<p>II.4 Actividades colindantes al proyecto:</p> <p>NORTE <u>CASERIO VILLA LINDA</u> OESTE <u>CASERIO LOS CHAVEZ</u></p> <p>ESTE <u>BARRANCO Y BOSQUE</u> OESTE <u>MUNICIPIO DE SANTA LUCIA UTATLAN</u></p> <p>Describir detalladamente las características del entorno (viviendas, barrancos, ríos, basureros, iglesias, centros educativos, centros culturales, etc.):</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>DESCRIPCION</th> <th>DIRECCION (NORTE, SUR, ESTE, OESTE)</th> <th>DISTANCIA AL PROYECTO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Caserío Villa linda</td> <td>Norte</td> <td>1500M</td> </tr> <tr> <td>Caserío Los Chávez</td> <td>Sur</td> <td>2000M</td> </tr> <tr> <td>Barranco y bosque</td> <td>Este</td> <td>700M</td> </tr> <tr> <td>Municipio de Santa Lucia Utatlán</td> <td>Oeste</td> <td>3000M</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>		DESCRIPCION	DIRECCION (NORTE, SUR, ESTE, OESTE)	DISTANCIA AL PROYECTO	Caserío Villa linda	Norte	1500M	Caserío Los Chávez	Sur	2000M	Barranco y bosque	Este	700M	Municipio de Santa Lucia Utatlán	Oeste	3000M						
DESCRIPCION	DIRECCION (NORTE, SUR, ESTE, OESTE)	DISTANCIA AL PROYECTO																				
Caserío Villa linda	Norte	1500M																				
Caserío Los Chávez	Sur	2000M																				
Barranco y bosque	Este	700M																				
Municipio de Santa Lucia Utatlán	Oeste	3000M																				
<p>II.5 Dirección del viento: Sureste</p>																						
<p>II.6 En el área donde se ubica la actividad, a qué tipo de riesgo ha estado o está expuesto?</p> <p>a) inundación () b) explosión () c) deslizamientos ()</p> <p>d) derrame de combustible () e) fuga de combustible () d) Incendio () e) Otro (X)</p> <p>Detalle la información _____</p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>_____</p>																						
<p>II.7 Datos laborales</p> <p>a) Jornada de trabajo: Diurna (X) Nocturna () Mixta () Horas Extras _____</p> <p>b) Número de empleados por jornada <u>20</u> Total empleados <u>20</u></p>																						
<p>II.8 USO Y CONSUMO DE AGUA, COMBUSTIBLES, LUBRICANTES, REFRIGERANTES, OTRO...</p>																						

7 Avenida 03-67 zona 13 - PBX: 2423-0500

www.marn.gob.gt

Síguenos en:



Continuación de apéndice 2.



FORMATO DVGA-GA-002

DIRECCIÓN DE GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES
VENTANILLA AMBIENTAL -DELEGACIÓN DEPARTAMENTAL-

INSTRUCCIONES PARA USO INTERNO DEL MARN

CONSUMO DE AGUA, COMBUSTIBLES, LUBRICANTES, REFRIGERANTES, OTROS...							
	Tipo	Si/No	Cantidad/ (mes día y hora)	Proveedor	Uso	Especificaciones u observaciones	Forma de almacenamiento
Agua	Servicio publico	Si	120L/día/hab	Municipalidad			Tanques
	Pozo						
	Agua especial						
	Superficial						
Combustible	Otro						
	Gasolina						
	Diesel						
	Bunker						
	Glp						
Lubricantes	Solubles						
	No solubles						
Refrigerantes							
Otros							
<p>NOTA: si se cuenta con licencia extendida por la Dirección General de Hidrocarburos del Ministerio de Energía y Minas, para comercialización o almacenaje de combustible. Adjuntar copia</p> <p>III. IMPACTO AL AIRE</p> <p>GASES Y PARTICULAS</p> <p>III.1 Las acciones u operaciones de la Actividad, producen gases o partículas (Ejemplo: polvo, vapores, humo, niebla, material particulado, etc.) que se dispersan en el aire?</p> <p>Al momento de excavación de zanja para instalación de tubería se puede generar polvo provocado por el viento.</p> <p>MITIGACION</p> <p>III.2 ¿Qué se está haciendo o qué se hará para evitar que los gases o partículas impacten el aire, el vecindario o a los trabajadores?</p> <p>Cada cierto tiempo estar regando con agua para evitar que se genere polvo</p>							

7 Avenida 03-67 zona 13 - PBX: 2423-0500

Continuación de apéndice 2.



FORMATO DVGA-GA-002

DIRECCIÓN DE GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES
VENTANILLA AMBIENTAL -DELEGACIÓN DEPARTAMENTAL-

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN
RUIDO Y VIBRACIONES	
<p>III.3 Las operaciones de la empresa producen sonidos fuertes (ruido), o vibraciones? Si</p> <p>III.4 En donde se genera el sonido y/o las vibraciones (maquinaria, equipo, instrumentos musicales, vehículos, etc.) Apisonadora</p> <p>III.5 ¿Qué se está haciendo o que acciones se tomarán para evitar que el ruido o las vibraciones afecten al vecindario y a los trabajadores? Se deberá trabajar en periodos cortos durante el día debía que existen institutos y escuelas cercanas al lugar, por lo tanto se deberá coordinar con la Municipalidad de San José Chacayá y el COCODE del caserío Los Planes, el tiempo para poder utilizarse.</p>	
OLORES	
<p>III.6 Si como resultado de sus actividades se emiten olores (ejemplo: cocción de alimentos, aromáticos, solventes, etc.), explicar con detalles la fuente de generación y el tipo o características del o los olores: No</p> <p>III.7 Explicar que se está haciendo o se hará para evitar que los olores se dispersen en el ambiente? No se generan olores</p>	
IV. EFECTOS DE LA ACTIVIDAD EN EL AGUA	
AGUAS RESIDUALES	
CARACTERIZACION DE LAS AGUAS RESIDUALES	
<p>IV.1 Con base en el Acuerdo Gubernativo 236-2006, Reglamento de las Descargas y Re-uso de Aguas Residuales y de la Disposición de Lodos, qué tipo de aguas residuales (aguas negras) se generan? a) <u>Ordinarias</u> (aguas residuales generadas por las actividades domésticas) b) <u>Especiales</u> (aguas residuales generadas por servicios públicos municipales, actividades de servicios, industriales, agrícolas, pecuarias, hospitalarias) c) <u>Mezcla</u> de las anteriores d) Otro;</p> <p>Cualquiera que fuera el caso, explicar la información, indicando el caudal (cantidad) de aguas residuales generado ____</p> <p>Se tendrán aguas residuales ordinarias generados por las actividades domésticas</p> <p>_____</p> <p>_____</p>	
<p>IV.2 Indicar el número de servicios sanitarios _____. Se tendrán 4 servicios sanitarios los cuales serán prestados por el instituto IMEBCCOOP del caserío Los Planes.</p> <p>_____</p> <p>_____</p>	

7 Avenida 03-67 zona 13 - PBX: 2423-0500

www.marn.gob.gt

Síguenos en:



Continuación de apéndice 2.



FORMATO

DVGA-GA-002

DIRECCIÓN DE GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES
VENTANILLA AMBIENTAL -DELEGACIÓN DEPARTAMENTAL-

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	
<p>IV.3 Describir que tipo de tratamiento se da o se propone dar a las aguas residuales generadas por la actividad. (usar hojas adicionales)</p> <p>a) sistema de tratamiento b) Capacidad c) Operación y mantenimiento d) Caudal a tratar X e) Etc.</p>	
DESCARGA FINAL DE AGUAS RESIDUALES	
<p>IV. 4 Indique el punto de descarga de las aguas residuales, por ejemplo, en pozo de absorción, colector municipal, río, lago, mar u otro e indicar si se le efectuó tratamiento de acuerdo con el numeral anterior Se evacuarán las aguas residuales por medio del colector municipal</p>	
AGUA DE LLUVIA (AGUAS PLUVIALES)	
<p>IV.5 Explicar la forma de captación de agua de lluvia y el punto de descarga de la misma (zanjones, ríos, pozos de absorción, alcantarillado, etc.)</p>	
V. EFECTOS DE LA ACTIVIDAD SOBRE EL SUELO (Sistema edáfico y lítico)	
DESECHOS SÓLIDOS	
VOLUMEN DE DESECHOS	
<p>V.1 Especifique el volumen de desechos o desperdicios genera la actividad desarrollada:</p> <p>X a) Similar al de una residencia 11 libras/día <input type="checkbox"/> b) Generación entre 11 a 222 libras/día <input type="checkbox"/> c) Generación entre 222 libras y 1000 libras/día <input type="checkbox"/> d) Generación mayor a 1000 libras por día</p>	
<p>V.2 Además de establecer la cantidad generada de desechos sólidos, se deben caracterizar e indicar el tipo de desecho (basura común, desechos de tipo industrial o de proceso, desechos hospitalarios, orgánicos, etc.):</p> <p>Basura común</p>	
<p>V.3. Partiendo de la base que todos los Desechos Peligrosos, son todos aquellos que posean una o más de las características siguientes: corrosivos, reactivos, explosivos, tóxicos, inflamables, biológico infecciosos, se genera en su actividad algún tipo de desecho con estas características y en qué cantidad? No</p>	
<p>V.4 Se efectúa algún tipo de tratamiento de los desechos (comunes o peligrosos), Explicar el método y/o equipo utilizado La basura común es llevada por el tren de aseo municipal y posteriormente a la planta de tratamiento del municipio de San José Chacayá.</p>	
<p>V.5 Si los desechos se trasladan a otro lugar, para tratamiento o disposición final, indicar el tipo de transporte utilizado Tren de aseo municipal</p>	
<p>V.6 Contempla la empresa algún mecanismo o actividad para disminuir la cantidad o el tipo de desechos generados, o bien evitar que éstos sean dispuestos en un botadero? Separación de basura común utilizados diferentes basureros para desechos orgánicos e inorgánicos.</p>	
<p>V.7 Indicar el sitio de disposición final de los desechos generados (comunes y peligrosos) Planta de tratamiento de Residuos y desechos sólidos. San José Chacayá.</p>	

7 Avenida 03-67 zona 13 - PBX: 2423-0500

www.marn.gob.gt

Síguenos en:



Continuación de apéndice 2.



FORMATO

DVGA-GA-002

DIRECCIÓN DE GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES
VENTANILLA AMBIENTAL -DELEGACIÓN DEPARTAMENTAL-

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN
VI. DEMANDA Y CONSUMO DE ENERGIA	
CONSUMO	
VI.1 Consumo de energía por unidad de tiempo (kW/hr o kW/mes) _____ <u>200KW/mes</u> _____	
VI.2 Forma de suministro de energía	
a) Sistema Público _____ <u>X</u> _____	
b) Sistema privado _____	
c) generación propia _____	
VI.3 Dentro de los sistemas eléctricos de la empresa se utilizan transformadores, condensadores, capacitores o inyectores eléctricos? SI _____ NO _____ <u>X</u> _____	
VI.4 Qué medidas propone para disminuir el consumo de energía o promover el ahorro de energía? Trabajar jornadas de 8:00 – 17:00 para disminuir el uso de energía eléctrica	
VII. POSIBILIDAD DE AFECTAR LA BIODIVERSIDAD (ANIMALES, PLANTAS, BOSQUES, ETC.)	
VII.1 En el sitio donde se ubica la empresa o actividad, existen:	
- Bosques _____	
- Animales _____	
- Otros _____	
Especificar información _____	
VII.2 La operación de la empresa requiere efectuar corte de árboles? No	
VII.3 Las actividades de la empresa, pueden afectar la biodiversidad del área? SI () NO (X) Por qué? No se tendrá contacto alguno con la flora y fauna del municipio	
VIII. TRANSPORTE	
VIII.1 En cuanto a aspectos relacionados con el transporte y parqueo de los vehículos de la empresa, proporcionar los datos siguientes:	
a) Número de vehículos _____ <u>3</u> _____	
b) Tipo de vehículo _____ <u>Pickup</u> _____	
c) sitio para estacionamiento y área que ocupa _____ <u>Campo de tierra en el caserío Los Planes</u> _____	
d) Horario de circulación vehicular _____ <u>8:00-16:00</u> _____	
e) Vías alternas _____	
IX. EFECTOS SOCIALES, CULTURALES Y PAISAJISTICOS	
ASPECTOS CULTURALES	
IX.1 En el área donde funciona la actividad, existe alguna (s) etnia (s) predominante, cuál? Kaqchikel	

7 Avenida 03-67 zona 13 - PBX: 2423-0500

www.marn.gob.gt

Síguenos en:



Continuación de apéndice 2.



FORMATO	DVGA-GA-002
---------	-------------

DIRECCIÓN DE GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES
VENTANILLA AMBIENTAL -DELEGACIÓN DEPARTAMENTAL-

INSTRUCCIONES	PARA USO INTERNO DEL MARN
RECURSOS ARQUEOLÓGICOS Y CULTURALES	
IX.2 Con respecto de la actividad y los recursos culturales, naturales y arqueológicos, Indicar lo siguiente:	
a) <input type="checkbox"/> La actividad no afecta a ningún recurso cultural, natural o arqueológico. <u>No</u>	
b) <input type="checkbox"/> La actividad se encuentra adyacente a un sitio cultural, natural o arqueológico. <u>No</u>	
c) <input type="checkbox"/> La actividad afecta significativamente un recurso cultural, natural o arqueológico. <u>No</u>	
Ampliar información de la respuesta seleccionada	
ASPECTOS SOCIAL	
IX.3. En algún momento se han percibido molestias con respecto a las operaciones de la empresa, por parte del vecindario? SI (<u> </u>) NO (X)	
IX.4 Qué tipo de molestias?	
IX.5 Qué se ha hecho o se propone realizar para no afectar al vecindario? Tener la participación del COCODE del caserío Los Planes para poder notificar los diferentes trabajos a realizarse.	
PAISAJE	
IX.6 Cree usted que la actividad afecta de alguna manera el paisaje? Explique por qué?	
No	
X. EFECTOS Y RIESGOS DERIVADOS DE LA ACTIVIDAD	
X.1 Efectos en la salud humana de la población circunvecina:	
a) <input type="checkbox"/> la actividad no representa riesgo a la salud de pobladores cercanos al sitio	
b) <input checked="" type="checkbox"/> la actividad provoca un grado leve de molestia y riesgo a la salud de pobladores	
c) <input type="checkbox"/> la actividad provoca grandes molestias y gran riesgo a la salud de pobladores	
Del inciso marcado explique las razones de su respuesta, identificar que o cuales serían las actividades riesgosas:	
La generación de polvo.	
X.3 riesgos ocupacionales:	
<input type="checkbox"/> Existe alguna actividad que representa riesgo para la salud de los trabajadores	
<input checked="" type="checkbox"/> La actividad provoca un grado leve de molestia y riesgo a la salud de los trabajadores	
<input type="checkbox"/> La actividad provoca grandes molestias y gran riesgo a la salud de los trabajadores	
<input type="checkbox"/> No existen riesgos para los trabajadores	
Ampliar información:	
Es necesario que los trabajadores utilicen su equipo de protección personal en todo momento al entrar al área de trabajo.	
Equipo de protección personal	
X.4 Se provee de algún equipo de protección para los trabajadores? SI (X) NO ()	
X.5 Detallar que clase de equipo de protección se proporciona:	
Mascarillas, Cascos, Guantes, botas punta de acero y chalecos de identificación	
X.6 ¿Qué medidas ha realizado <u> </u> que medidas propone para evitar las molestias o daños a la salud de la población y/o trabajadores?	
Limitarse a trabajar durante el horario establecido, y tener cuidado en el transporte de materiales para la obra.	

7 Avenida 03-67 zona 13 - PBX: 2423-0500



Fuente: elaboración propia, con formato de Evaluación Ambiental inicial del MARN.

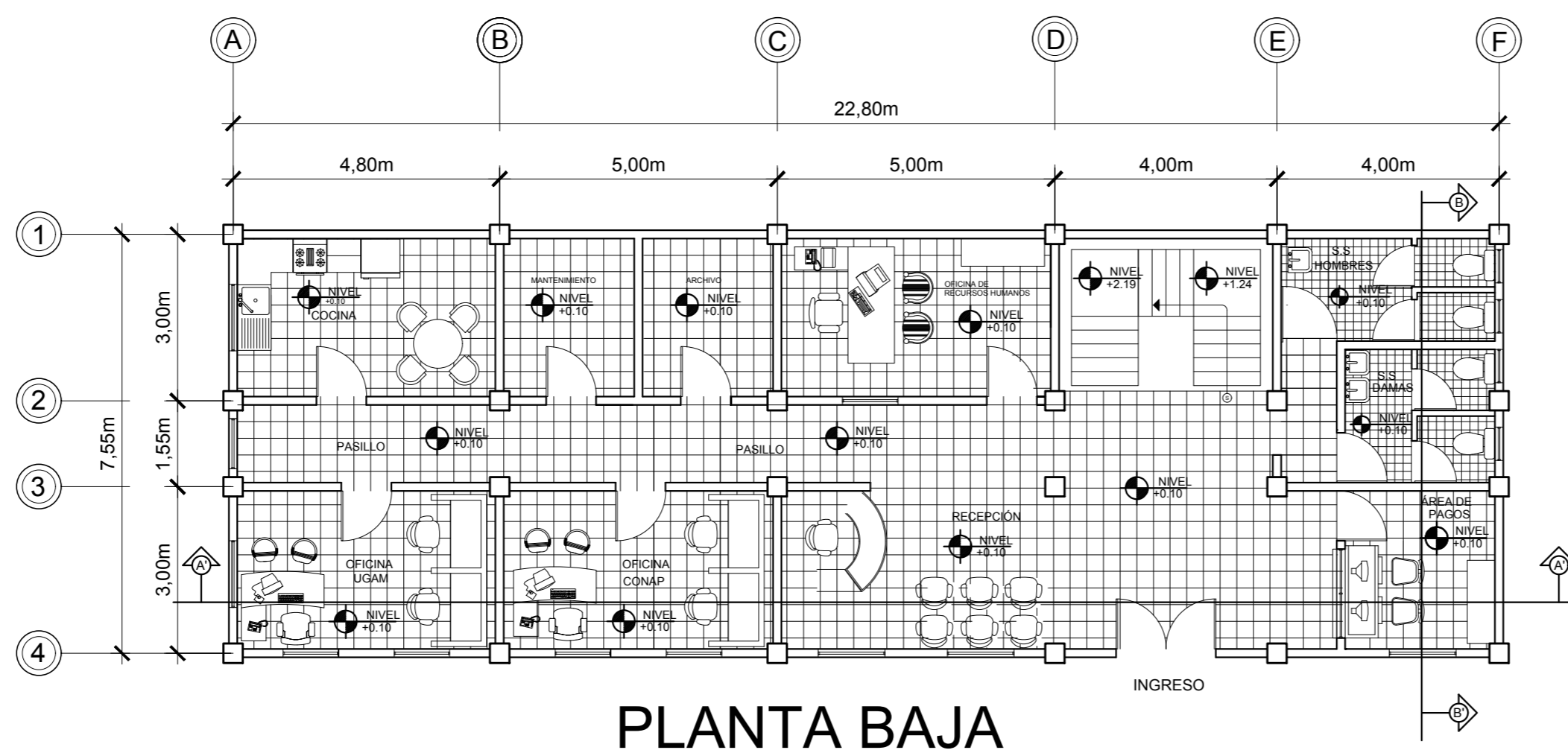
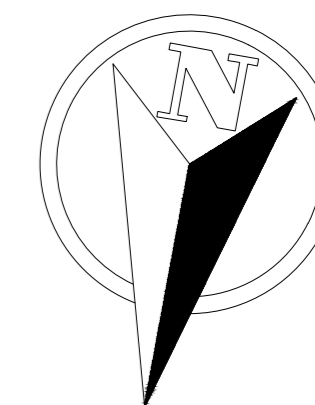
Apéndice 3.

Hoja de cálculo hidráulico para el diseño de sistema de alcantarillado sanitario

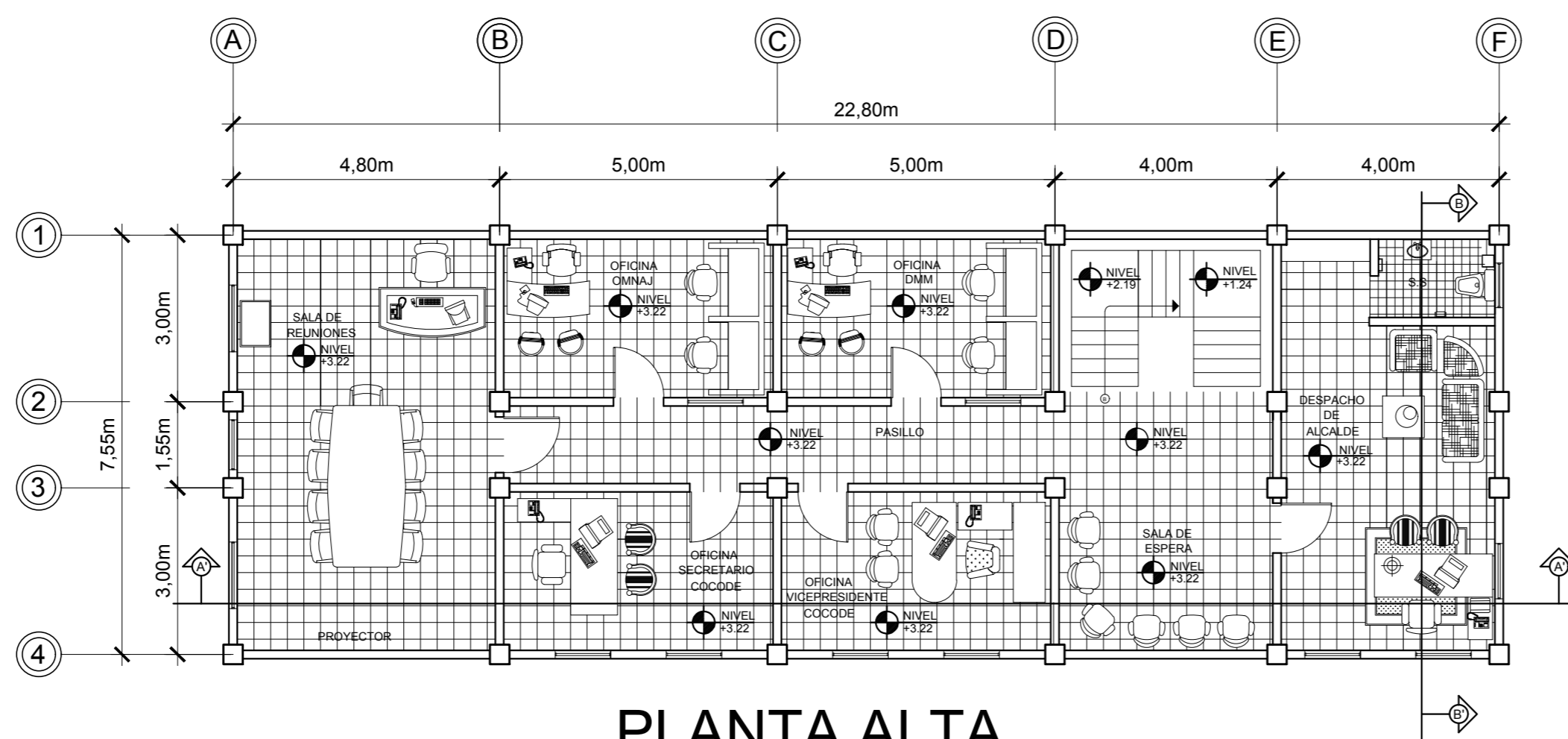
DE A	COSTAS TERRENO		DH (m)	% TERRENO	No. CASAS	HAB. SERVIR		FACTOR HARM.		Qd (L/s)	DIAM. (Pulg)	S (%)	SECCION LLENA		Relacion Qd/QDMA		Relacion v/VDMA		Relacion d/D		COTA DE TERRENO		PROF. POTOS										
PV	INICIO	FINAL			LOCAL	ACT.	FUT.	ACT.	FUT.	F _q m	ACT.	FUT.	QMA	QMA (l/s)	Actual	Futuro	Actual	Futuro	Actual	Futuro	INICIO	FINAL	ENTRADA	PROF. INICIO FINAL									
1	2	98.8378	98.7394	53.9338	0.18	4	28	50.72	51.00	4.36	4.31	0.002	0.244	0.4399	6.5	0.18	1.30	1.49	29.82	0.008187	0.014733	0.3015	0.3618	0.064	0.082	0.45	0.54	98.84	98.74	97.64	96.94	1.35	1.95
3	2	98.9706	98.7394	44.0355	-4.02	9	63	114.12	115.00	4.29	4.23	0.002	0.541	0.9721	6.5	-4.02	0.70	1.09	21.88	0.024728	0.044428	0.4211	0.5040	0.108	0.144	0.46	0.55	98.97	98.74	95.77	95.46	1.35	3.43
2	4	98.7394	98.2628	65.1982	0.73	5	18	126	228.20	4.21	4.13	0.002	1.062	1.8897	6.5	0.73	0.40	0.83	16.54	0.064215	0.114251	0.5618	0.6644	0.172	0.228	0.47	0.55	98.74	98.26	95.43	95.17	3.46	3.24
7	5	100	99.1495	43.9777	1.93	8	56	101.44	102.00	4.30	4.24	0.002	0.482	0.8652	6.5	1.93	2.00	1.85	36.99	0.018033	0.023390	0.3480	0.4162	0.080	0.106	0.64	0.77	100.00	99.15	98.80	97.92	1.35	1.38
6	5	99.585	99.1495	26.9945	1.54	6	42	76.08	77.00	4.33	4.27	0.002	0.384	0.658	6.5	1.54	1.60	1.65	33.08	0.010994	0.019892	0.3310	0.3951	0.074	0.098	0.55	0.65	99.57	99.15	98.37	97.93	1.35	1.37
5	4	99.1495	98.2628	50.3729	1.76	1	15	105	190.19	4.24	4.16	0.002	0.890	1.5873	6.5	1.76	1.70	1.70	34.10	0.026997	0.046549	0.4285	0.5104	0.111	0.147	0.73	0.87	99.15	98.26	97.89	97.03	1.41	1.38
4	10	98.2628	98.007	28.1774	0.91	5	38	266	481.82	4.10	3.98	0.002	2.181	3.839	6.5	0.91	0.30	0.72	14.10	0.152222	0.267899	0.7196	0.8467	0.262	0.353	0.52	0.61	98.26	98.01	95.14	95.06	3.27	3.10
8	9	90.0863	98.3174	27.4751	2.07	5	35	64.00	64.00	4.34	4.29	0.002	0.304	0.5494	6.5	2.07	2.10	1.89	37.90	0.008023	0.014495	0.3015	0.3590	0.040	0.040	0.37	0.68	99.09	98.52	97.89	97.31	1.35	1.36
9	10	98.3174	98.007	33.4057	1.53	3	8	58	101.44	4.30	4.24	0.002	0.482	0.8652	6.5	1.53	1.50	1.60	32.03	0.015052	0.027012	0.3645	0.4433	0.086	0.113	0.38	0.69	98.52	98.01	97.28	96.78	1.39	1.38
10	11	98.007	97.6832	21.2555	1.12	2	48	336	608.62	4.06	3.93	0.003	2.745	4.7851	6.5	1.12	0.20	0.58	11.70	0.230117	0.098981	0.8146	0.9485	0.328	0.445	0.47	0.55	98.01	97.76	95.03	94.88	3.13	2.93
12	11	97.6832	97.6832	31.2665	-1.66	3	21	38.04	38.00	4.38	4.34	0.002	0.184	0.3382	6.5	-1.66	1.60	1.65	33.08	0.005552	0.010221	0.2781	0.3233	0.024	0.071	0.45	0.53	97.42	97.76	96.23	95.73	1.35	2.18
13	13	97.6832	97.4182	22.1969	1.55	6	57	399	722.73	4.02	3.89	0.002	3.210	5.6198	6.5	1.55	0.20	0.58	11.70	0.224367	0.480122	0.8529	0.9044	0.358	0.488	0.49	0.52	97.76	97.42	94.95	94.91	2.96	2.66
14	14	97.2548	97.4182	41.6842	-0.39	14	14	88	177.53	1.78	1.80	0.002	0.832	1.4831	6.5	-0.39	0.50	0.92	18.49	0.045069	0.080212	0.5061	0.6093	0.145	0.192	0.47	0.55	97.25	97.42	96.05	95.85	1.35	1.72
13	15	97.4182	95.9564	68.9711	2.64	5	76	532	965.64	3.96	3.81	0.002	4.214	7.3461	6.5	2.64	0.70	1.09	21.88	0.192581	0.337444	0.7719	0.9011	0.219	0.299	0.84	0.98	97.42	95.60	94.88	94.40	2.69	1.35
15	16	95.9564	93.7746	68.9711	2.64	4	80	560	1024.36	3.95	3.80	0.002	4.422	7.7055	6.5	2.64	2.60	2.11	42.17	0.104866	0.182725	0.6489	0.7618	0.219	0.299	1.37	1.61	95.60	93.77	94.37	92.57	1.38	1.35
16	17	93.7746	92.641	78.8805	1.44	8	88	616	1115.80	3.93	3.77	0.002	4.877	8.4119	8	1.44	1.40	1.50	30.95	0.156275	0.271789	0.7274	0.8505	0.267	0.356	1.13	1.32	93.77	92.64	92.52	91.42	1.40	1.37
17	18	92.641	93.0667	44.9993	-0.95	3	91	637	1152.84	3.92	3.76	0.002	4.931	8.6798	8	-0.95	0.20	0.58	11.70	0.426606	0.741525	0.9602	1.0949	0.456	0.641	0.56	0.64	92.64	93.07	91.39	91.30	1.40	1.92
19	20	117.0451	116.2492	31.3	2.39	1	7	12.68	13.00	4.43	4.40	0.002	0.062	0.1145	6.5	2.39	4.50	2.77	55.48	0.001117	0.002983	0.1631	0.1997	0.025	0.034	0.45	0.55	117.05	116.25	115.85	114.35	1.35	2.05
20	21	116.2492	116.0445	78.9995	0.26	1	2	14	25.36	4.40	4.36	0.002	0.123	0.2269	6.5	0.26	2.30	1.58	39.67	0.003105	0.005721	0.2257	0.2733	0.041	0.055	0.45	0.54	116.25	116.04	114.32	112.50	2.08	3.69
21	22	116.0445	113.2409	59.9566	2.80	1	3	21	38.04	3.90	4.38	0.002	0.184	0.3382	6.5	2.80	1.70	1.70	34.10	0.003392	0.009517	0.2668	0.3154	0.053	0.070	0.45	0.54	116.04	113.24	112.47	110.77	3.72	2.62
22	23	113.2409	110.9493	99.9841	2.29	2	5	35	64.00	4.40	4.34	0.002	0.304	0.5494	6.5	2.29	1.07	1.37	27.43	0.011085	0.020027	0.3310	0.3961	0.074	0.098	0.45	0.54	113.24	110.95	110.74	109.64	2.65	1.46
23	24	110.9493	108.3374	99.9841	2.61	6	11	77	139.47	4.40	4.27	0.002	0.658	1.1762	6.5	2.61	2.60	2.11	42.17	0.015604	0.027951	0.3672	0.4381	0.087	0.115	0.77	0.92	110.95	108.34	109.61	107.01	1.49	1.48
24	25	108.3374	105.9888	85.2854	2.75	8	19	133	246.91	4.41	4.12	0.002	1.119	1.9846	6.5	2.75	2.70	2.15	42.98	0.029640	0.046175	0.4285	0.5083	0.111	0.146	0.92	1.09	108.34	105.99	108.98	104.68	1.51	1.46
25	26	105.9888	104.3346	84.6925	1.95	12	51	217	393.07	3.94	4.03	0.002	1.795	3.1719	6.5	1.95	1.90	1.80	36.05	0.049780	0.082986	0.5210	0.6169	0.152	0.201	0.94	1.11	105.99	104.33	104.65	103.04	1.49	1.45
26	27	104.3346	104.3346	44.8	1.44	3	21	38.04	38.00	4.38	4.34	0.002	0.184	0.3382	6.5	1.44	1.70	1.70	34.10	0.003592	0.009517	0.2668	0.3223	0.071	0.071	0.45	0.55	104.38	104.33	103.78	103.02	1.35	1.47
28	29	102.9096	101.7715	50.7426	2.23	3	41	287	518.86	3.90	4.09	0.002	2.346	4.124	6.5	2.23	2.20	1.94	38.80	0.069457	0.102859	0.5318	0.6507	0.167	0.220	1.07	1.26	102.90	101.77	101.62	100.51	1.43	1.41
29	30	101.7715	100.6395	50.7426	2.23	4	45	315	570.58	3.90	4.07	0.002	2.544	4.5091	6.5	2.23	2.10	1.89	47.90	0.097843	0.148836	0.5696	0.6728	0.176	0.233	1.06	1.27	101.77	100.64	100.48	99.41	1.44	1.38
30	31	100.6395	97.7036	98.43	2.98	2	47	329	595.54	3.96	4.06	0.002	3.872	6.6891	6.5	2.98	3.00	2.26	45.30	0.058988	0.103311	0.5478	0.6454	0.185	0.217	1.24	1.46	100.64	97.70	99.38	96.43	1.41	1.43
31	32	97.7036	94.6066	99.4063	3.11	17	64	446	811.49	3.82	4.00	0.002	3.682	6.2629	6.5	3.11	3.50	2.44	48.93	0.072316	0.127918	0.5832	0.6877	0.184	0.242	1.42	1.68	97.70	94.61	96.40	92.92	1.46	1.64
32	33	94.6066	93.2794	31.2895	2.18	5	69	483	874.89	3.93	3.84	0.002	3.847	6.7141	6.5	2.18	0.70	1.09	21.88	0.173601	0.306861	0.7530	0.8794	0.284	0.382	0.82	0.96	94.61	93.88	92.89	92.65	1.87	1.38
33	34	93.2794	93.0667	52.6994	1.54	10	79	553	1001.68	3.95	3.80	0.002	4.370	7.6141	6.5	1.54	1.50	1.60	32.03	0.138440	0.237717	0.7007	0.8158	0.250	0.332	1.12	1.31	93.88	93.07	92.62	91.83	1.41	1.38
34	35	93.0667	92.42	90.9998	0.71	6	176	1232	2231.00	3.74	3.55	0.002	5.215	15.839	8	0.71	0.20	0.68	21.21	0.434453	0.746787	0.9699	1.0969	0.461	0.644	0.66	0.75	93.07	92.42	91.27	91.09		

Apéndice 4. **Planos constructivos de diseño de edificación de dos niveles para Alcaldía Auxiliar y oficinas de Cocode en caserío Los Planes, San José Chacayá, Sololá**

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.





PLANTA BAJA



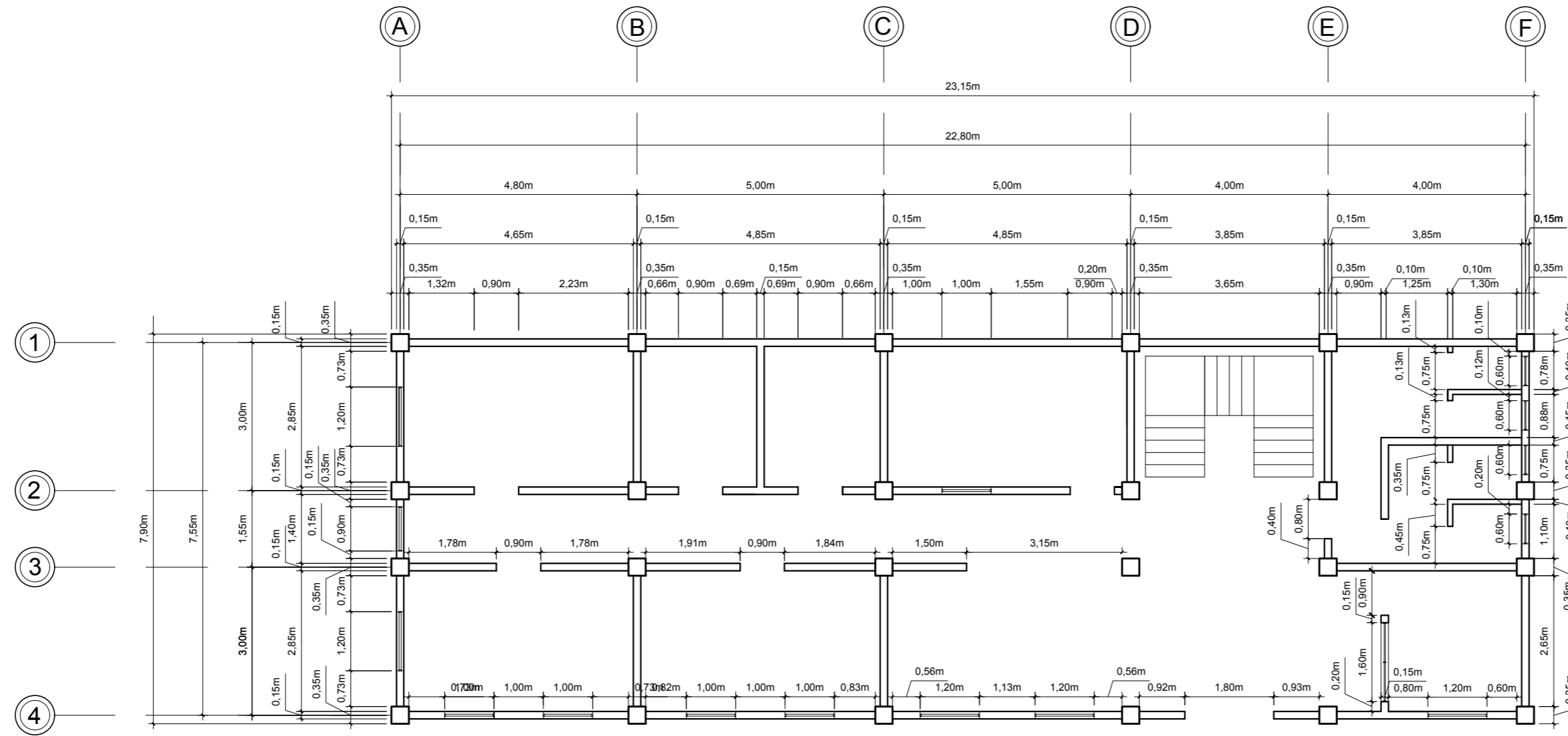
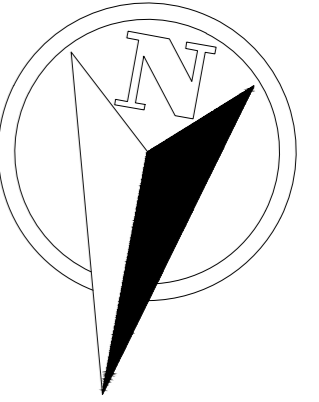
PLANTA ALTA

PLANTA AMUEBLADA

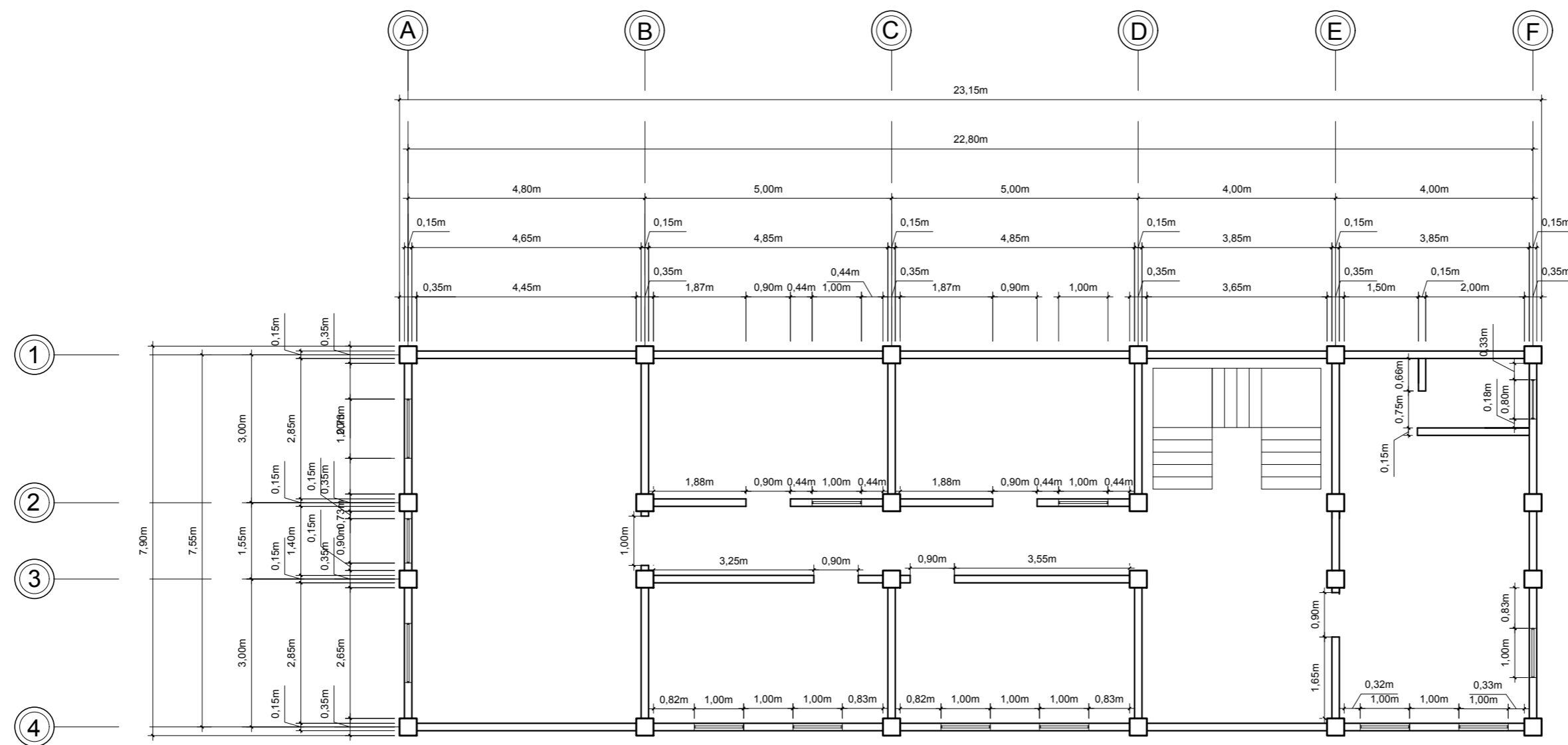
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ			
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE COCODES EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ			
CONTENIDO:	PLANTA AMUEBLADA	FECHA:	2020
DIBUJANTE:	ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA:	1/50
		HOJA:	1
			17

(P) ASTRID DIAZ

(P) ING JUAN MERCK





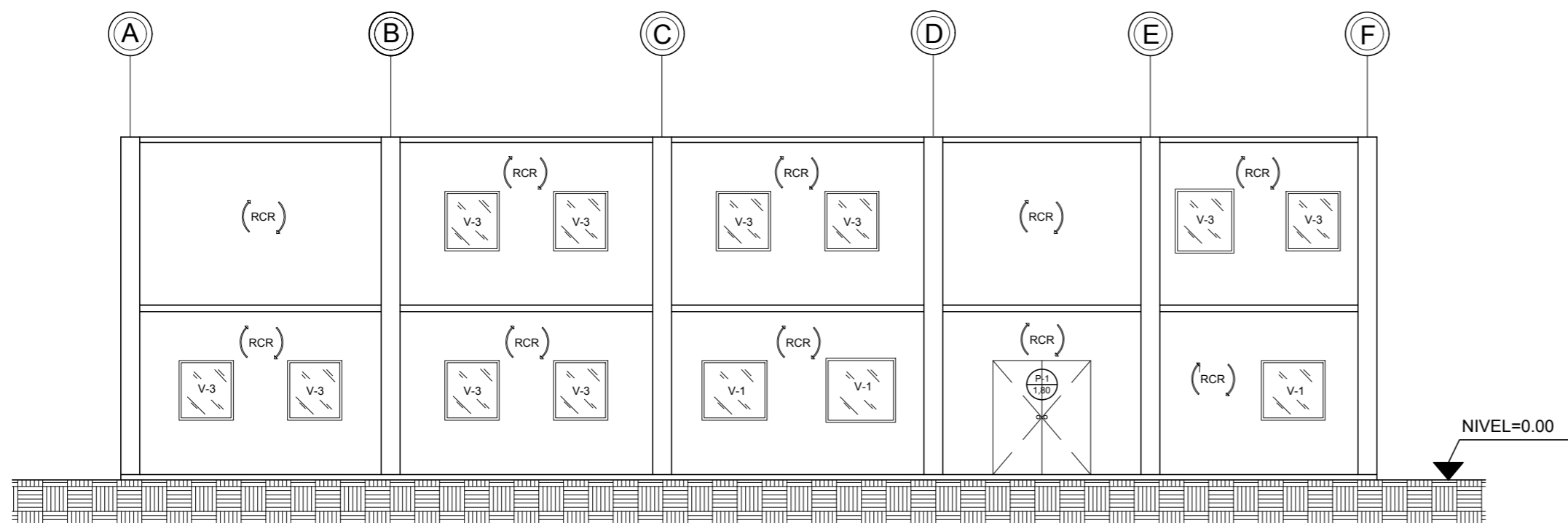
PLANTA BAJA



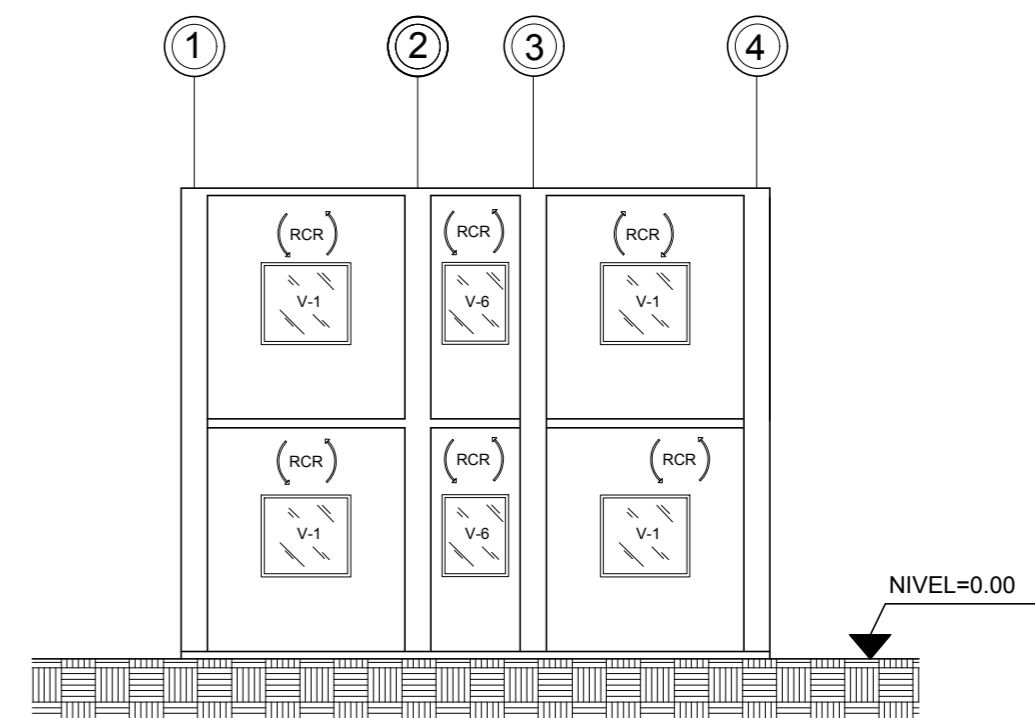
PLANTA ALTA

PLANTA ACOTADA

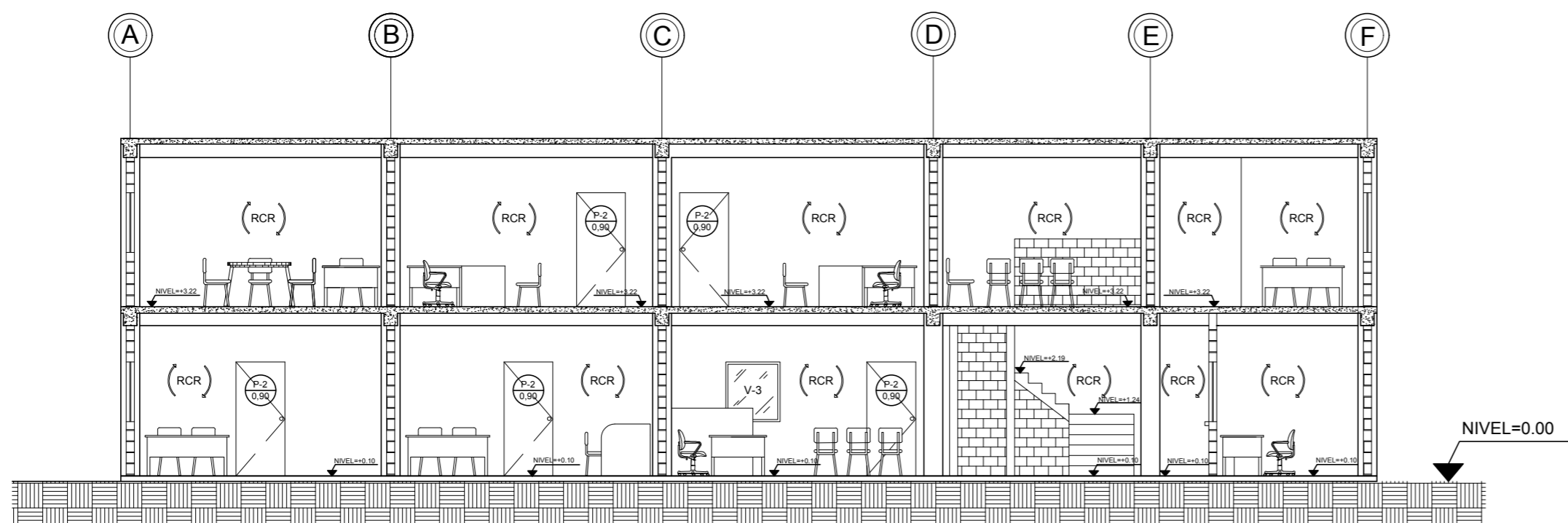
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ			
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE CODICES EN EL CASERÍO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ			
CONTENIDO: PLANO ACOTADO		FECHA: 2020	
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ		ESCALA: 1/50	
		HOJA: 2	
(F) ASTRID DÍAZ		(F) ING. JUAN MERCK	



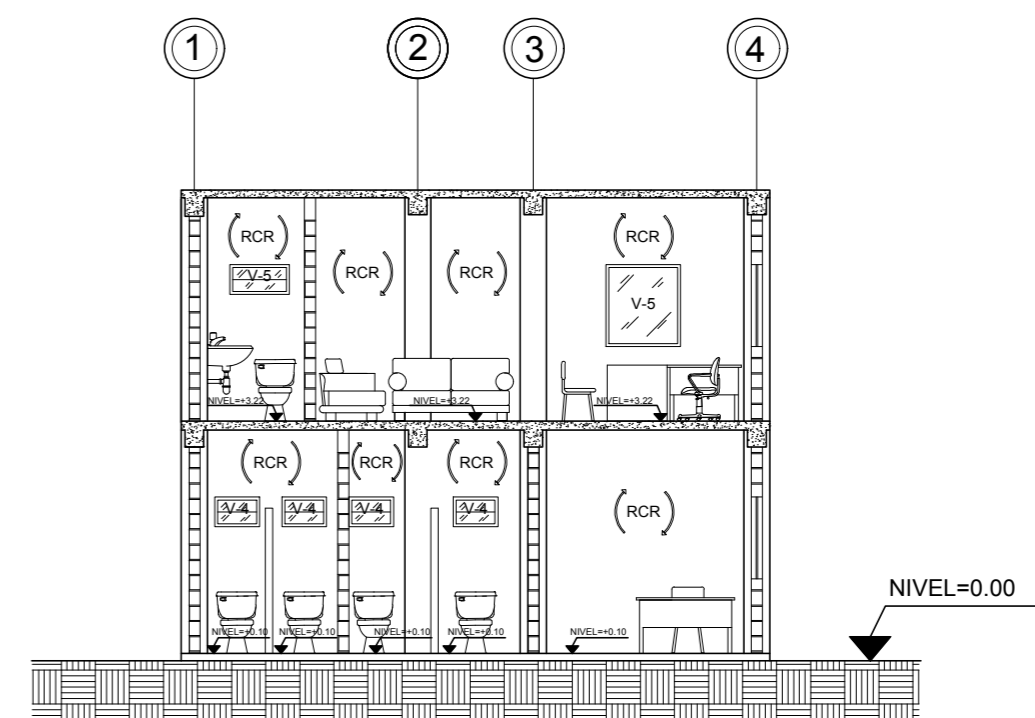
ELEVACIÓN FRONTAL
ESCALA: 1/50





ELEVACIÓN LATERAL
ESCALA: 1/50

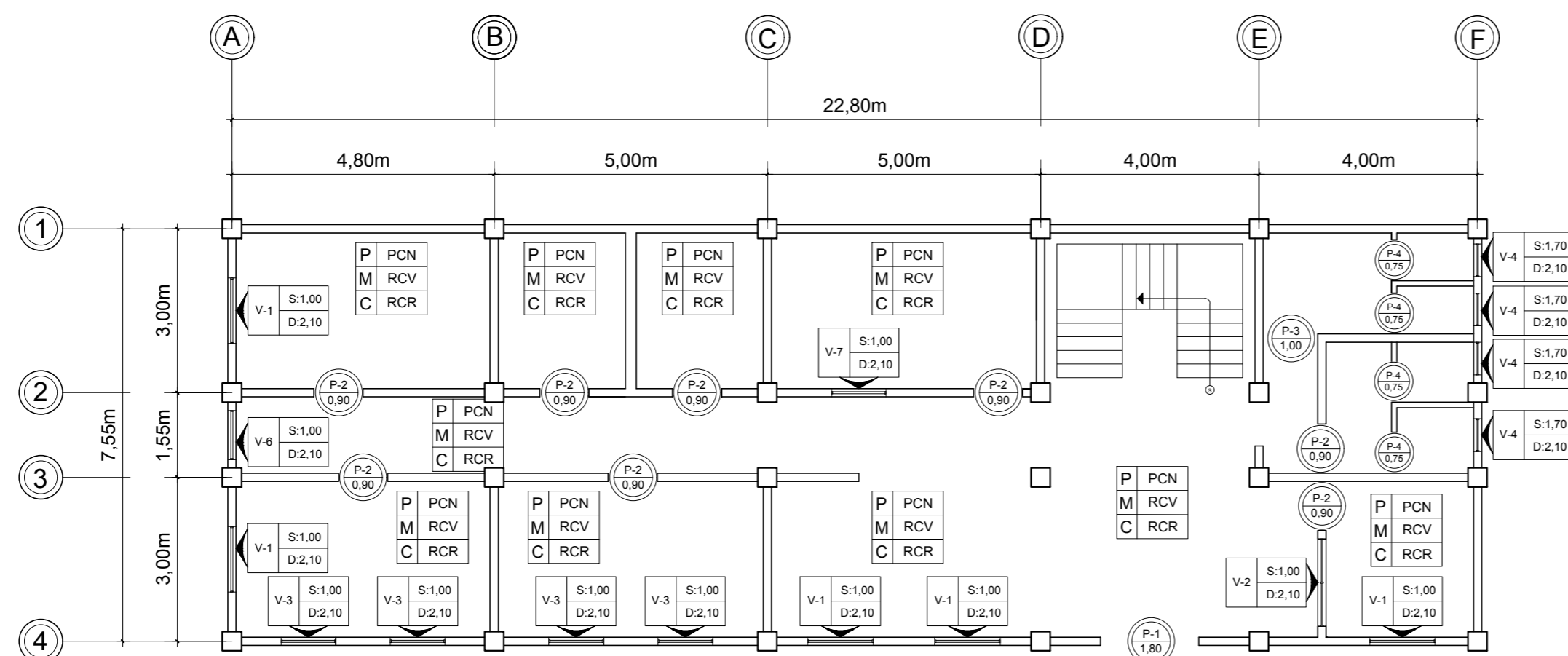
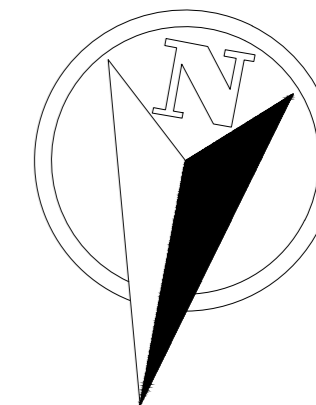


SECCIÓN A-A'
ESCALA: 1/50

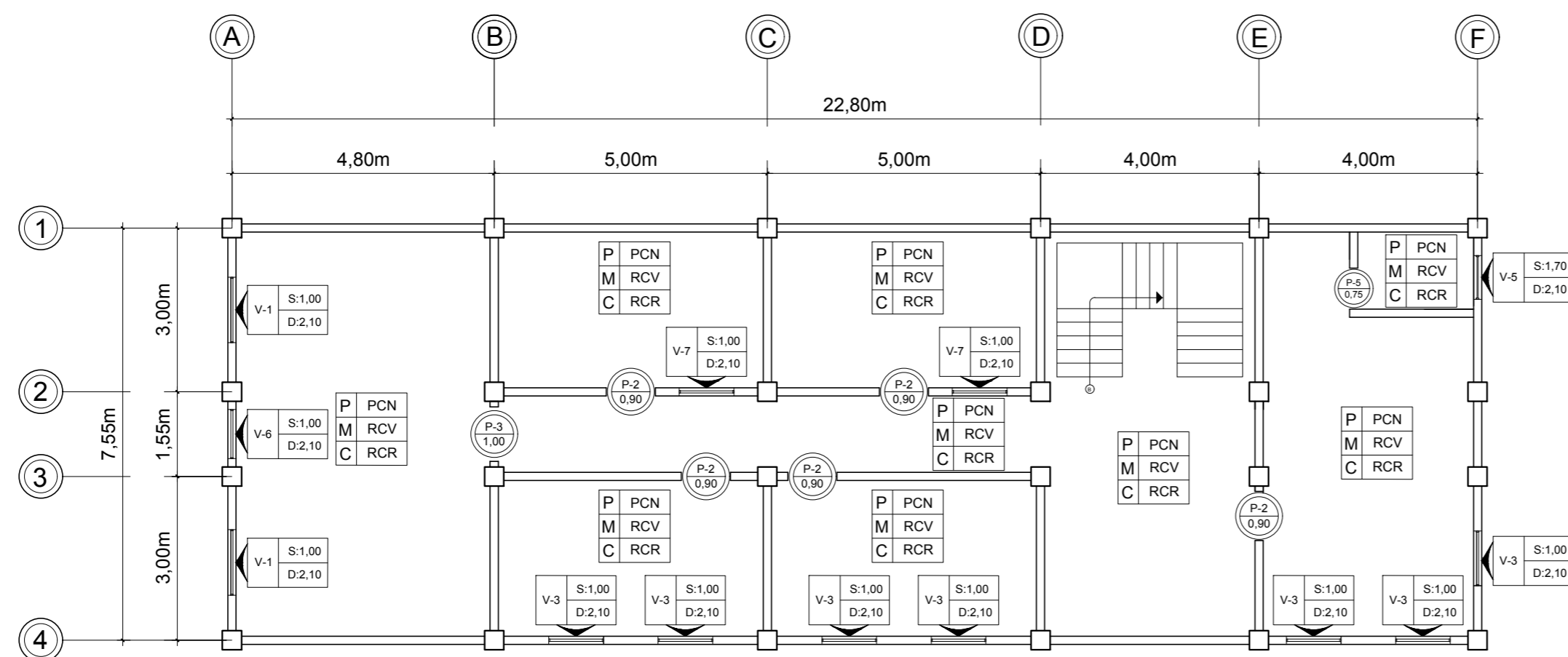


SECCIÓN B-B'
ESCALA: 1/50

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ			
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE CODICES EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ			
CONTENIDO:	ELEVACIONES Y SECCIONES	FECHA:	2020
DIBUJANTE:	ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA:	1/50
		HOJA:	3
		17	



PLANTA BAJA



PLANTA ALTA

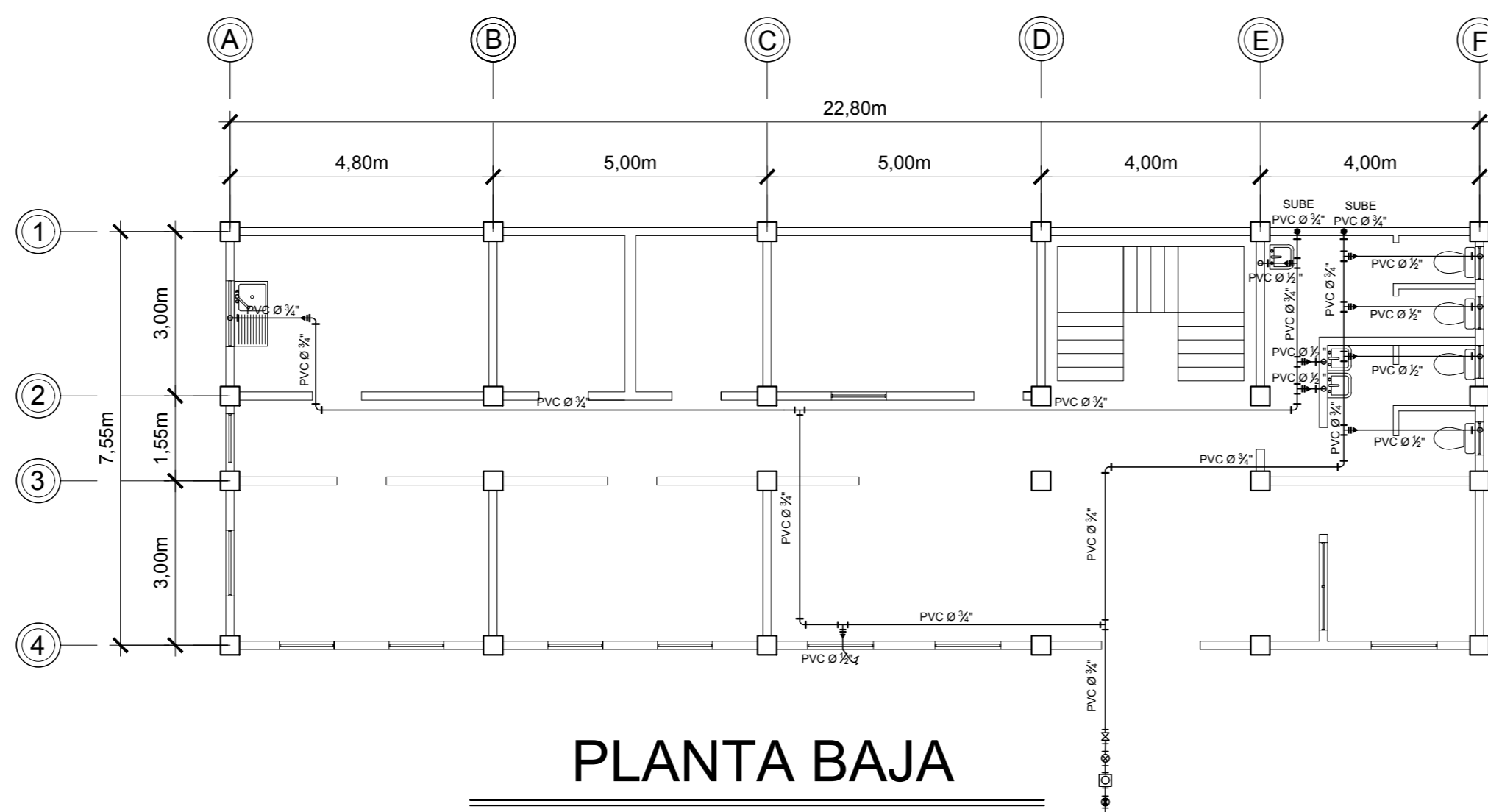
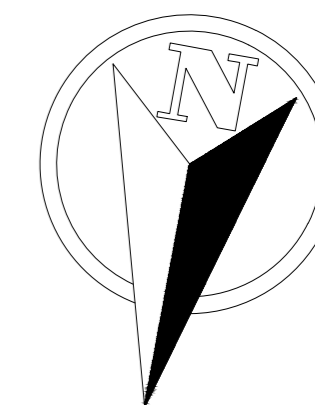
PLANTILLA DE PUERTAS					
TIPO	ALTO	ANCHO	MATERIAL	CANTIDAD	UBICACIÓN
1	2,10	1,80	METAL	1	INGRESO ALCALDIA AUXILIAR
2	2,10	0,90	MADERA PALO BLANCO	13	OFICINAS, AREA DE PAGOS, BODEGA, MANTENIMIENTO, COCINA, S.S. MUJERES PRINCIPAL
3	2,10	1,00	MADERA PALO BLANCO	1	SALA DE REUNIONES, S.S. HOMBRES PRINCIPAL
4	2,00	0,75	METAL	4	SERVICIO SANITARIO DE DAMAS, SERVICIO SANITARIO HOMBRES
5	2,10	0,75	MADERA PALO BLANCO	1	SERVICIO SANITARIO OFICINA ALCALDE AUXILIAR

PLANTILLA DE VENTANAS					
TIPO	ALTO	ANCHO	MATERIAL	CANTIDAD	UBICACIÓN
1	1,10	1,20	METAL	7	RECEPCION, AREA DE PAGOS, AREA DE COCINA, OFICINA UGAM, SALÓN DE REUNIONES
2	1,10	1,60	PVC	1	AREA DE PAGOS
3	1,10	1,00	METAL	10	OFICINA ALCALDE AUXILIAR, OFICINAS
4	0,40	0,60	PVC	4	SERVICIO SANITARIO DE DAMAS, SERVICIO SANITARIO HOMBRES
5	0,40	0,80	PVC	1	SERVICIO SANITARIO OFICINA ALCALDE
6	1,10	0,90	METAL	2	PASILLO, SALA DE REUNIONES
7	1,10	0,90	PVC	3	OFICINAS

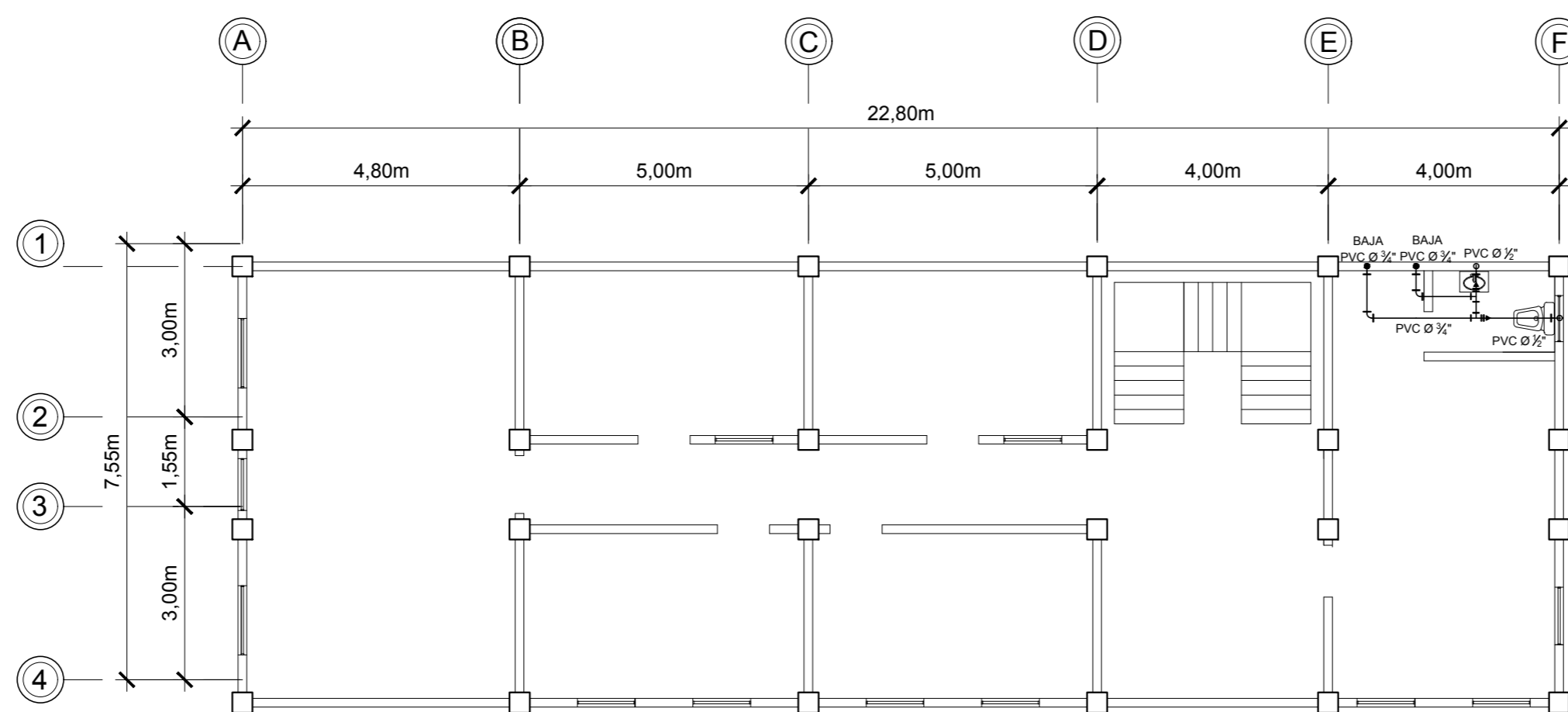
TERMINOLOGIA	
	PUERTA TIPO
	VENTANA TIPO
	SILLAR
	DINTEL
P	ACABADOS EN PISO DEL AMBIENTE
M	ACABADOS EN MUROS DEL AMBIENTE
C	ACABADOS EN CIELO DEL AMBIENTE
PCN	PISO CERÁMICO NACIONAL
RCV	REPELLO + CERNIDO VERTICAL
RCR	REPELLO + CERNIDO REMOLINEADO

PLANO ACABADOS

<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ</p>	
<p>PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE COCOCES EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ</p>	
<p>CONTENIDO: PLANO ACABADOS</p>	<p>FECHA: 2020</p>
<p>DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ</p>	<p>ESCALA: 1/50</p>
<p>HOJA: 4</p>	
<p>(F) ASTRID DIAZ (F) ING JUAN MERCÉ</p>	

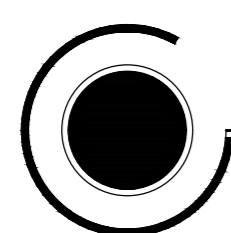


PLANTA BAJA



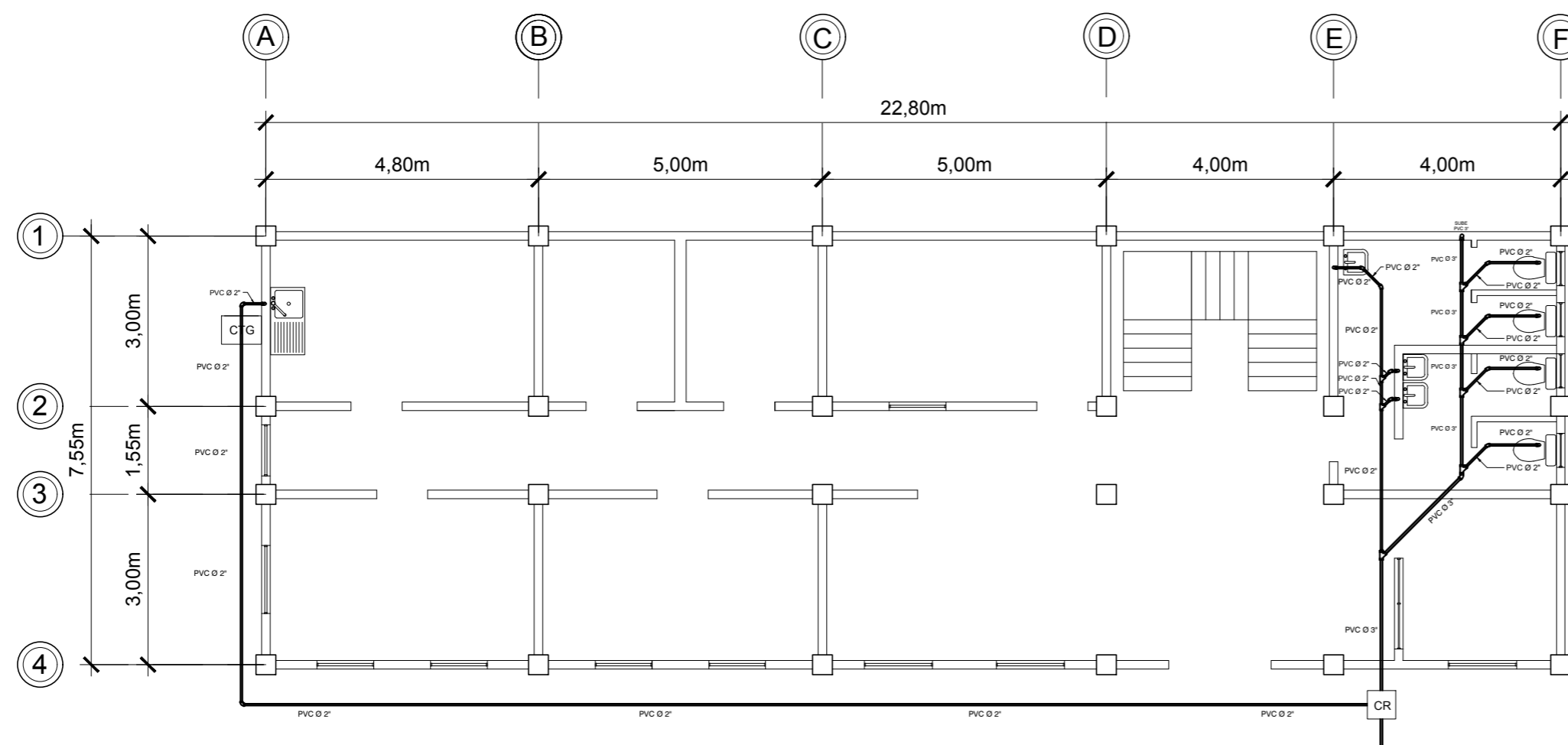
PLANTA ALTA

SIMBOLOGIA	
	REDUCIDOR 3/4" A 1/2"
	TUBERIA PVC Ø INDICADO
	CODO A 90 Ø INDICADO
	CODO VERTICAL A 90 Ø INDICADO
	TEE Ø INDICADO
	CHORRO
	CHEQUE
	LLAVE DE COMPUERTA
	CONTADOR
	LLAVE DE PASO

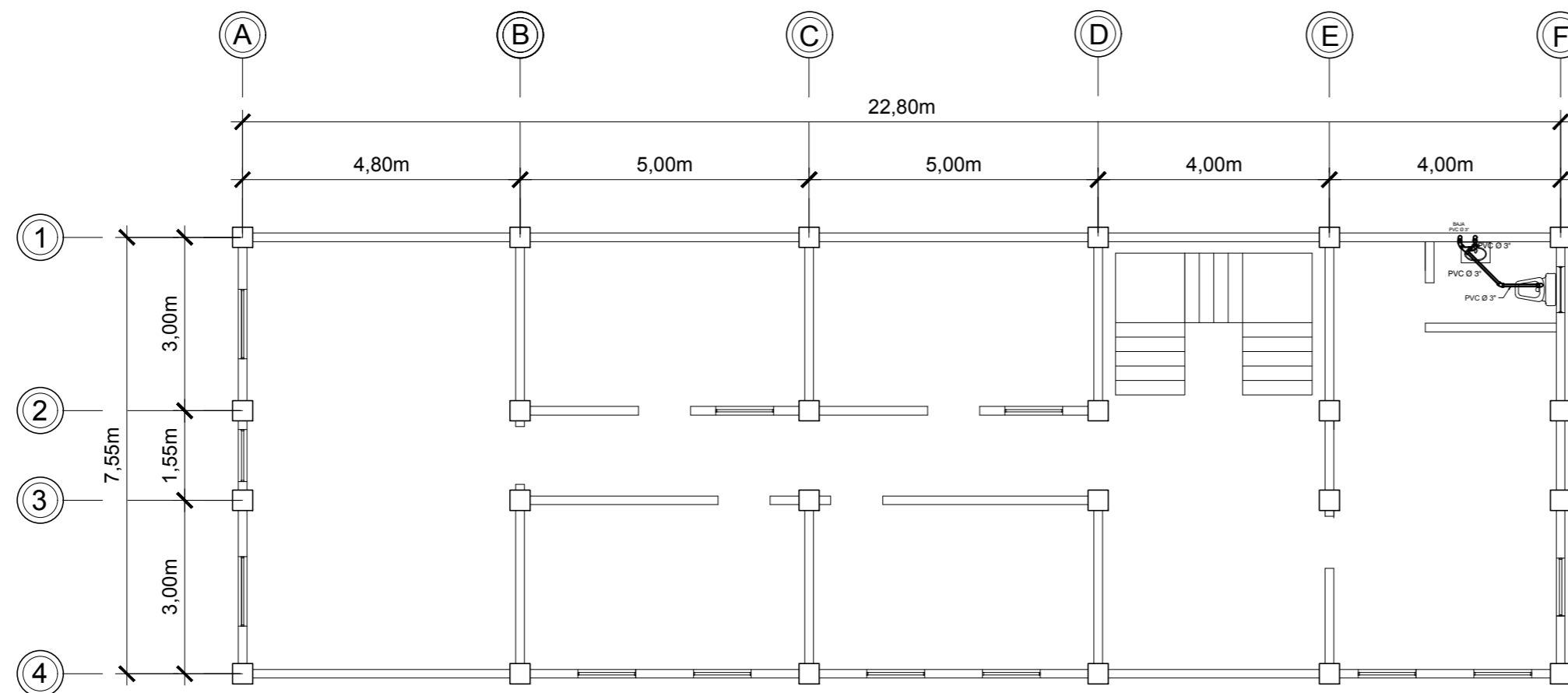


PLANTA AGUA POTABLE

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE CODICES EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ		
CONTENIDO:	PLANO AGUA POTABLE	FECHA: 2020
DIBUJANTE:	ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA: 1/50
		HOJA: 5
(F) ASTRID DIAZ (F) ING JUAN MERCK		17

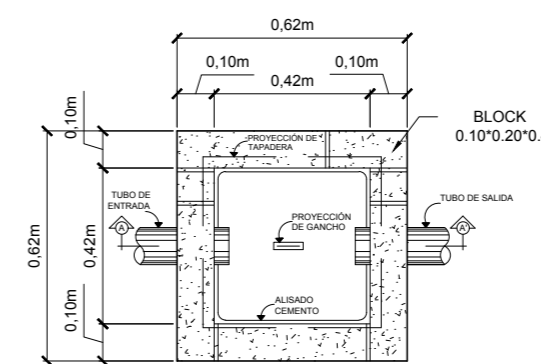
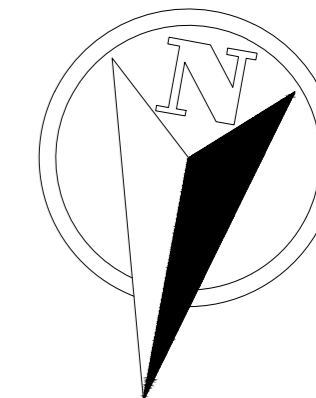


PLANTA DRENAJES-PLANTA BAJA
ESCALA: 1/50

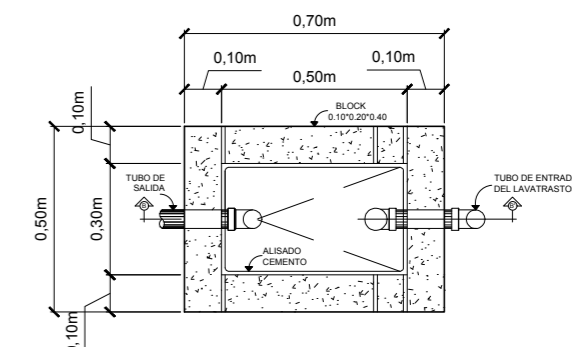


PLANTA DRENAJES-PLANTA ALTA
ESCALA: 1/50

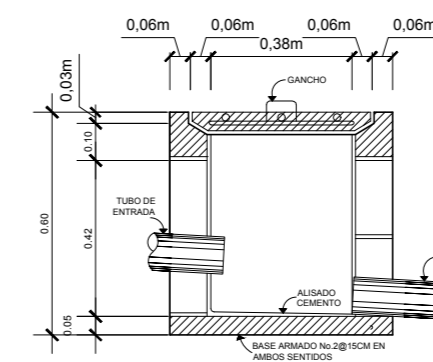
SIMBOLOGIA	
	TUBERIA PVC Ø INDICADO
	CODO A 90 Ø INDICADO
	CODO A 45 Ø INDICADO
	CODO VERTICAL A 90 Ø INDICADO
	TEE Ø INDICADO
	REDUCTOR
	BAJADA DE AGUAS NEGRAS
	CAJA DE TRAMPA DE GRASA
	CAJA DE REGISTRO



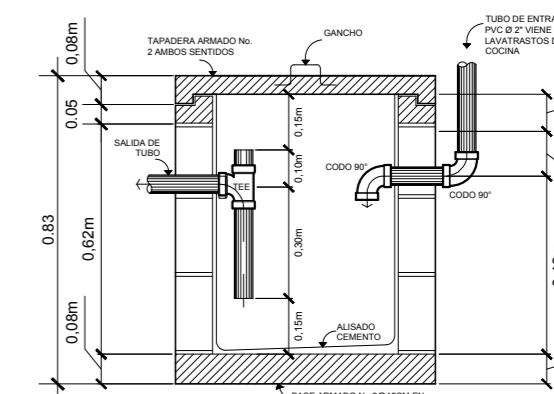
PLANTA CAJA DE REGISTRO
ESCALA: 1/10



PLANTA DE TRAMPA DE GRASA
ESCALA: 1/10

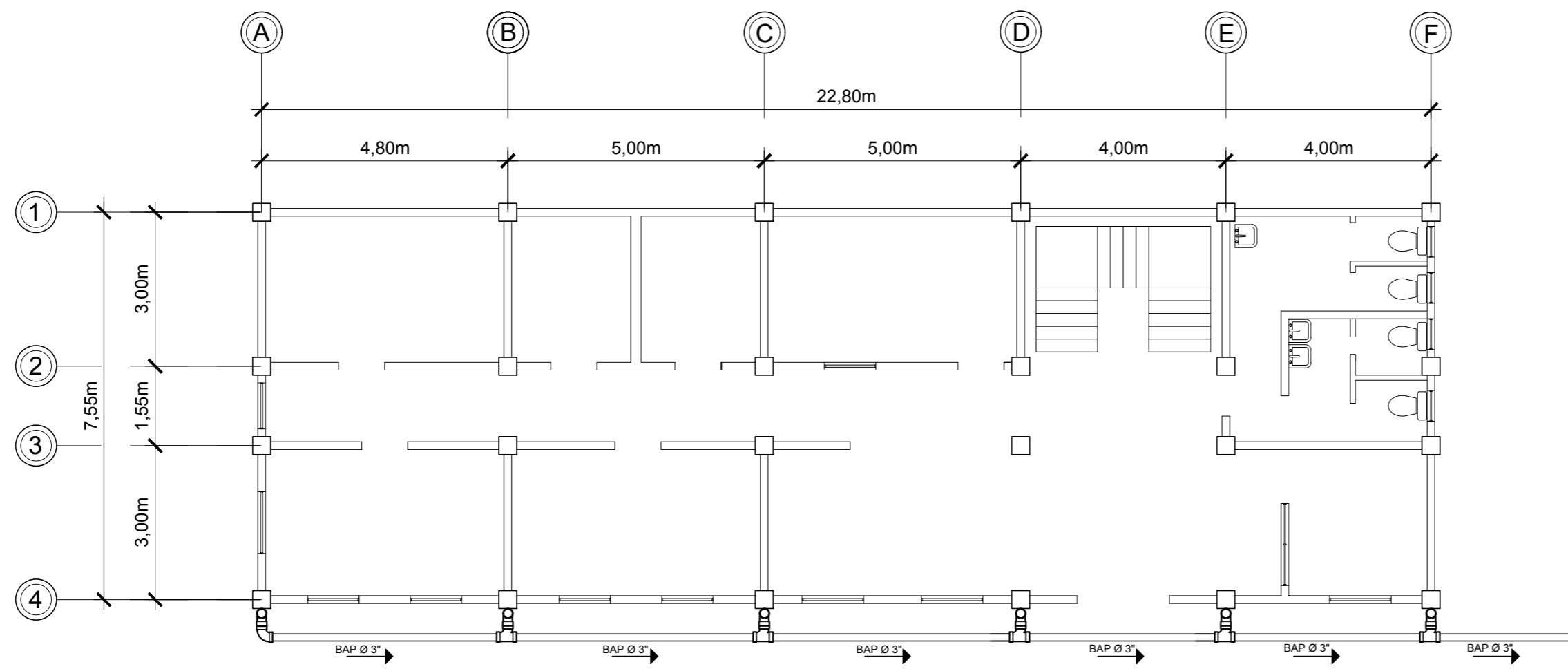
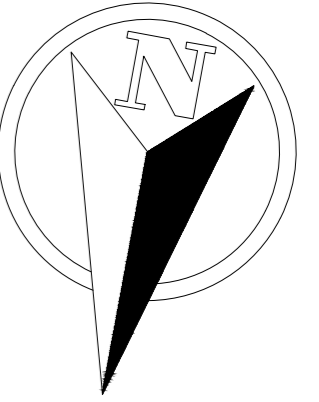


CORTE DE CAJA DE REGISTRO A-A'
ESCALA 1/10



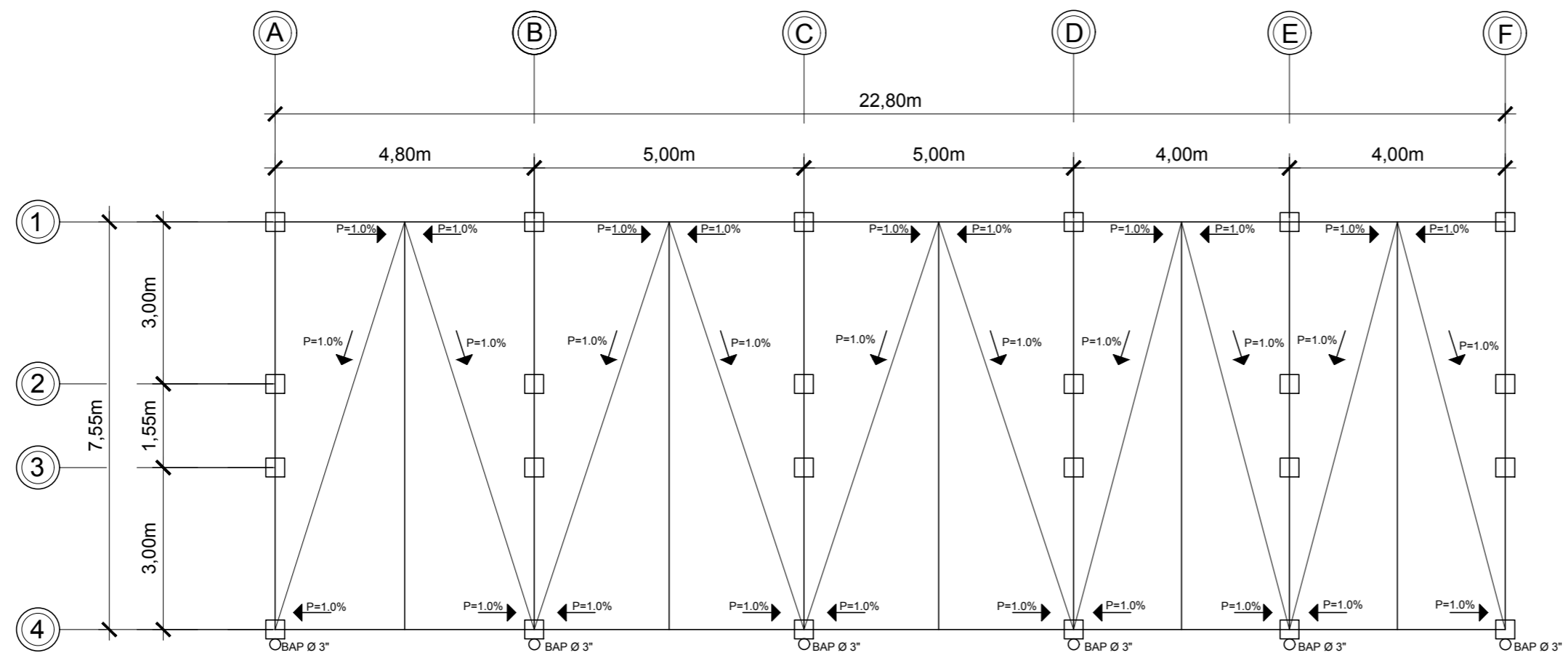
CORTE DE TRAMPA DE GRASA B-B'
ESCALA 1/10

<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ</p>	
<p>PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE CODODES EN EL CASERÍO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ</p>	
<p>CONTENIDO: PLANO DRENAJE SANITARIO</p>	<p>FECHA: 2020</p>
<p>DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ</p>	<p>ESCALA: 1/50</p>
<p>HOJA: 6</p>	
<p>(F) ASTRID DÍAZ (F) ING. JUAN MERCK</p>	



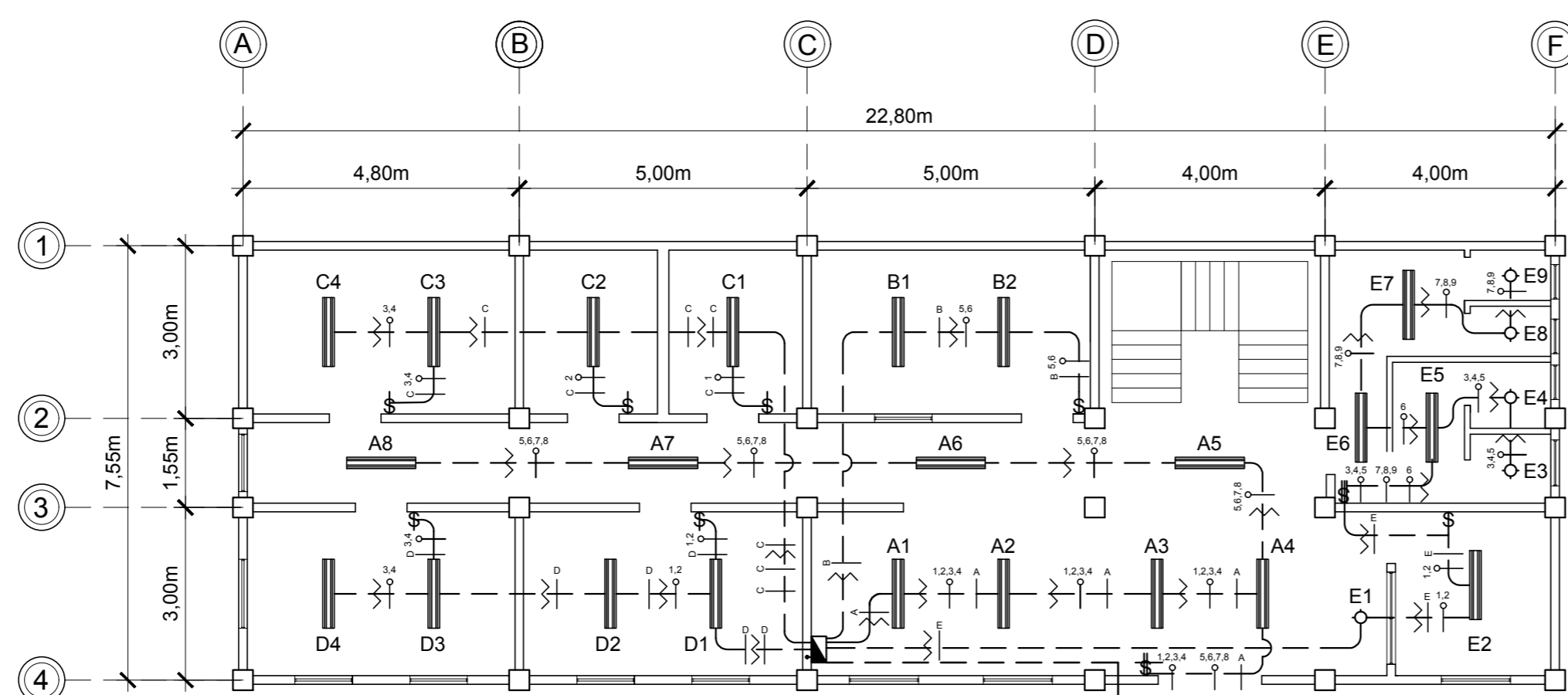
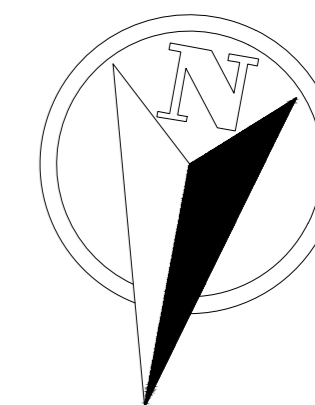
PLANTA DRENAJES-PLANTA BAJA
 ESCALA: 1/50

SIMBOLOGIA	
	TUBERIA PVC Ø INDICADO
	CODO A 90 Ø INDICADO
	TEE Ø INDICADO
	CODO VERTICAL A 90 Ø INDICADO
	PENDIENTE DE LOSA
	BAJADA DE AGUA PLUVIAL

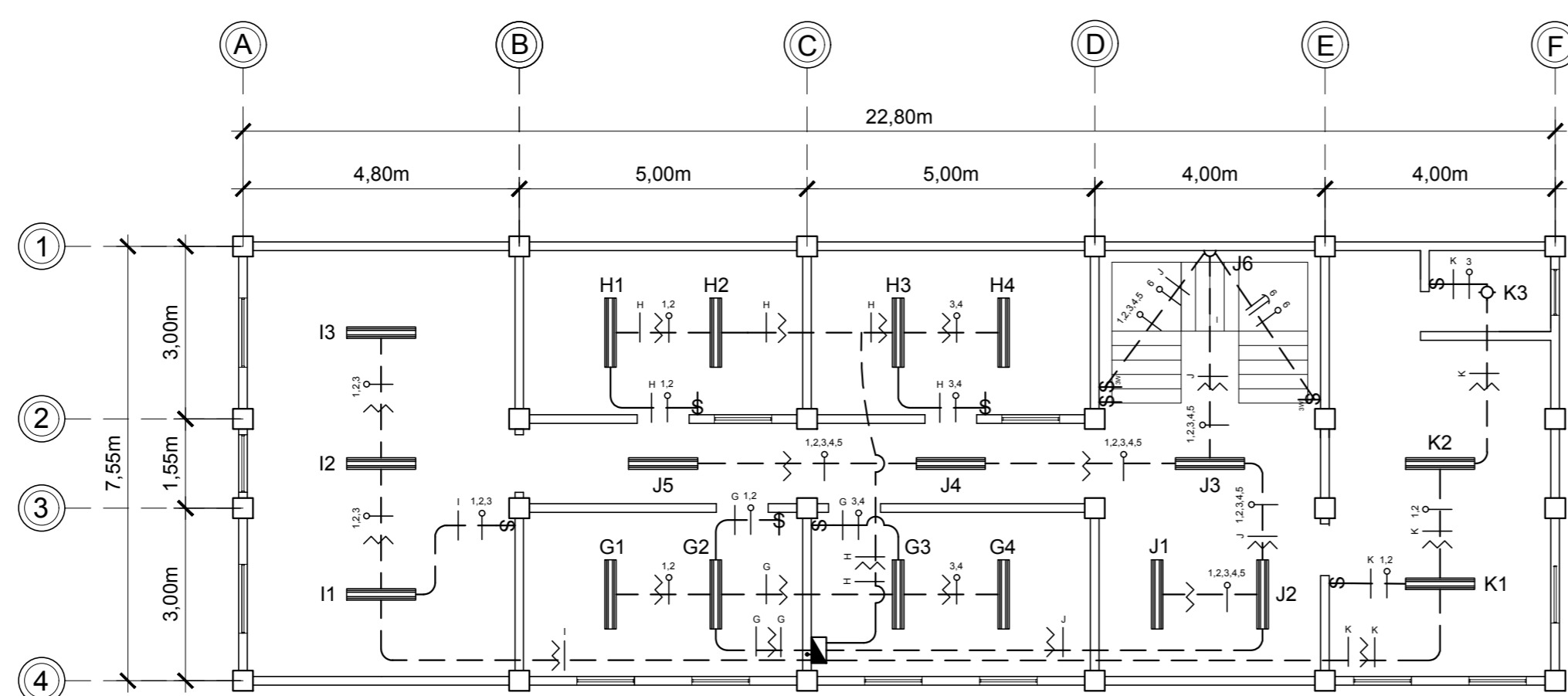


PLANTA DRENAJES-PLANTA ALTA
 ESCALA: 1/50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE CODOS EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
CONTENIDO: PLANO DE AGUA PLUVIAL	FECHA: 2020
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA: 1/50
HOJA: 7	
(F) ASTRID DÍAZ (F) ING. JUAN MERCK	



PLANTA BAJA

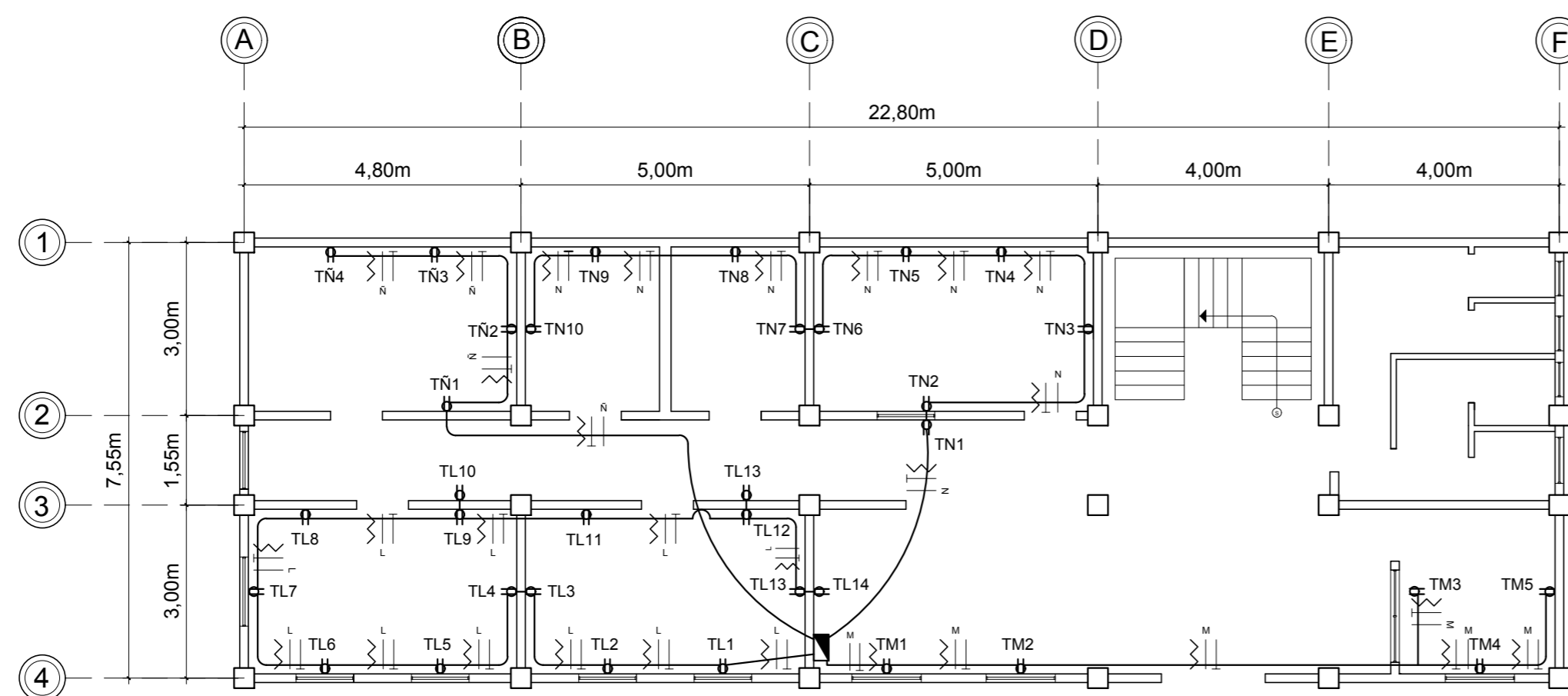
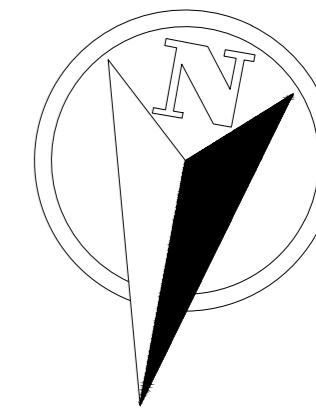


PLANTA ALTA

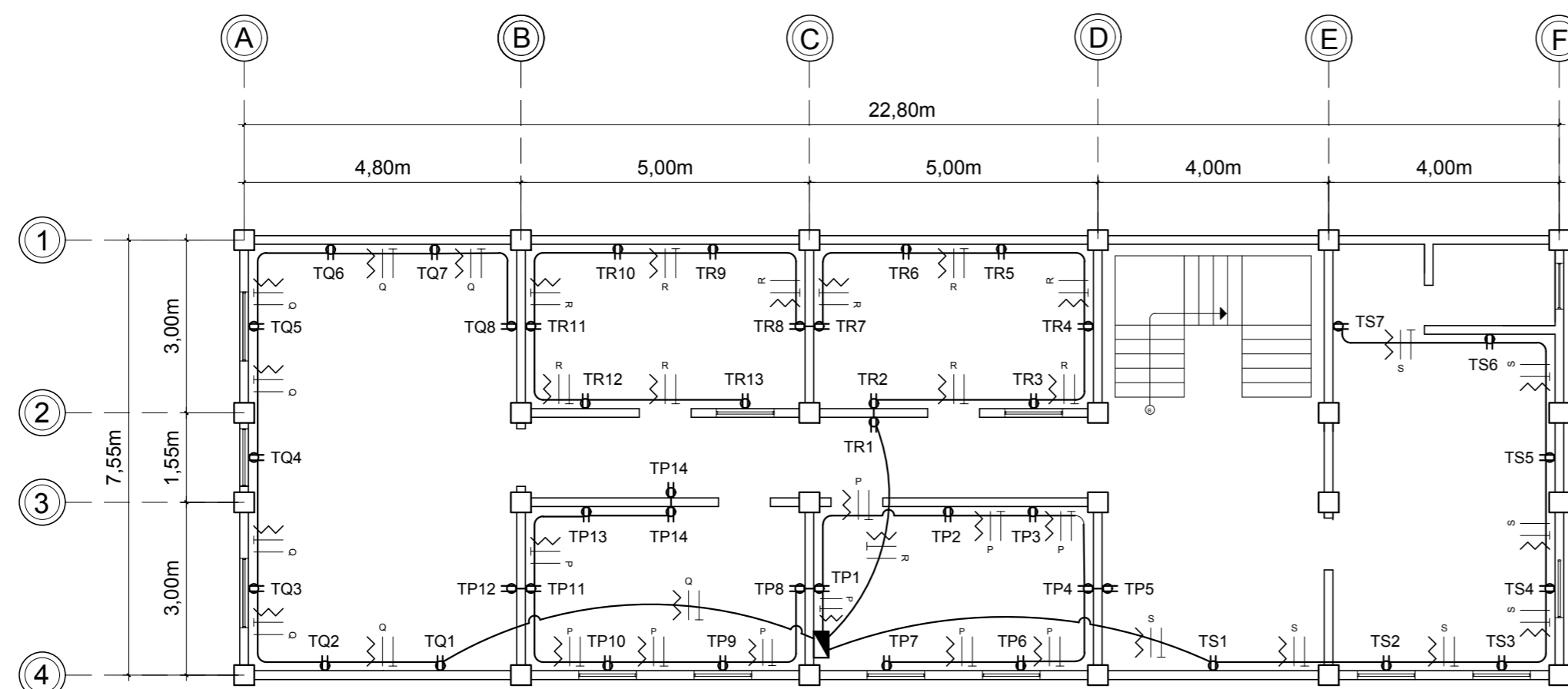
SIMBOLOGIA	
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	CONDUCTOR ACTIVO
	CONDUCTOR RETORNO
	CONDUCTOR NEUTRO
	PUENTE TREE WAY (3W)
	TUBERIA POLIDUCTO 3/4"
	APAGADOR SIMPLE
	APAGADOR DOBLE
	APAGADOR TRIPLE
	APAGADOR THREE WEY
	ILUMINACION EN TECHO TIPO PLAFONERA
	ILUMINACIÓN EN PARED TIPO PLAFONERA
	LAMPARAS LED DE 2X40W

PLANTA ILUMINACIÓN

<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ</p>	
<p>PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE CODICES EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ</p>	
CONTENIDO: PLANTA DE ILUMINACIÓN	FECHA: 2020
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA: 1/50
HOJA: 8	
17	



PLANTA BAJA

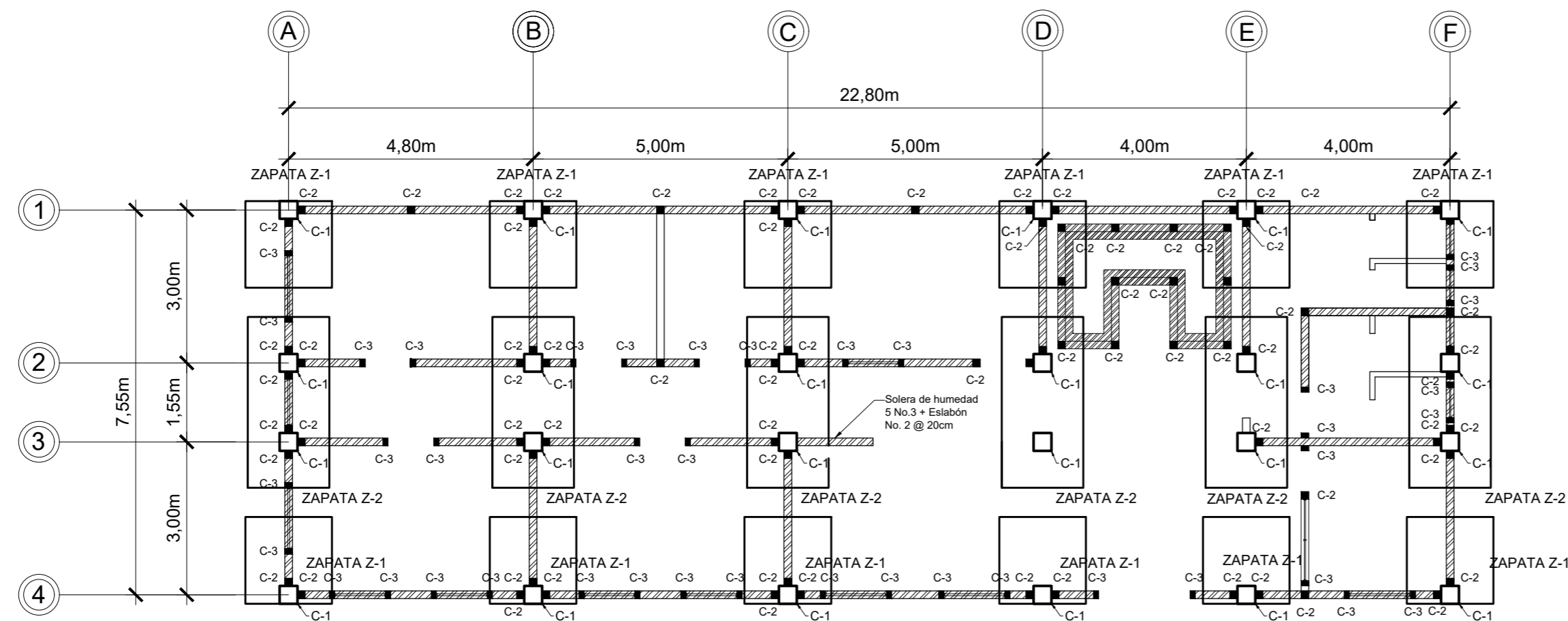
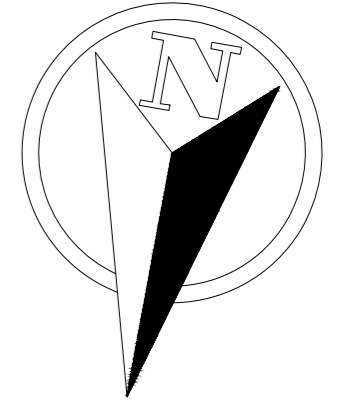


PLANTA ALTA

PLANO FUERZA

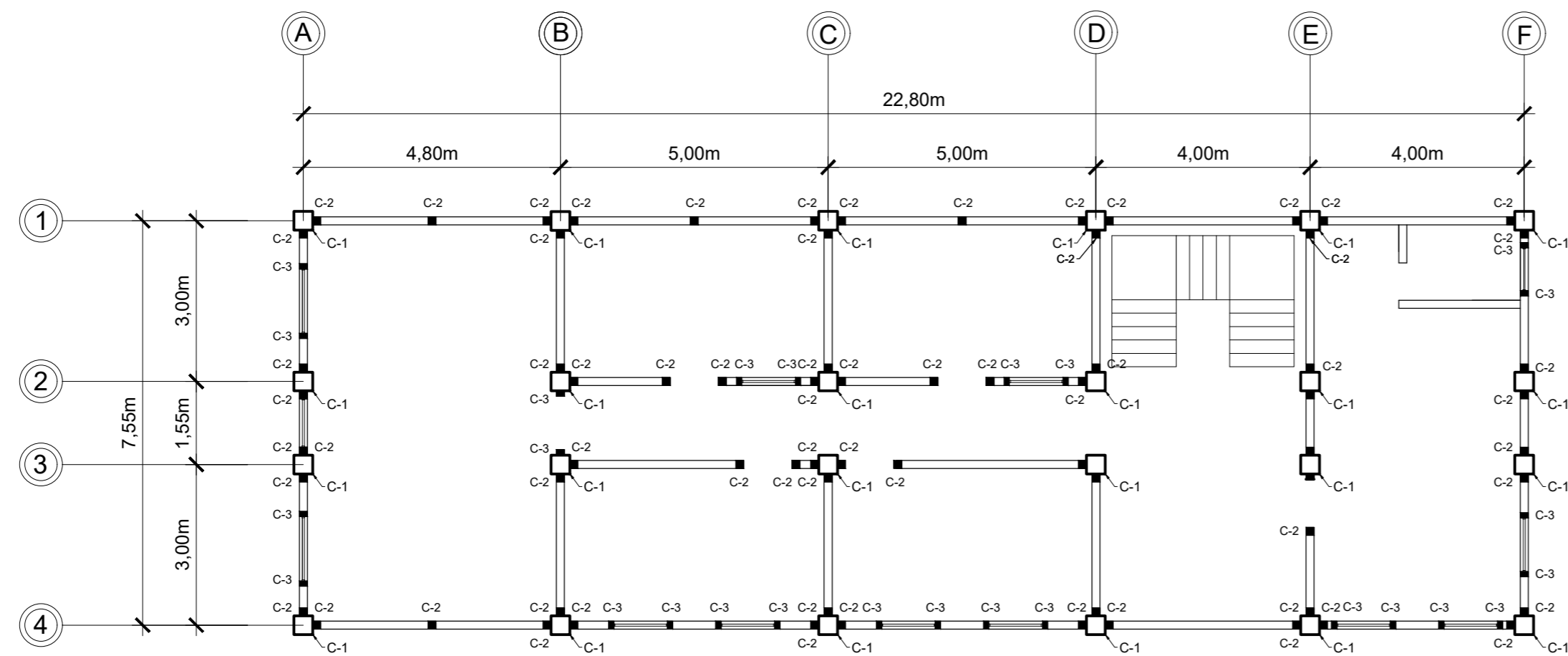
SIMBOLOGIA	
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	CONDUCTOR ACTIVO E INDICACION DE CIRCUITO
	CONDUCTOR TIERRA FISICA
	CONDUCTOR NEUTRO
	TUBERIA EN PISO
	TOMACORRIENTES 120v. @ 0.30 SNPT. CON CAJA HORIZ.
	TOMACORRIENTES 120v. @ 1.10 SNPT. CON CAJA HORIZ.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE COODES EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
CONTENIDO: PLANTA DE FUERZA	FECHA: 2020
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA: 1/50
HQJA:	
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> (F) ASTRID DIAZ (F) ING JUAN MERCK </div> <div style="text-align: right; font-size: 2em; font-weight: bold;">9</div> <div style="text-align: right; font-size: 2em; font-weight: bold;">17</div>	



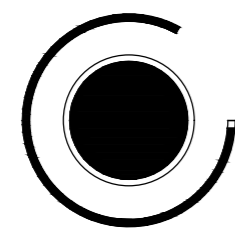
PLANTA BAJA

SIMBOLOGIA	
C-	TIPO DE COLUMNA
C-A	C-1 COLUMNA PRINCIPAL 35CMX35CM
C-B	C-2 COLUMNA SECUNDARIA 15CMX15CM
C-C	C-3 MOCHETA 10CMX15CM
	SOLERA DE HUMEDAD



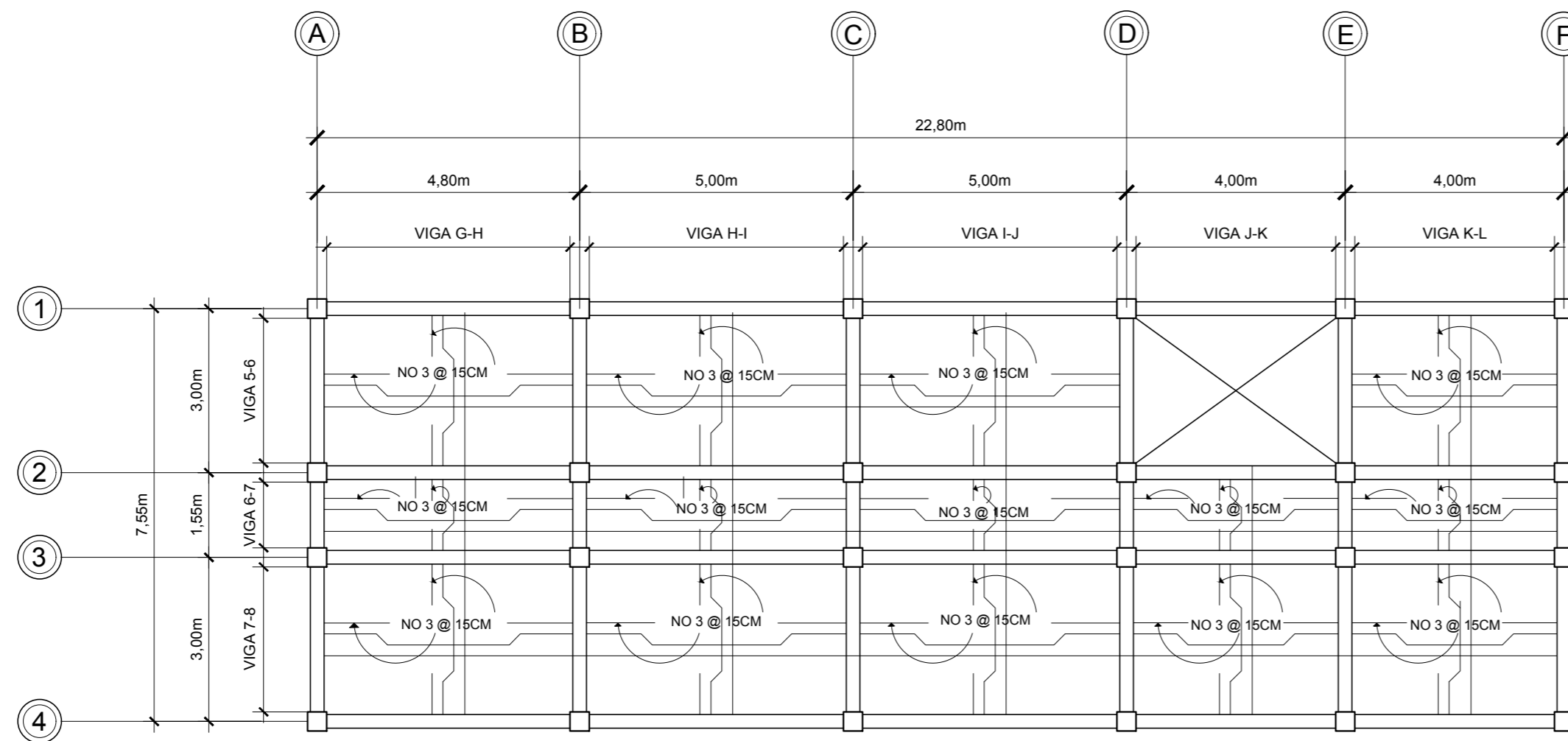
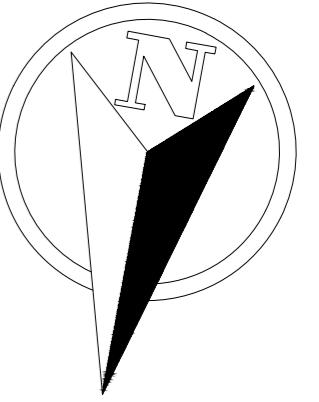
PLANTA ALTA

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
-EL CONCRETO A UTILIZAR EN COLUMNA C1 Y ZAPATAS DEBERÁ TENER UN F'c DE 281 Kg/cm ² (4000PSI).	
-EL ACERO DEBERA TENER UN Fy DE 4200 kg/cm ²	
-EL PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO DEBERA SER DE 2400 Kg/cm ³	
-EL TAMAÑO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO DEBERÁ SER DE 3/4"	

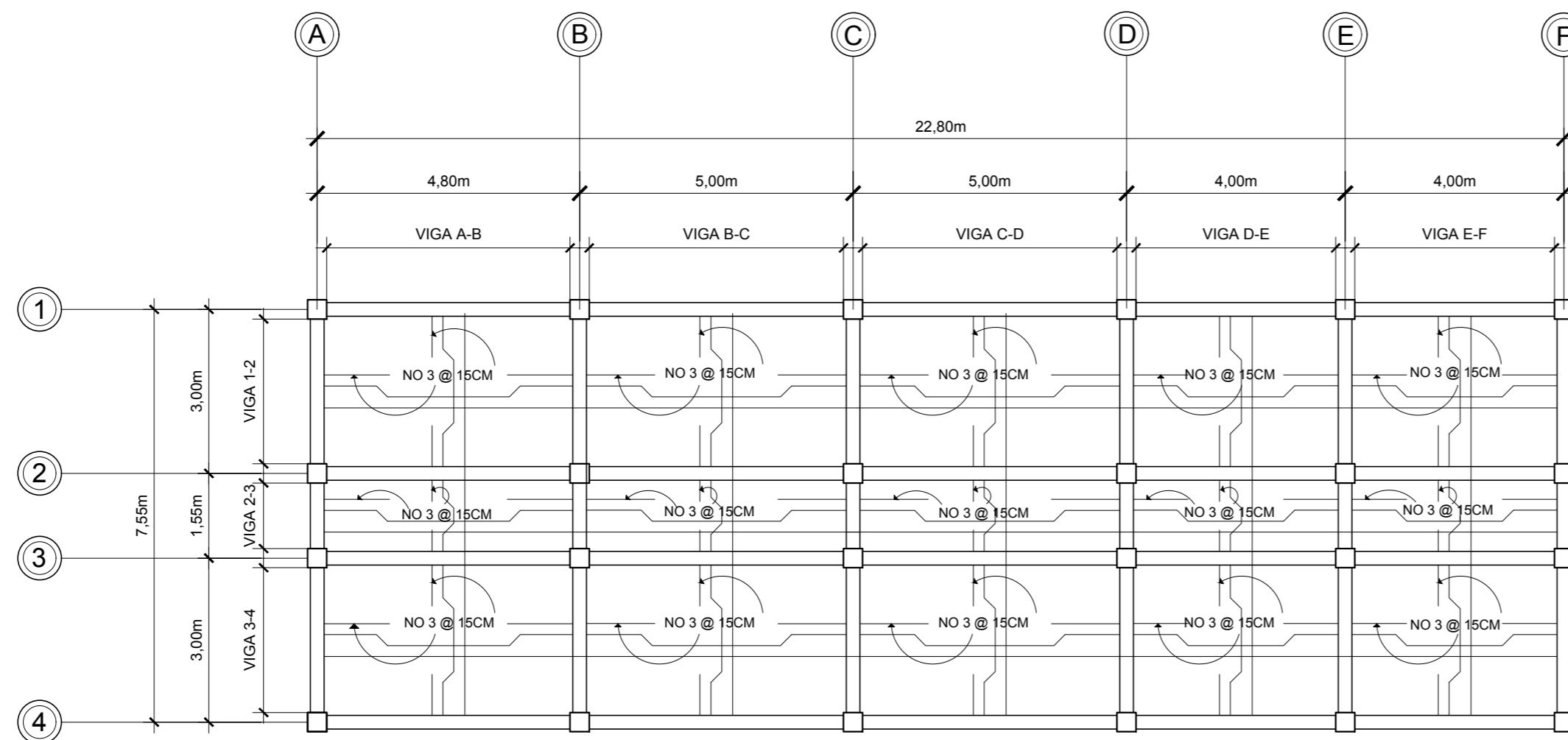


PLANTA CIMENTACIÓN

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO <small>Logo: chachay.png</small> MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE CODICES EN EL CABERIG LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
CONTENIDO: PLANO DE CIMENTACIÓN	FECHA: 2020
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA: INDICADA
HOJA:	
10 / 17	
<small>(P) ASTRID DIAZ</small>	<small>(P) ING JUAN MERCK</small>



PLANTA BAJA

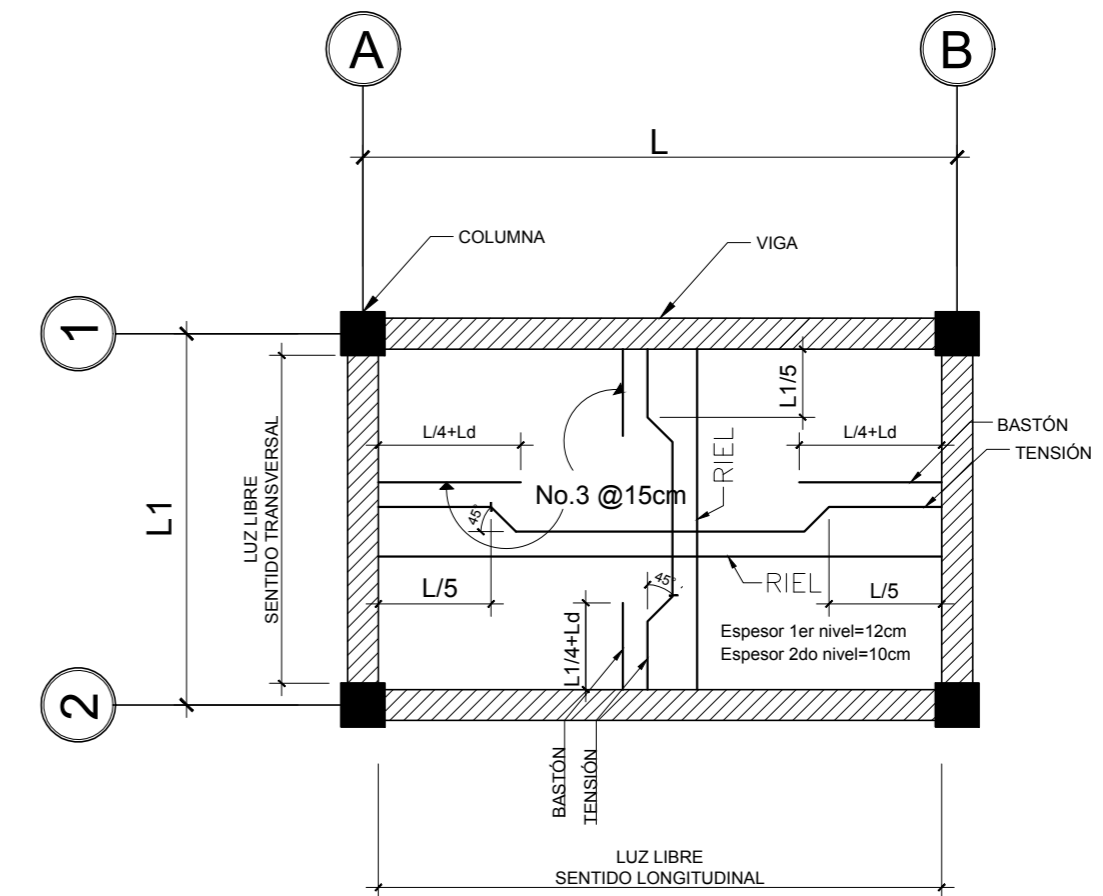


PLANTA ALTA

PLANTA ARMADO DE LOSA

ESPECIFICACIONES TECNICAS

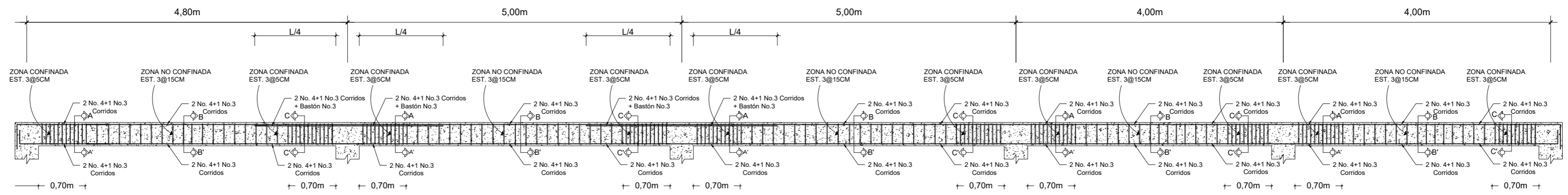
- EL CONCRETO A UTILIZAR EN LOSAS DEBERÁ TENER UN F'c DE 281 Kg/cm² (4000PSI).
- EL ACERO DEBERA TENER UN Fy DE 2810 kg/cm²
- EL PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO DEBERA SER DE 2400 Kg/cm³
- EL TAMAÑO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO DEBERÁ SER DE 3/4"
- PARA LA LONGITUD DE EMPALMES SE UTILIZARAN LAS SIGUIENTES CONDICIONES:
 - ** PARA UNA VARILLA No.3=47cm
 - ** PARA UNA VARILLA No.4=63cm
 - ** PARA UNA VARILLA No.5=79cm



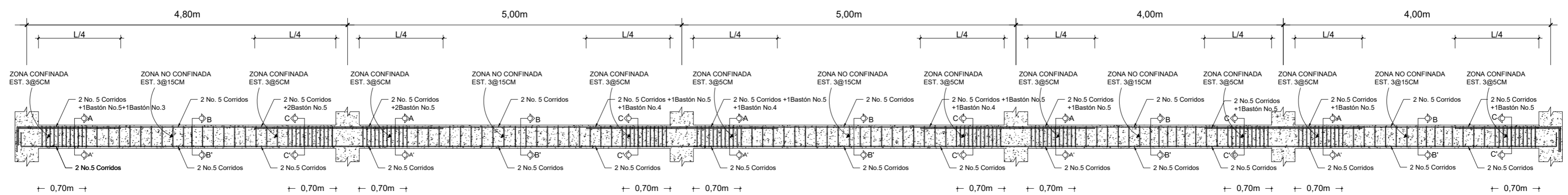
ARMADO TIPICO DE LOSA

ESCALA: 1/30

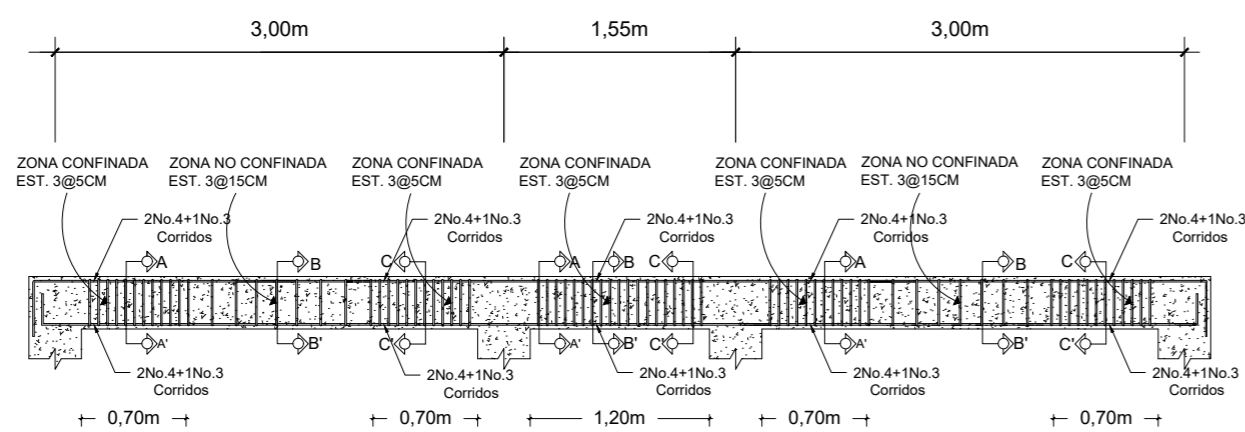
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE CODICES EN EL CASERÍO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
CONTENIDO: PLANO DE VIGAS-LOSAS	FECHA: 2020
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA: 1/50
HOJA: 11	
(F) ASTRID DÍAZ (F) ING. JUAN MERCK	
17	



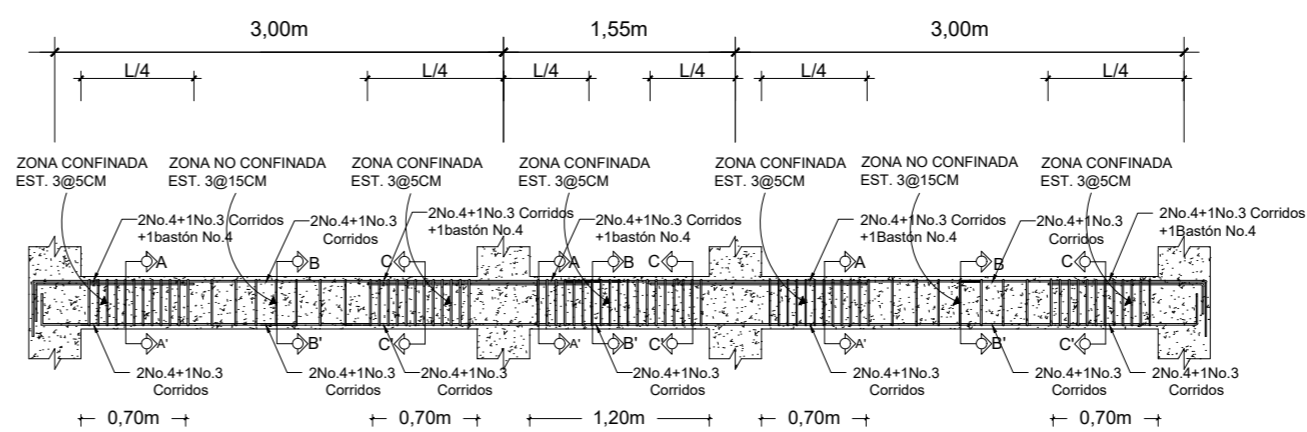
DETALLE DE VIGAS SEGUNDO NIVEL-EJE X



DETALLE DE VIGAS PRIMER NIVEL-EJE X

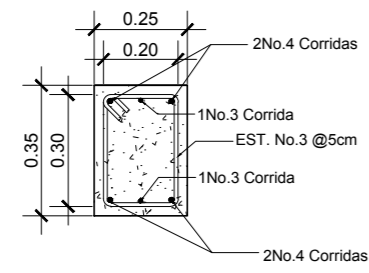


DETALLE DE VIGAS SEGUNDO NIVEL EJE Y

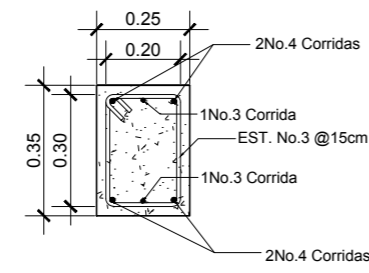


DETALLE DE VIGAS PRIMER NIVEL EJE Y

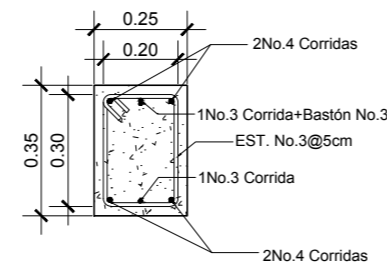
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO <small>Logo: chacaya.png</small> MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE CODICES EN EL CABERIG LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
CONTENIDO: DETALLE DE VIGAS	FECHA: 2020
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA: 1/10
HOJA: 12 / 17	
<small>(P) ASTRID DIAZ</small>	<small>(P) ING JUAN MERCK</small>



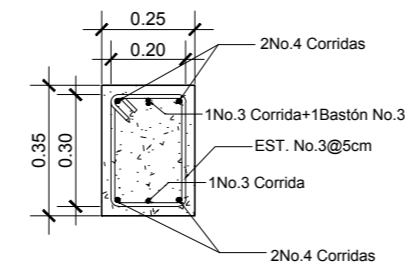
CORTE A-A' ,VIGA A-B
ESCALA:1/10



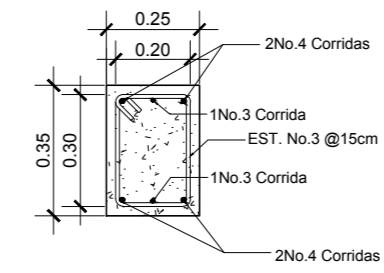
CORTE B-B' ,VIGA A-B
ESCALA:1/10



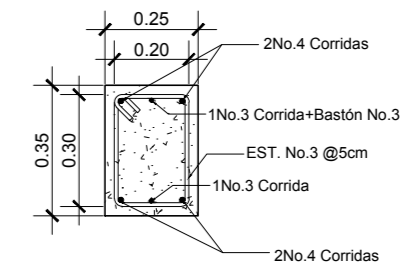
CORTE C-C' ,VIGA A-B
ESCALA:1/10



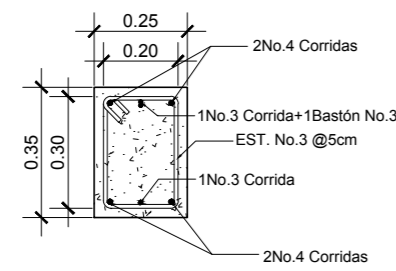
CORTE A-A' ,VIGA B-C
ESCALA:1/10



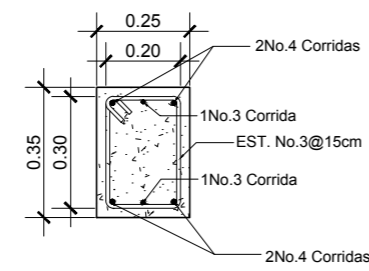
CORTE B-B' ,VIGA B-C
ESCALA:1/10



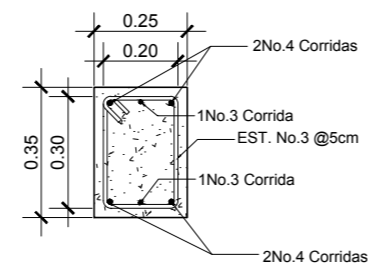
CORTE C-C' ,VIGA B-C
ESCALA:1/10



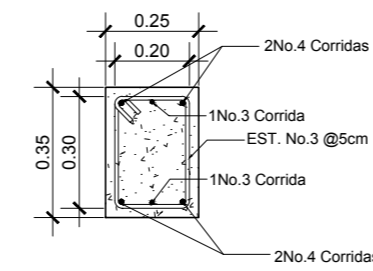
CORTE A-A' ,VIGA C-D
ESCALA:1/10



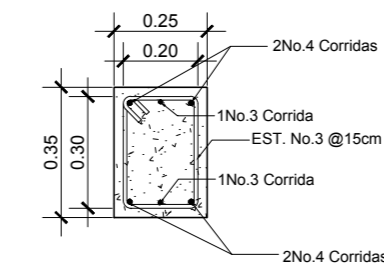
CORTE B-B' ,VIGA C-D
ESCALA:1/10



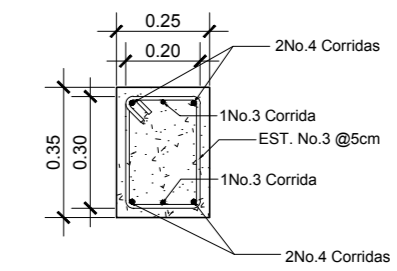
CORTE C-C' ,VIGA C-D
ESCALA:1/10



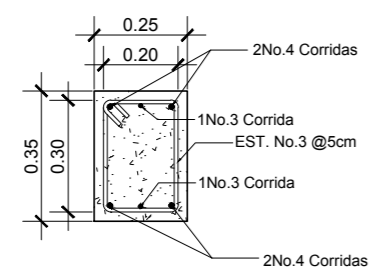
CORTE A-A' ,VIGA D-E
ESCALA:1/10



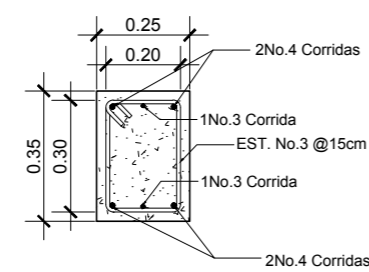
CORTE B-B' ,VIGA D-E
ESCALA:1/10



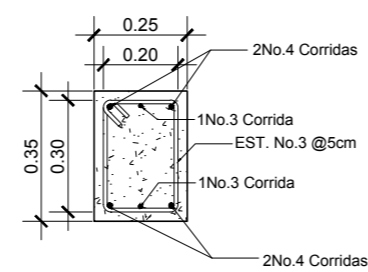
CORTE C-C' ,VIGA D-E
ESCALA:1/10



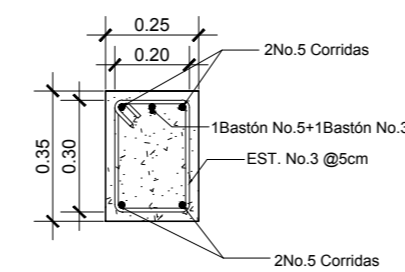
CORTE A-A' ,VIGA E-F
ESCALA:1/10



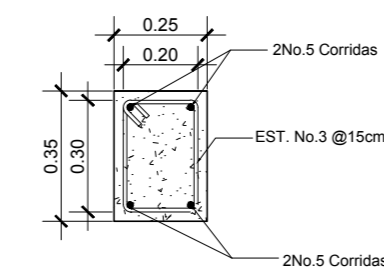
CORTE B-B' ,VIGA E-F
ESCALA:1/10



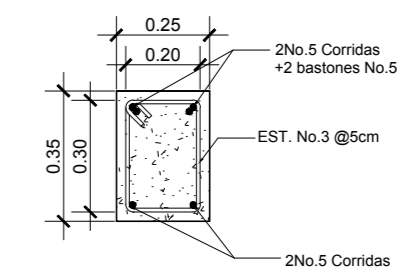
CORTE C-C' ,VIGA E-F
ESCALA:1/10



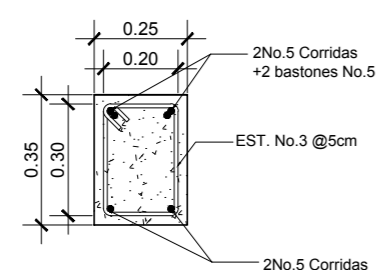
CORTE A-A' ,VIGA G-H
ESCALA:1/10



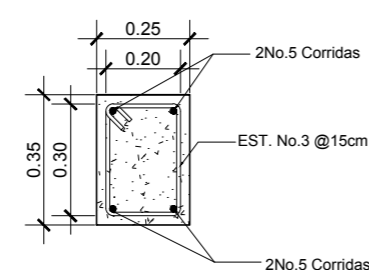
CORTE B-B' ,VIGA G-H
ESCALA:1/10



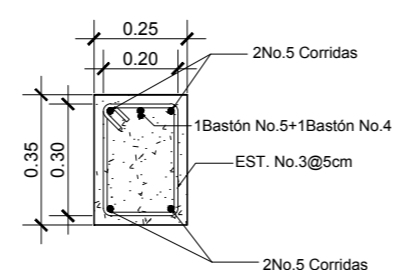
CORTE C-C' ,VIGA G-H
ESCALA:1/10



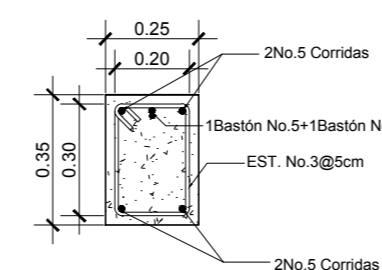
CORTE A-A' ,VIGA H-I
ESCALA:1/10



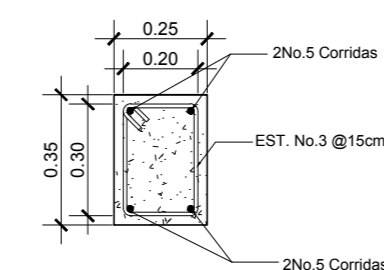
CORTE B-B' ,VIGA H-I
ESCALA:1/10



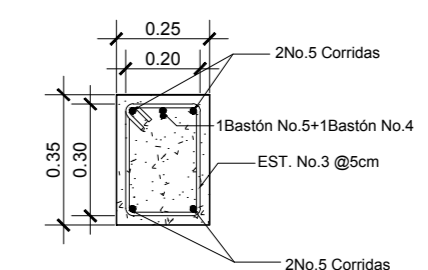
CORTE C-C' ,VIGA H-I
ESCALA:1/10



CORTE A-A' ,VIGA I-J
ESCALA:1/10



CORTE B-B' ,VIGA I-J
ESCALA:1/10



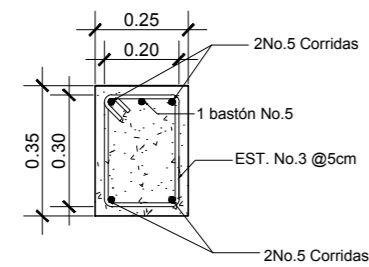
CORTE C-C' ,VIGA I-J
ESCALA:1/10

ESPECIFICACIONES TECNICAS

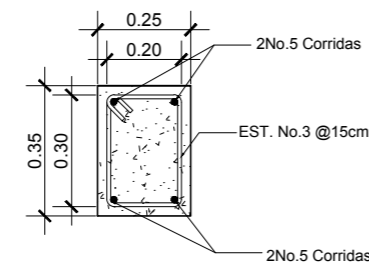
- EL CONCRETO A UTILIZAR EN LOSAS DEBERÁ TENER UN F'c DE 281 Kg/cm² (4000PSI).
- EL ACERO DEBERA TENER UN Fy DE 4200 kg/cm²
- EL PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO DEBERA SER DE 2400 Kg/cm³
- EL TAMAÑO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO DEBERÁ SER DE 3/4"
- PARA LOS EMPALMES MINIMOS EL ACI 318S-14 ESTABLECE LOS SIGUIENTE:
 - ** PARA UNA VARILLA No.3=47cm
 - ** PARA UNA VARILLA No.4=63cm
 - ** PARA UNA VARILLA No.5=79cm
- DE ACUERDO CON EL CODIGO ACI 318S-14 INCISO 25.3 LOS GANCHOS ESTÁNDAR DE 90° PARA EL DESARROLLO DE LAS BARRAS CORRUGADAS EN TRACCIÓN DEBE SER DE 6 db* CON UNA EXTENSIÓN RECTA DE 12db*
- PARA GANCHOS ESTÁNDAR DE 90° Y 135° PARA ESTRIBOS CERRADOS DE CONFINAMIENTO DEBERA SER 4DB CON UNA EXTENSIÓN RECTA MAYOR DE 6db*

*db= diametro de la varilla

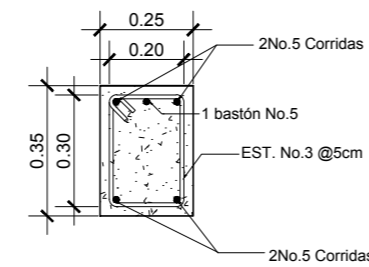
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE CODECES EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
PROYECTO:	FECHA:
CONTENIDO: DETALLE DE VIGAS	2020
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA: 1/10
	HOJA:
	13
(F) ASTRID DIAZ	(F) ING JUAN MERCK
	17



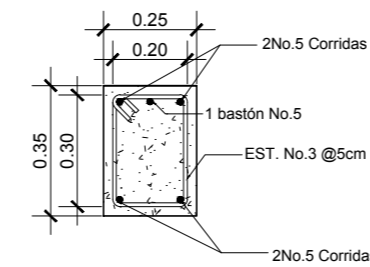
CORTE A-A', VIGA J-K
ESCALA: 1/10



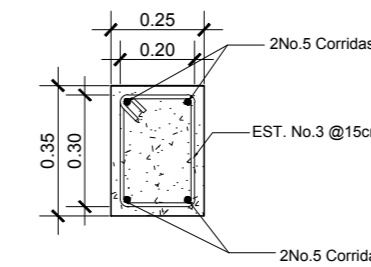
CORTE B-B', VIGA J-K
ESCALA: 1/10



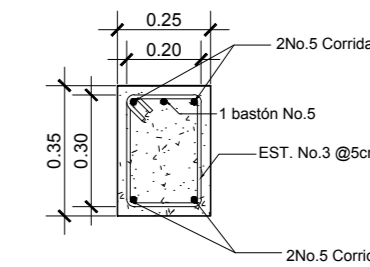
CORTE C-C', VIGA J-K
ESCALA: 1/10



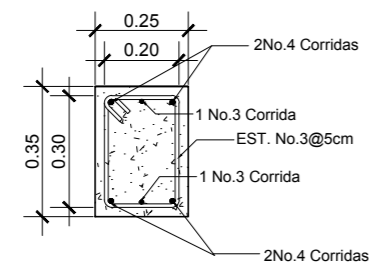
CORTE A-A', VIGA K-L
ESCALA: 1/10



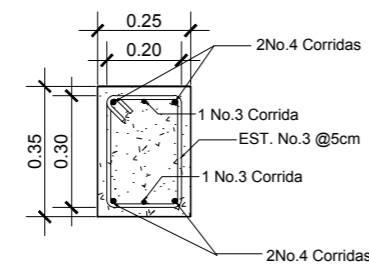
CORTE B-B', VIGA K-L
ESCALA: 1/10



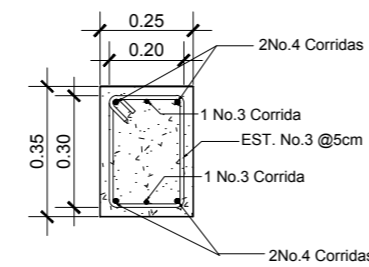
CORTE C-C', VIGA K-L
ESCALA: 1/10



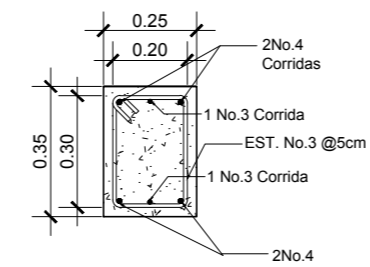
CORTE A-A', VIGA 1-2
ESCALA: 1/10



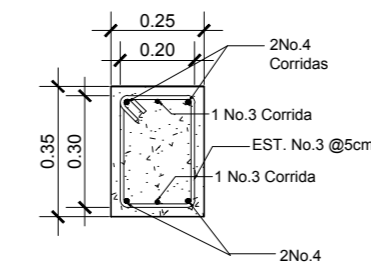
CORTE B-B', VIGA 1-2
ESCALA: 1/10



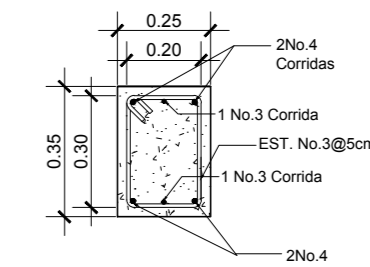
CORTE C-C', VIGA 1-2
ESCALA: 1/10



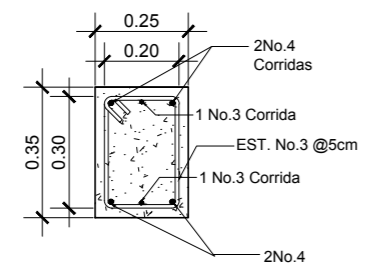
CORTE A-A', VIGA 2-3
ESCALA: 1/10



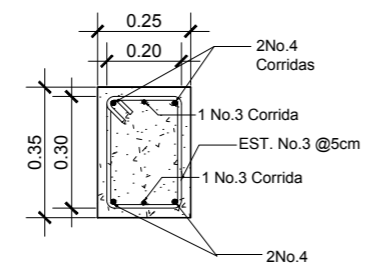
CORTE B-B', VIGA 2-3
ESCALA: 1/10



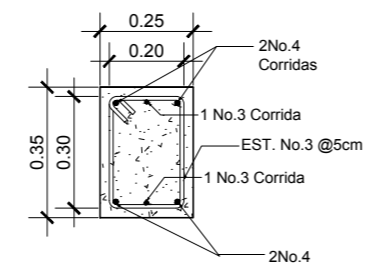
CORTE C-C', VIGA 2-3
ESCALA: 1/10



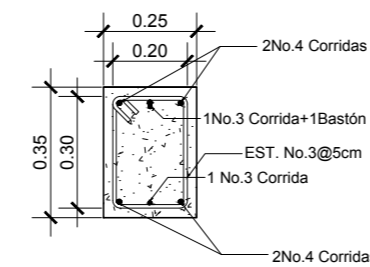
CORTE A-A', VIGA 3-4
ESCALA: 1/10



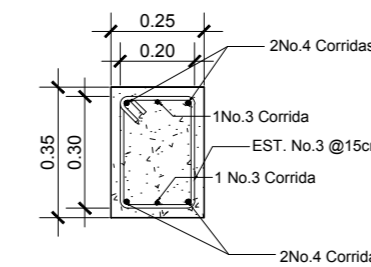
CORTE B-B', VIGA 3-4
ESCALA: 1/10



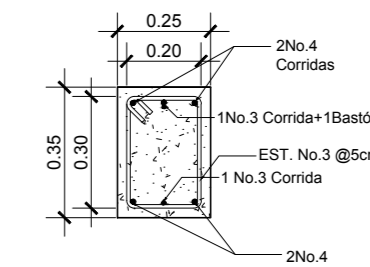
CORTE C-C', VIGA 3-4
ESCALA: 1/10



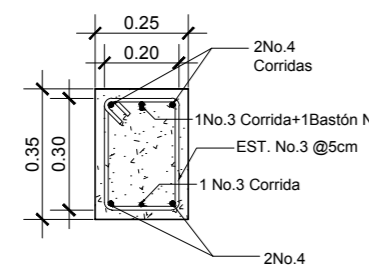
CORTE A-A', VIGA 5-6
ESCALA: 1/10



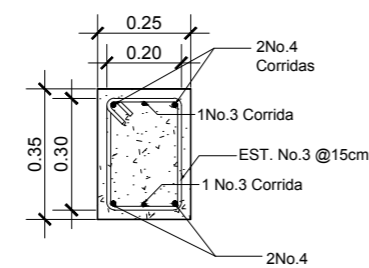
CORTE B-B', VIGA 5-6
ESCALA: 1/10



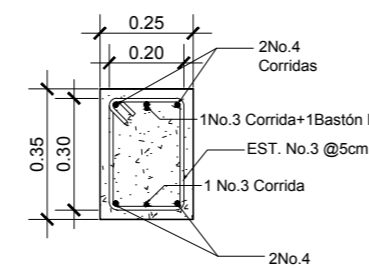
CORTE C-C', VIGA 5-6
ESCALA: 1/10



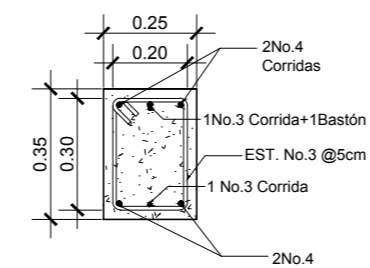
CORTE A-A', VIGA 6-7
ESCALA: 1/10



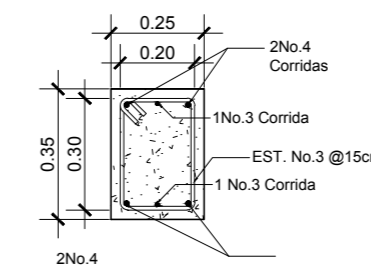
CORTE B-B', VIGA 6-7
ESCALA: 1/10



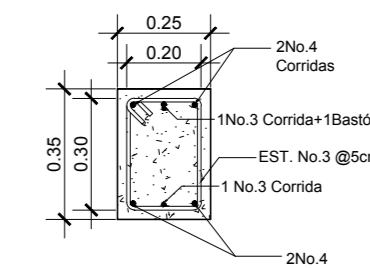
CORTE C-C', VIGA 6-7
ESCALA: 1/10



CORTE A-A', VIGA 7-8
ESCALA: 1/10



CORTE B-B', VIGA 7-8
ESCALA: 1/10



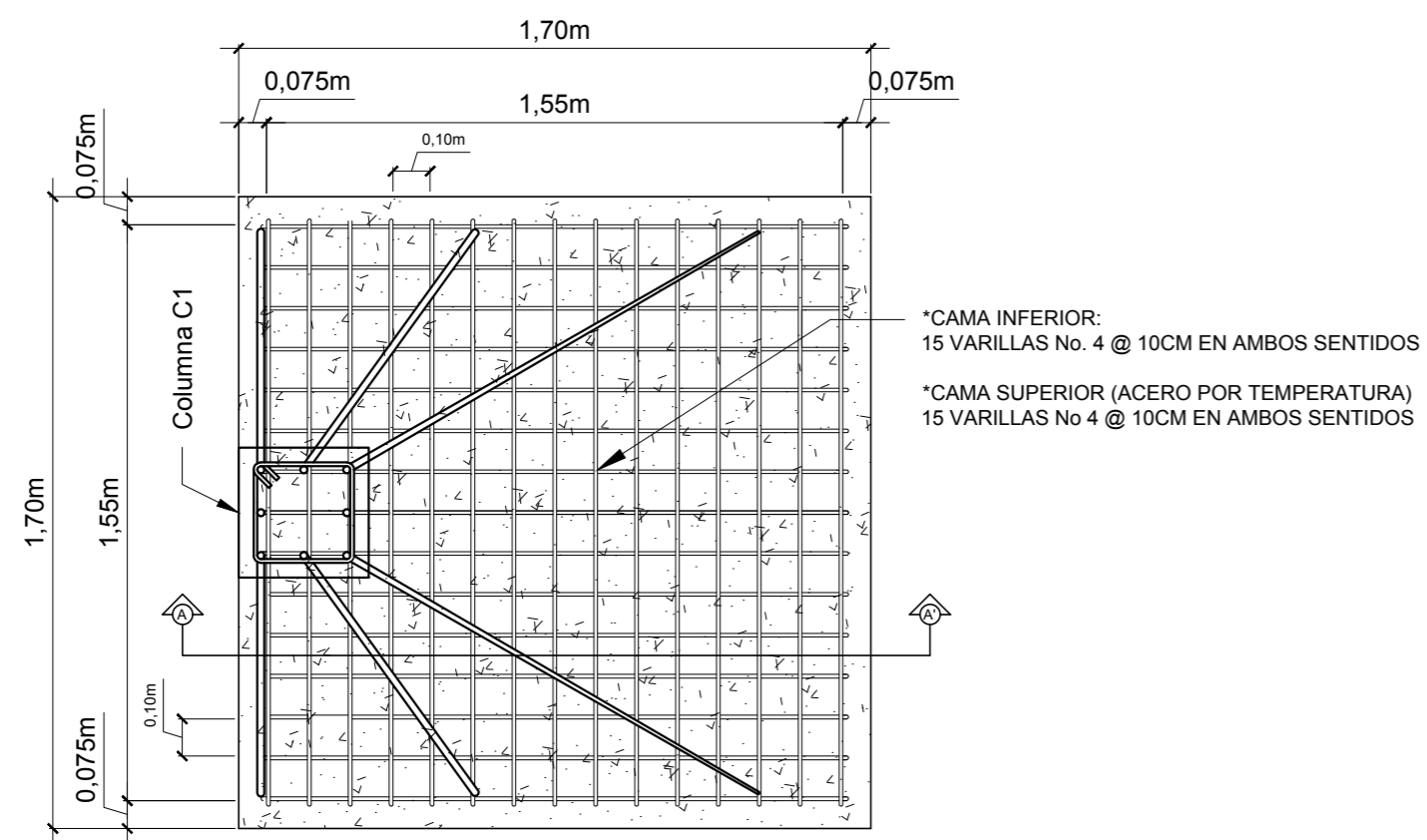
CORTE C-C', VIGA 7-8
ESCALA: 1/10

ESPECIFICACIONES TECNICAS

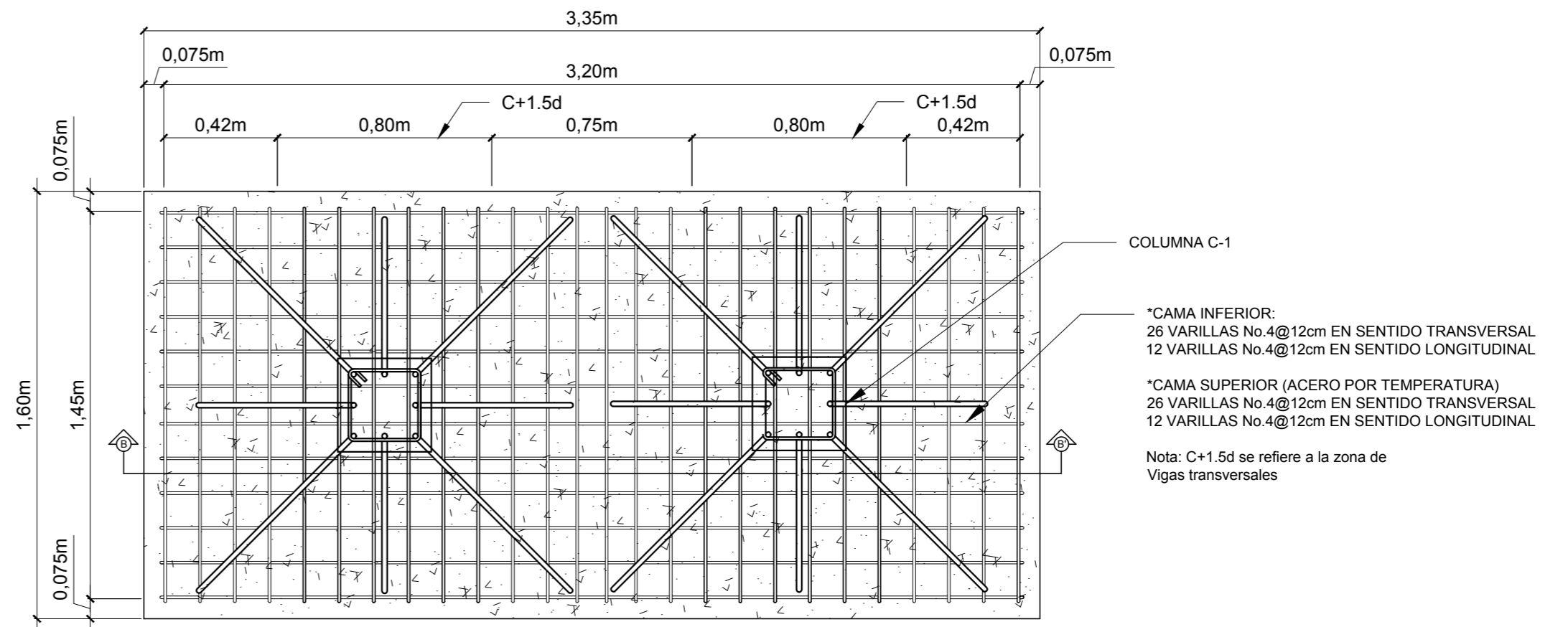
- EL CONCRETO A UTILIZAR EN LOSAS DEBERÁ TENER UN F_c DE 281 Kg/cm² (4000PSI).
- EL ACERO DEBERA TENER UN F_y DE 4200 kg/cm²
- EL PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO DEBERA SER DE 2400 Kg/cm³
- EL TAMAÑO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO DEBERÁ SER DE 3/4"
- PARA LOS EMPALMES MINIMOS EL ACI 318S-14 ESTABLECE LOS SIGUIENTE:
 - ** PARA UNA VARILLA No.3=47cm
 - ** PARA UNA VARILLA No.4=63cm
 - ** PARA UNA VARILLA No.5=79cm
- DE ACUERDO CON EL CODIGO ACI 318S-14 INCISO 25.3 LOS GANCHOS ESTÁNDAR DE 90° PARA EL DESARROLLO DE LAS BARRAS CORRUGADAS EN TRACCIÓN DEBE SER DE 6 db* CON UNA EXTENSIÓN RECTA DE 12db*
- PARA GANCHOS ESTÁNDAR DE 90° Y 135° PARA ESTRIBOS CERRADOS DE CONFINAMIENTO DEBERA SER 4DB CON UNA EXTENSIÓN RECTA MAYOR DE 6db*

*db= diametro de la varilla

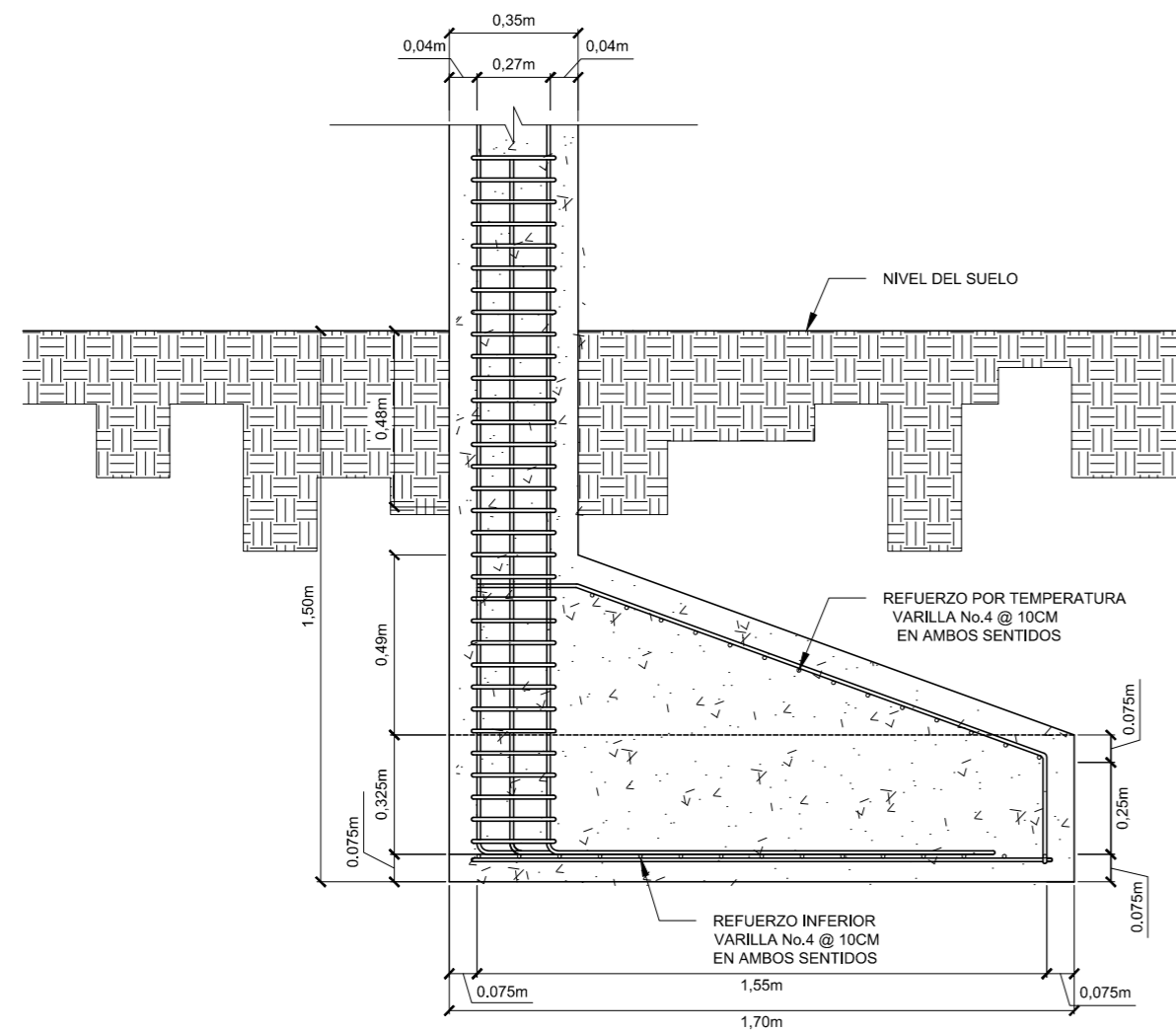
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDIA AUXILIAR Y OFICINAS DE CODICES EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
PROYECTO:	FECHA:
CONTENIDO: DETALLE DE VIGAS	2020
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA: 1/10
	HOJA:
	14
(F) ASTRID DIAZ	(F) ING JUAN MERCK
	17



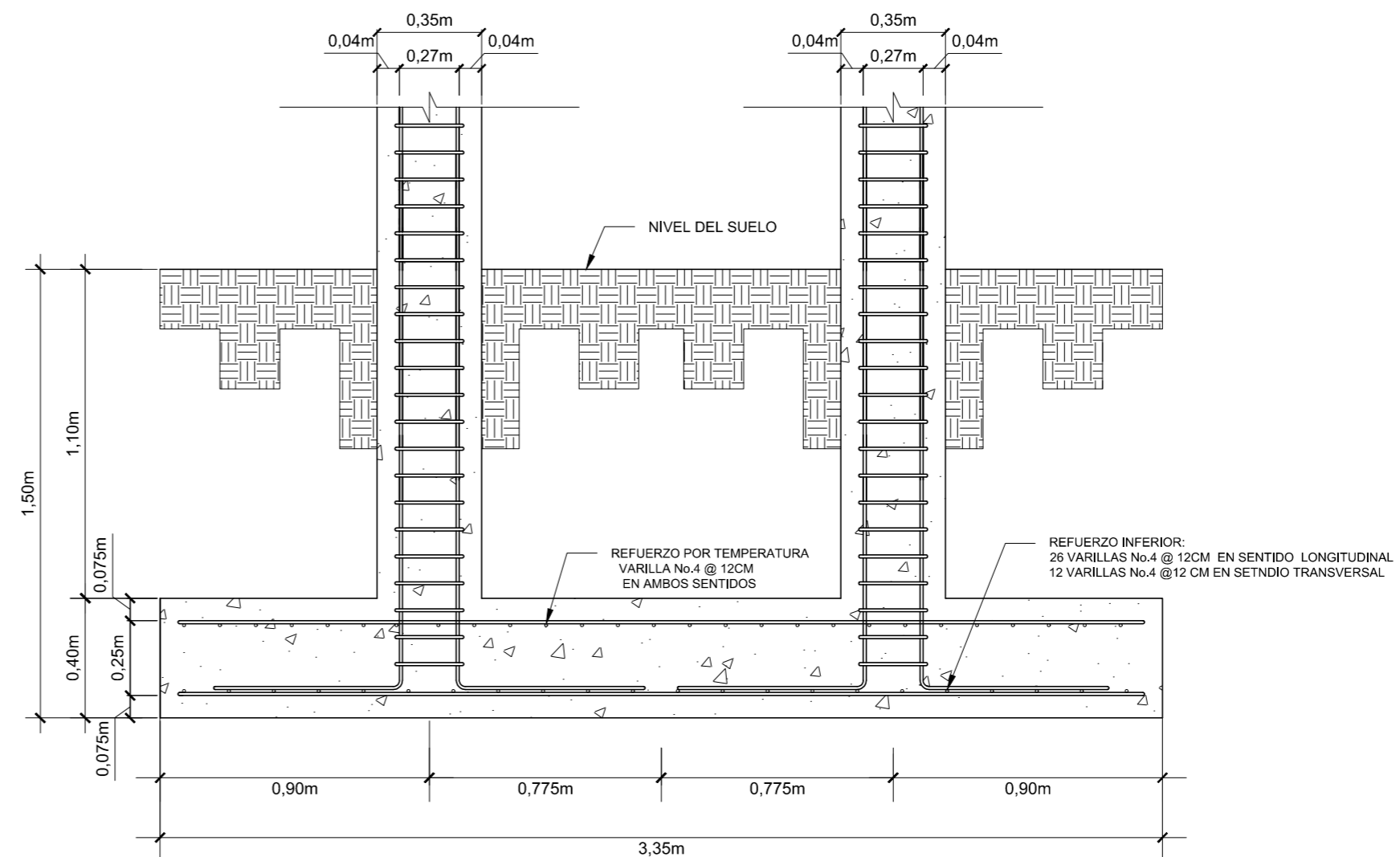
ZAPATA EXCENTRICA Z-1
ESCALA: 1/10



ZAPATA COMBINADA Z-2
ESCALA: 1/10



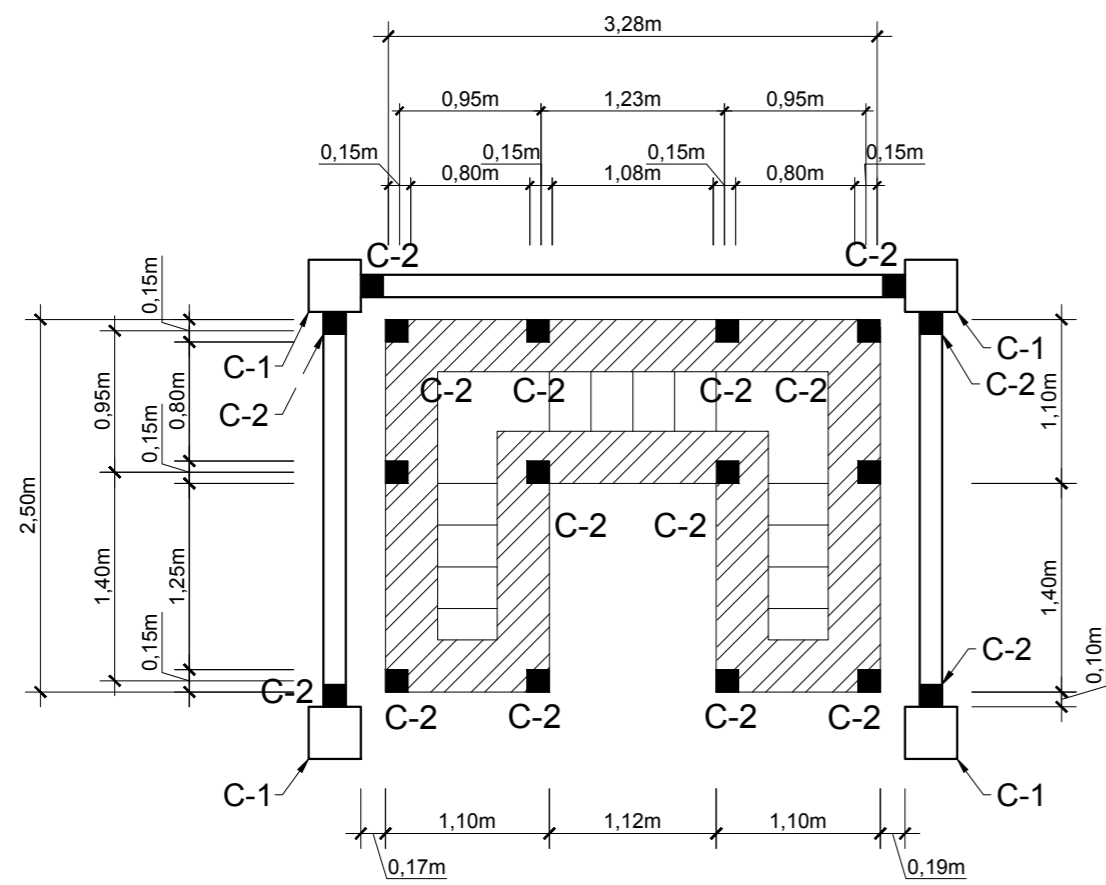
SECCIÓN A-A' Z-1
ESCALA: 1/10



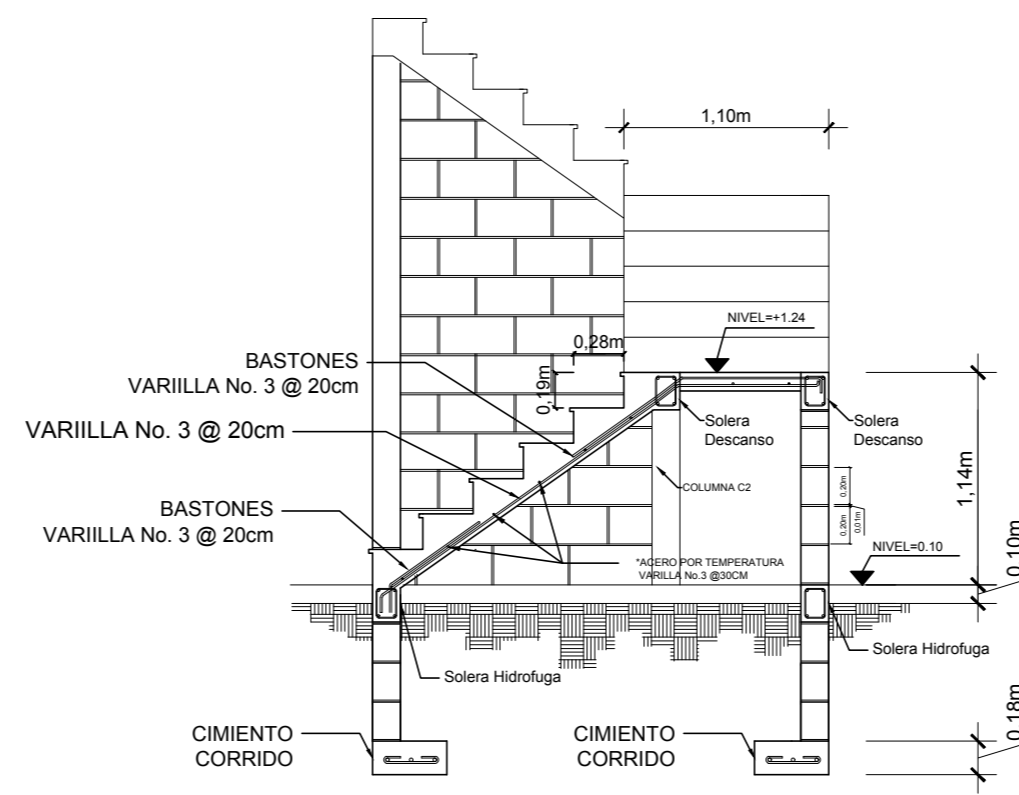
SECCIÓN B-B' Z-2
ESCALA: 1/10

DETALLE DE ZAPATAS

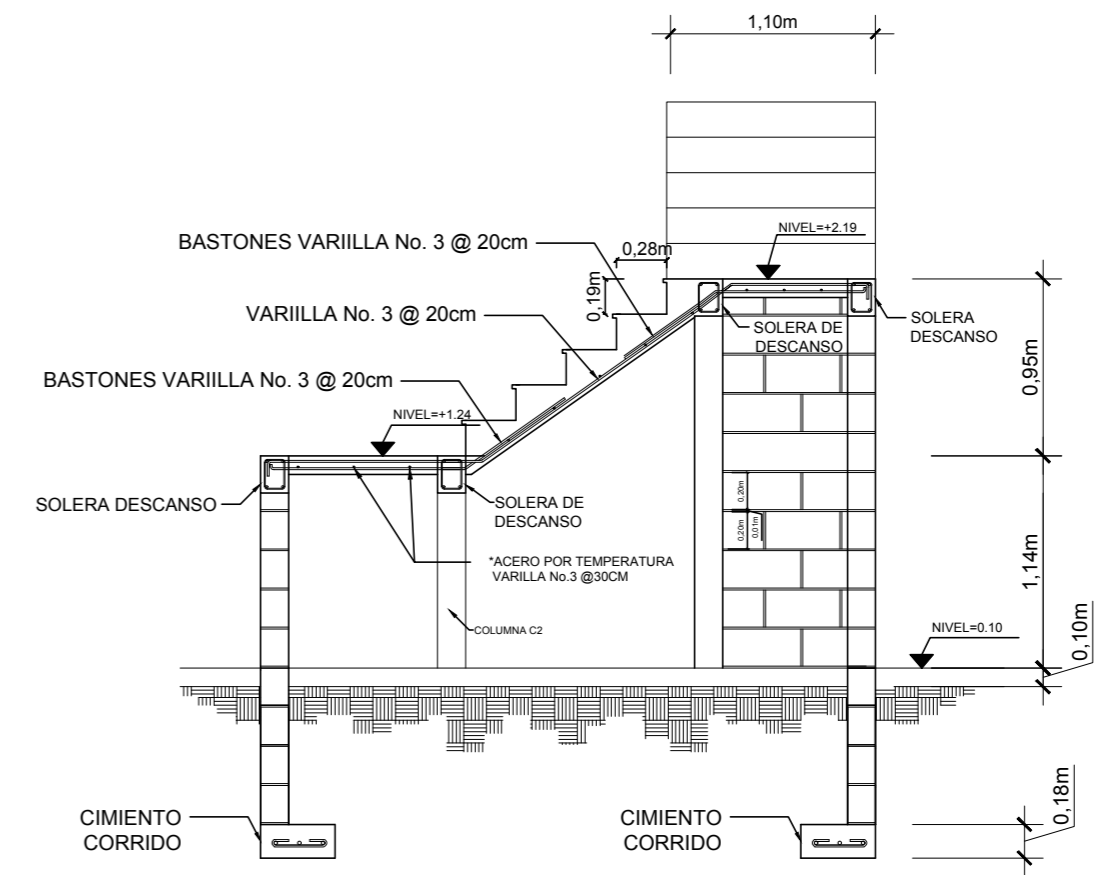
<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ</p>	
<p>PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE CODICES EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ</p>	
CONTENIDO: DETALLE DE ZAPATAS	FECHA: 2020
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA: 1/10
	HOJA: 15
(F) ASTRID DIAZ	(F) ING JUAN MERCK



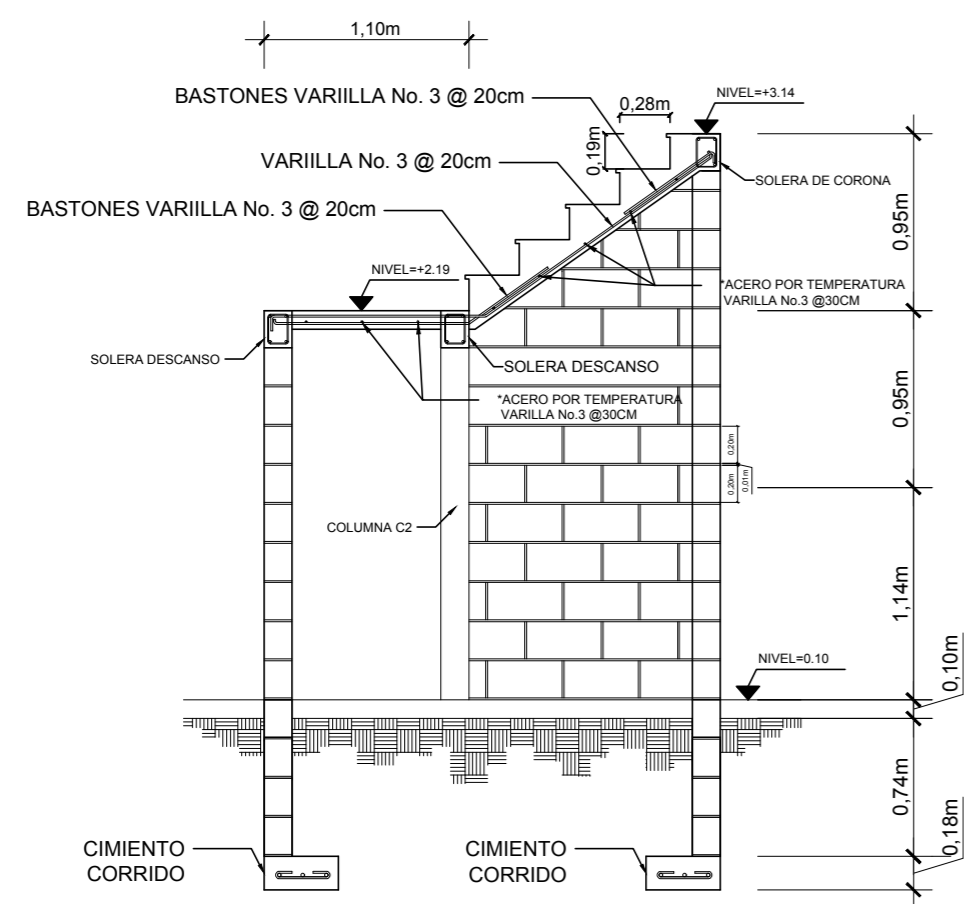
CIMENTACIÓN MÓDULO DE GRADAS
ESCALA: 1/25



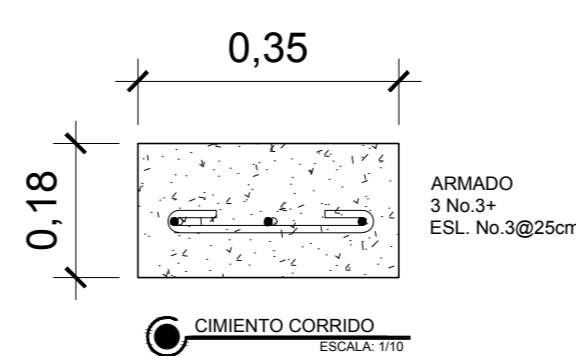
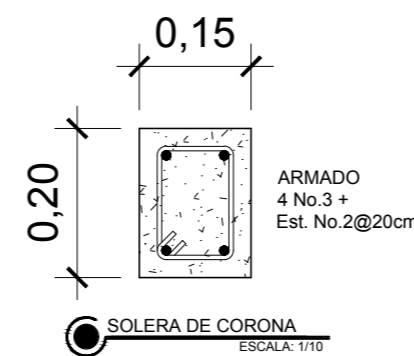
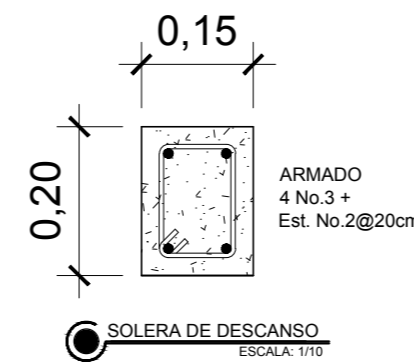
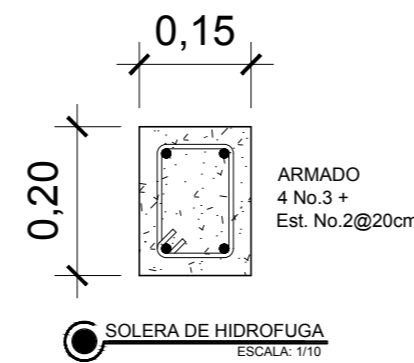
ARMADO DE MÓDULO DE GRADAS
ESCALA: 1/25



ARMADO DE MÓDULO DE GRADAS
ESCALA: 1/25



ARMADO DE MÓDULO DE GRADAS
ESCALA: 1/25



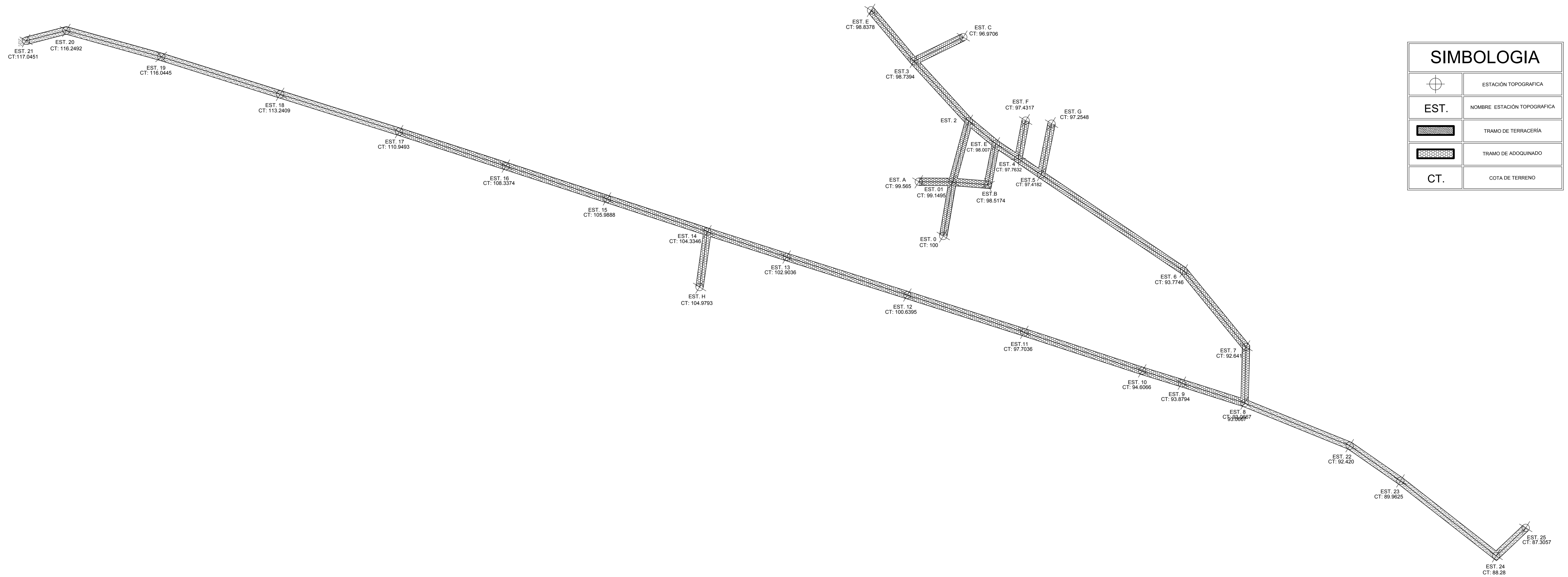
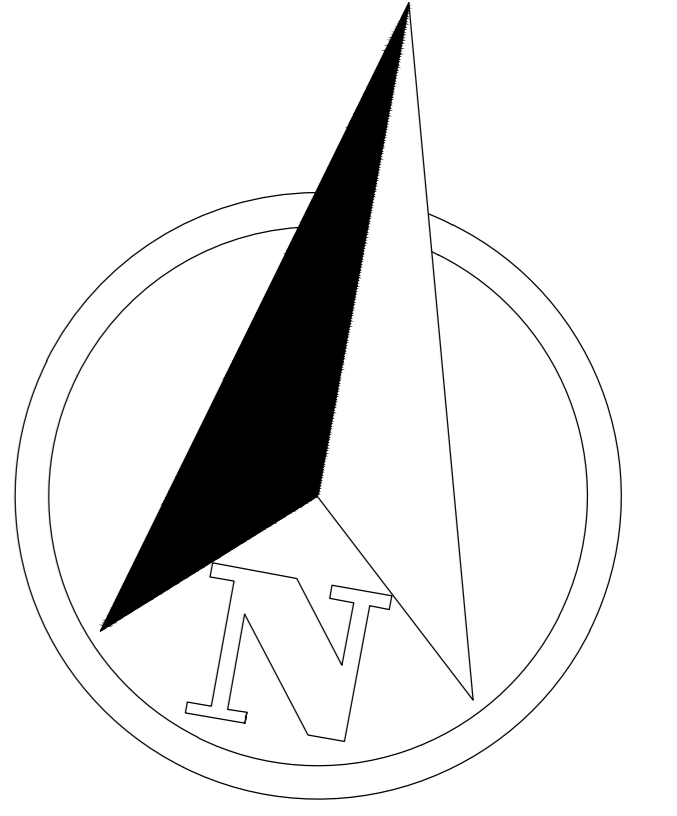
ESPECIFICACIONES TECNICAS

- EL CONCRETO A UTILIZAR EN COLUMNAS C2, SOLERAS, LOSA DE GRADAS Y CIMENTO CORRIDO DEBERÁ TENER UN F_c DE 210 Kg/cm² (4000PSI).
- EL ACERO DEBERA TENER UN F_y DE 2810 kg/cm²
- EL TAMAÑO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO DEBERÁ SER DE 1/2"
- PARA LOS EMPALMES MINIMOS EL ACI 318S-14 ESTABLECE LOS SIGUIENTE:
 - ** PARA UNA VARIILLA No.3=47cm
 - ** PARA UNA VARIILLA No.4=63cm
 - ** PARA UNA VARIILLA No.5=79cm
- EL GANCHO ESTÁNDAR DE 90° Y 135° DEBERÁ SER IGUAL A 4 db (DIAMETRO NOMINAL DE LA VARIILLA UTILIZADA) CON UNA EXTENSIÓN DE 6 db.

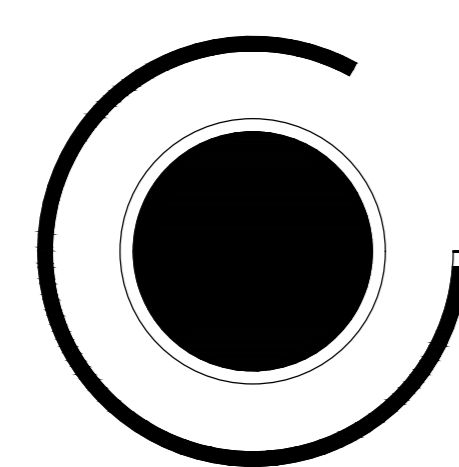
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE 2 NIVELES PARA ALCALDÍA AUXILIAR Y OFICINAS DE CODICES EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
PROYECTO:	FECHA: 2020
CONTENIDO: DETALLE DE GRADAS	ESCALA: INDICADA
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	HOJA: 17 / 17
(F) ASTRID DIAZ	(F) ING JUAN MERCK

Apéndice 5. **Planos constructivos de diseño del sistema de alcantarillado sanitario en caserío Los Planes, San José Chacayá, Sololá**

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

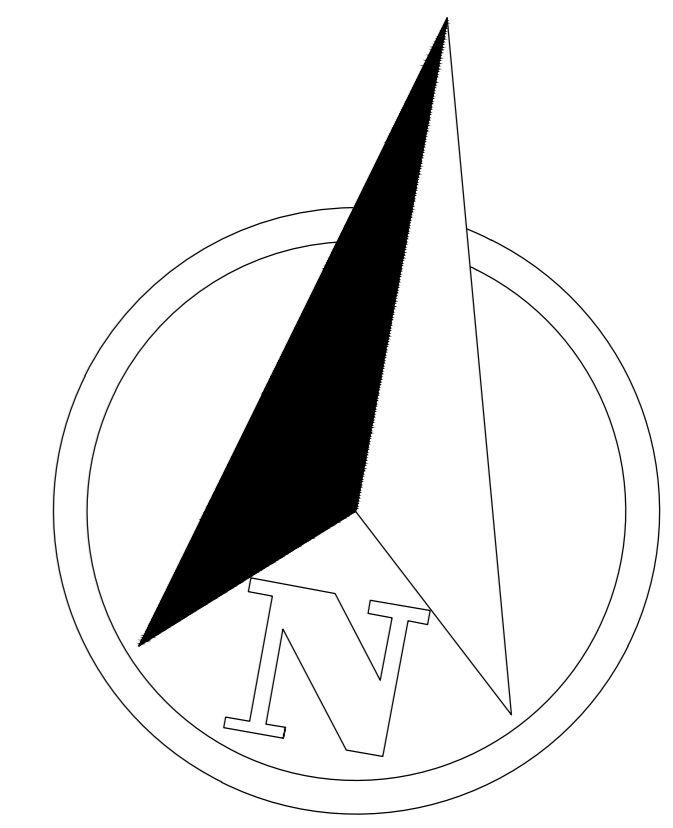
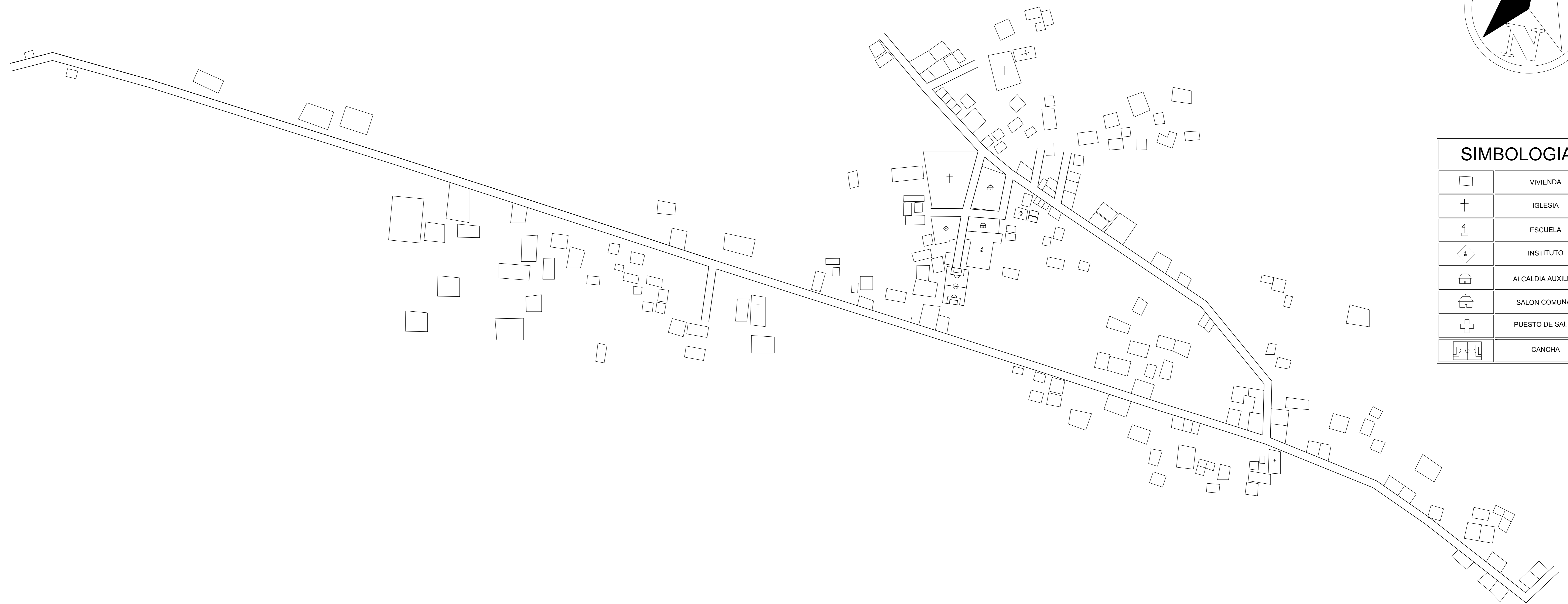


SIMBOLOGIA	
	ESTACION TOPOGRAFICA
EST.	NOMBRE ESTACION TOPOGRAFICA
	TRAMO DE TERRACERIA
	TRAMO DE ADOQUINADO
CT.	COTA DE TERRENO

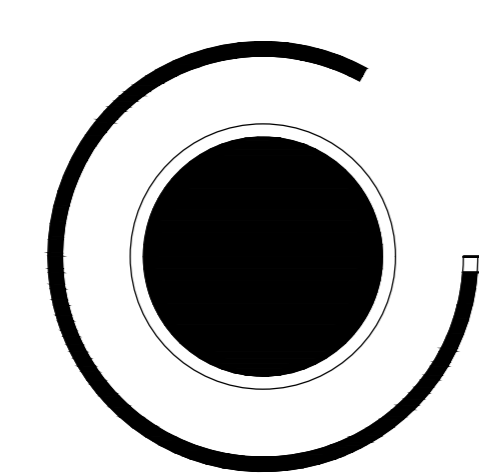


PLANTA GENERAL: PLANTA TOPOGRAFICA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ.	
CONTENIDO: PLANO TOPOGRAFICO	FECHA: 2019
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA: 1/1250
HOJA:	
1	
10	
<small>(P) ASTRID DIAZ (P) ING JUAN MERCK</small>	



SIMBOLOGIA	
	VIVIENDA
	IGLESIA
	ESCUELA
	INSTITUTO
	ALCALDIA AUXILIAR
	SALON COMUNAL
	PUESTO DE SALUD
	CANCHA

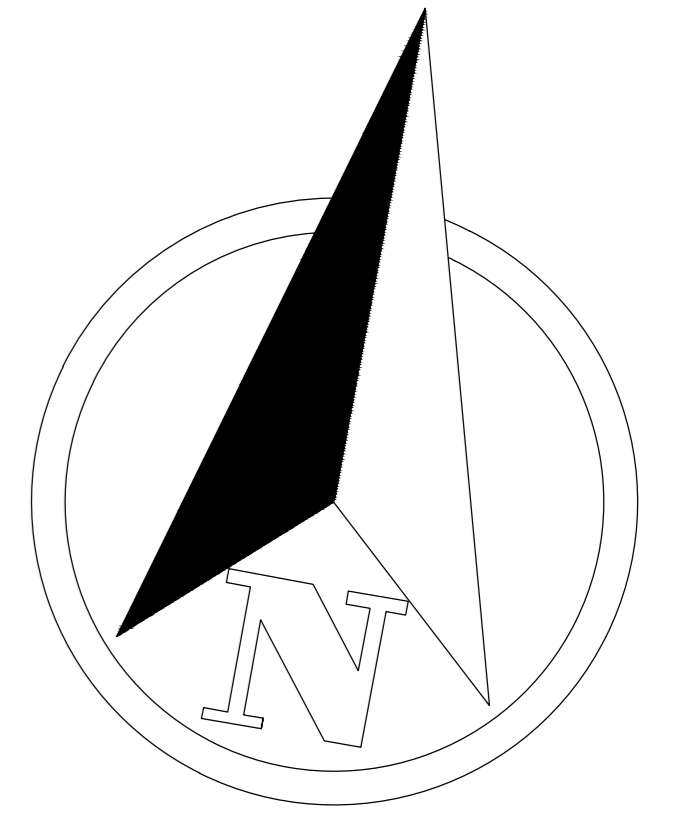


PLANTA GENERAL- DENSIDAD DE VIVIENDA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ			
PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ.			
CONTENIDO: DENSIDAD DE VIVIENDA		FECHA: 2019	
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ		ESCALA: 1/1250	
		HOJA:	
		2	
<small>(P) ASTRID DIAZ</small>		<small>(P) ING JUAN MERCK</small>	
		10	

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ASTM D-1784 NTC-369	TUBERÍA RIB LOC COMPUESTO DE PVC RÍGIDO TIPO GRADO 1
ASTM F794 NTC 4764	TUBERÍA RIB LOC PARA USO EN ALCANTARILLADO SANITARIO
TODA LA TUBERÍA UTILIZADA EN EL SISTEMA DEL ALCANTARILLADO SANITARIO SERÁ RIB LOC DE Ø 6" (160MM).	
LAS UNIONES DE TUBERÍA RIB LOC SE REALIZARÁN CON UNA SOLUCIÓN DE CEMENTO SOLVENTE DE PVC	



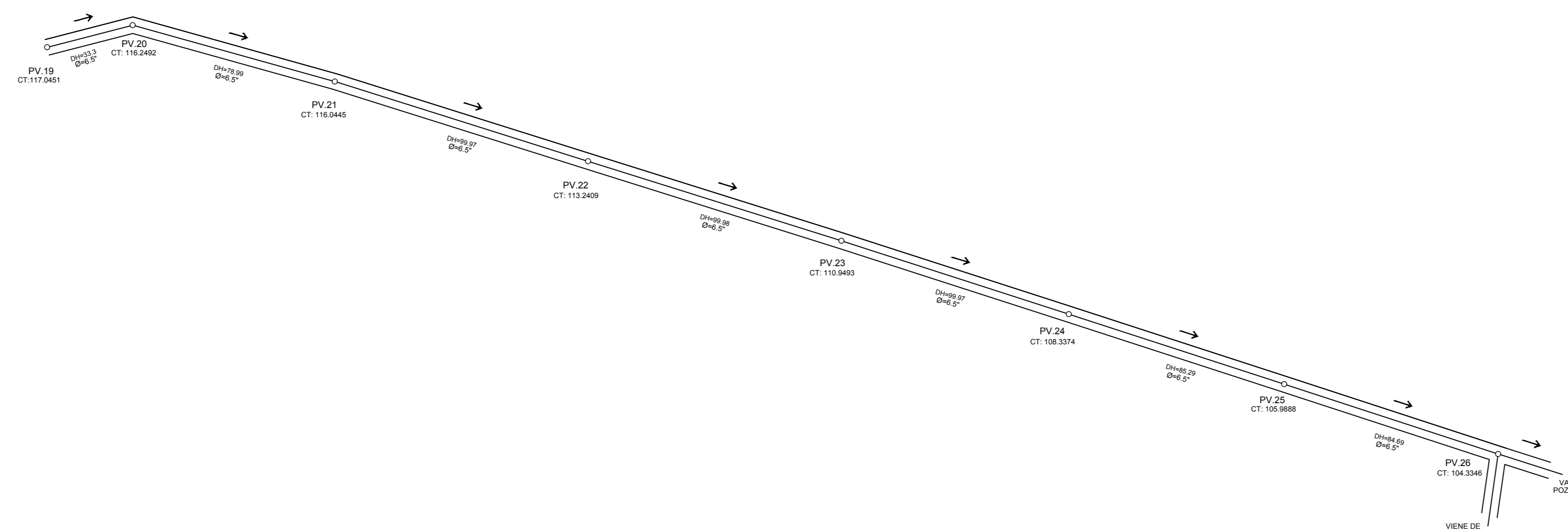
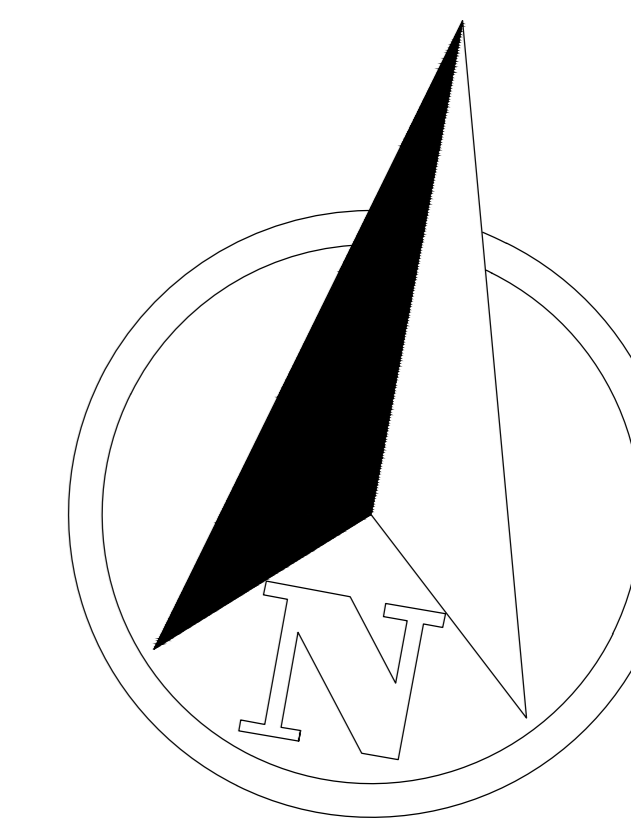
SIMBOLOGIA

○	POZO DE VISITA
PV.	NOMBRE POZO DE VISITA
CT.	COTA DEL TERRENO TOPOGRAFICA
DH	DISTANCIA HORIZONTAL ENTRE POZOS DE VISITA EN METROS
∅	DIAMETRO DE TUBERIA
→	SENTIDO DE FLUJO
—	TUBERIA
—	ANCHO DE CALLE
H	ALTURA DE POZOS EN METROS
CIE	COTA INVERT DE ENTRADA
CIS	COTA INVERT DE SALIDA
%Stub	PENDIENTE DE TUBERIA
—	TUBERIA



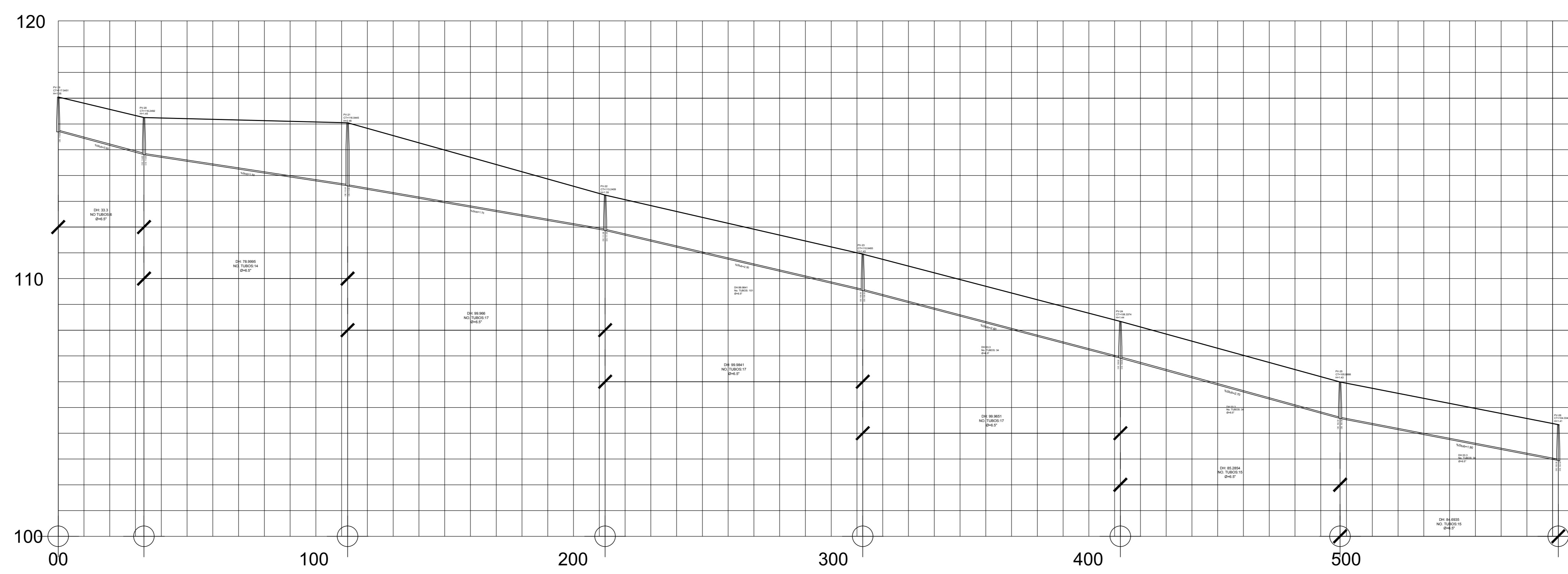
PLANTA GENERAL- CONJUNTO HIDRAULICO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ.	
CONTENIDO: CONJUNTO HIDRAULICO	FECHA: 2019
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA: 1/1250
HOJA: 3	
(P) ASTRID DIAZ (P) ING JUAN MERCK	



PLANTA DEL PV.19 AL PV.26

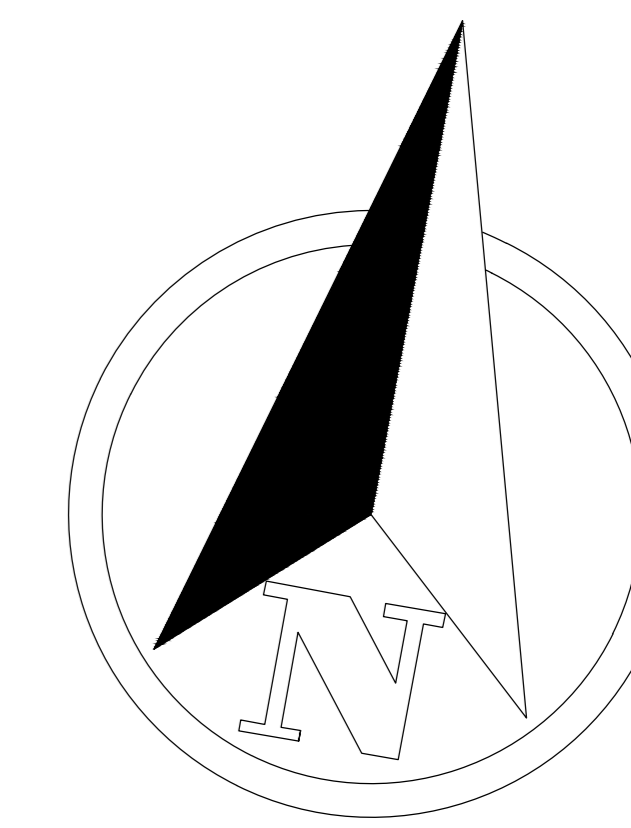
ESC: 1/1250



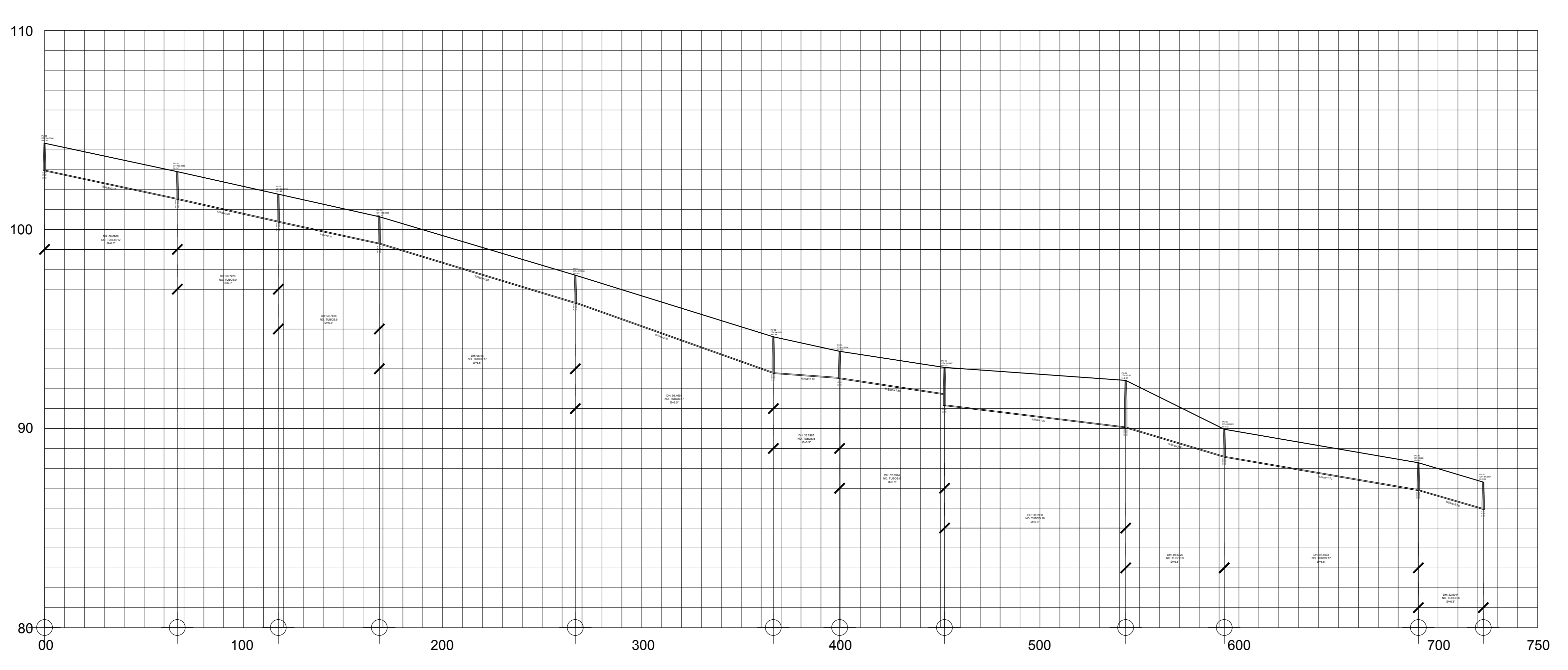
PERFIL DEL PV.19 AL PV.26

ESC H: 1/1000
ESC V: 1/100



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ.	
CONTENIDO: PLANTA-PERFIL	FECHA: 2019
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA: INDICADA
HOJA: 4 / 10	
(P) ASTRID DIAZ	(P) ING JUAN MERCK

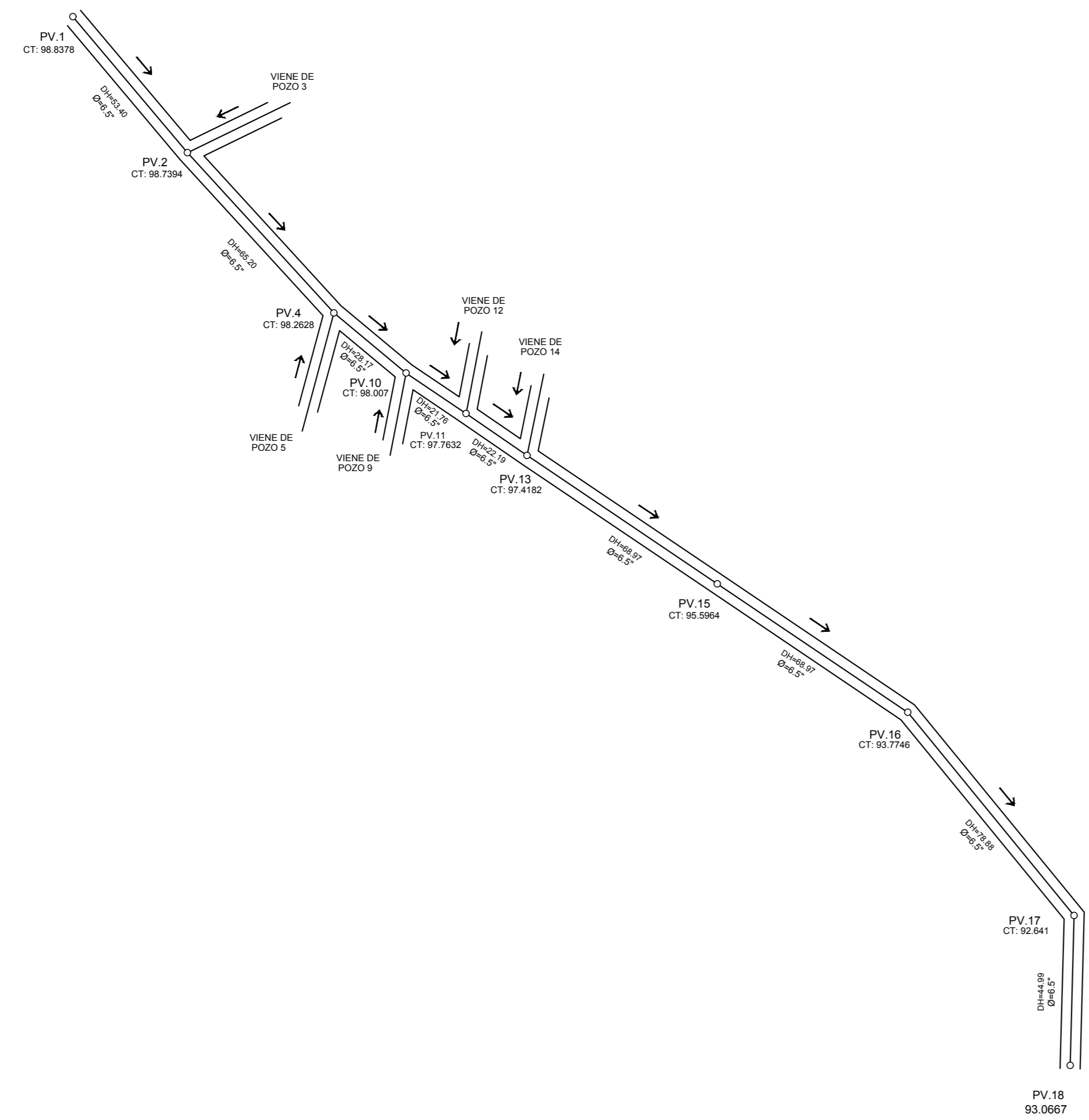
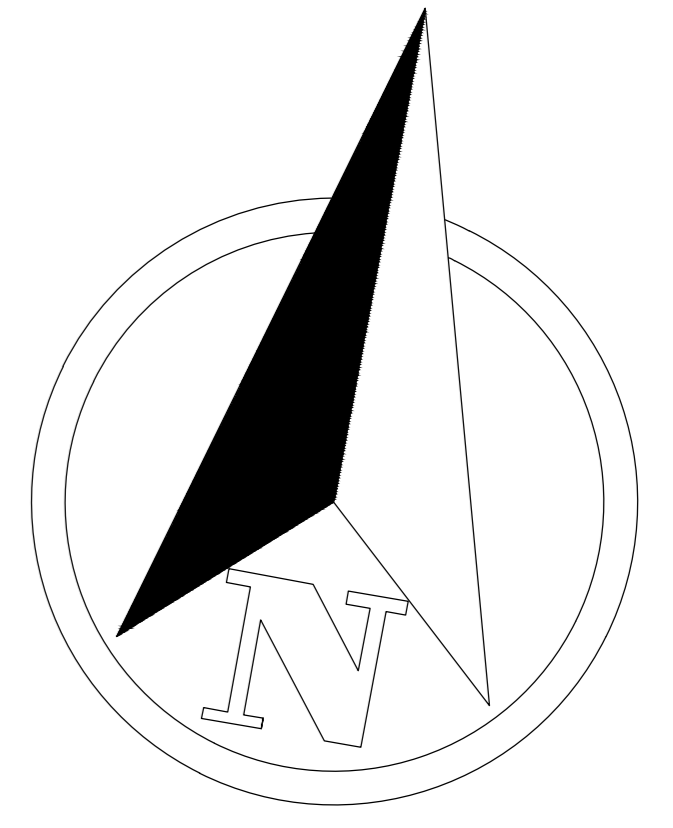


PLANTA DEL PV.26 AL PV.37
 ESC: 1/1250

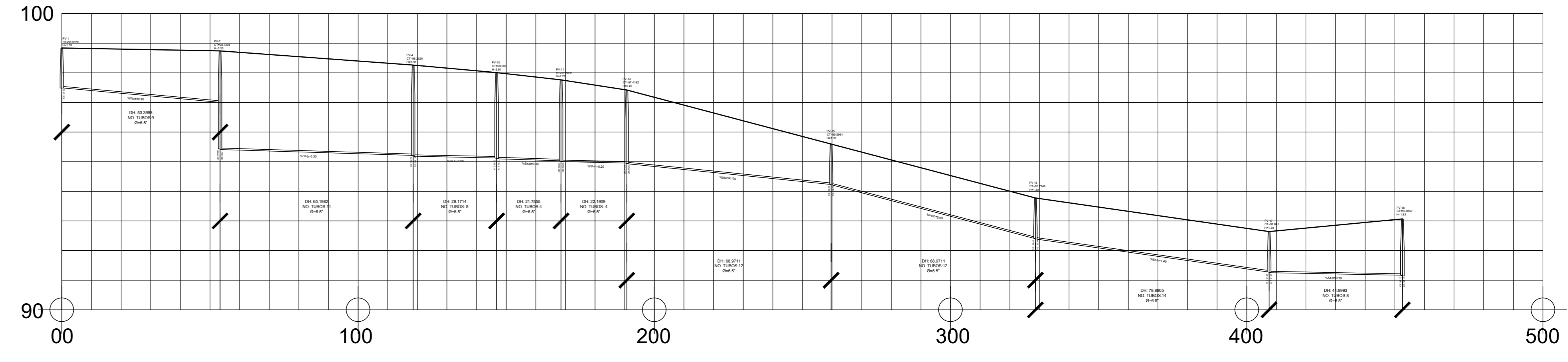


PERFIL DEL PV.26 AL PV.37
 ESC H: 1/1250
 ESC V: 1/125

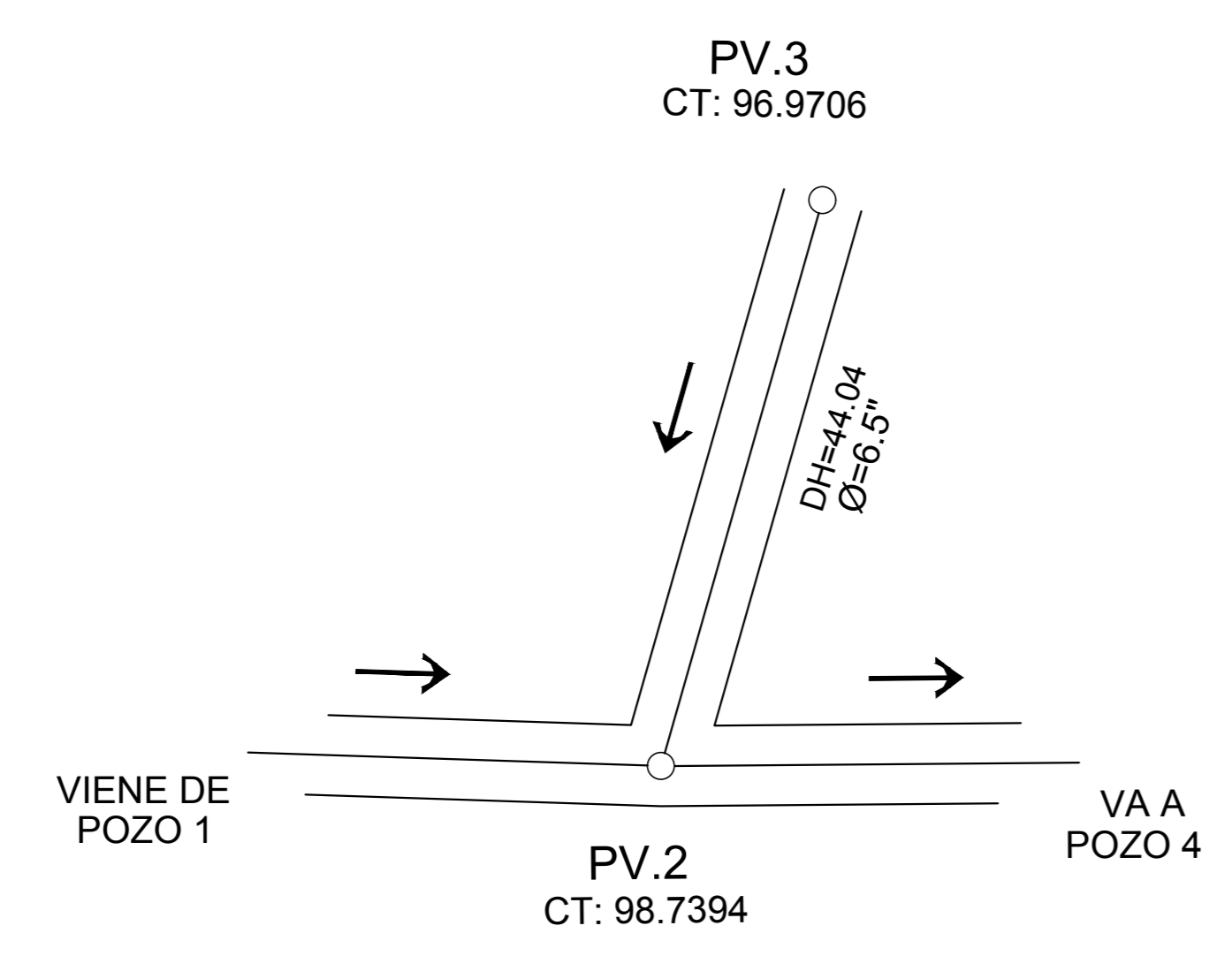
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ			
PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ.			
CONTENIDO: PLANTA-PERFIL		FECHA: 2019	
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ		ESCALA: INDICADA	
		HOJA:	
		5	
(P) ASTRID DIAZ		(P) ING JUAN MERCK	
		10	



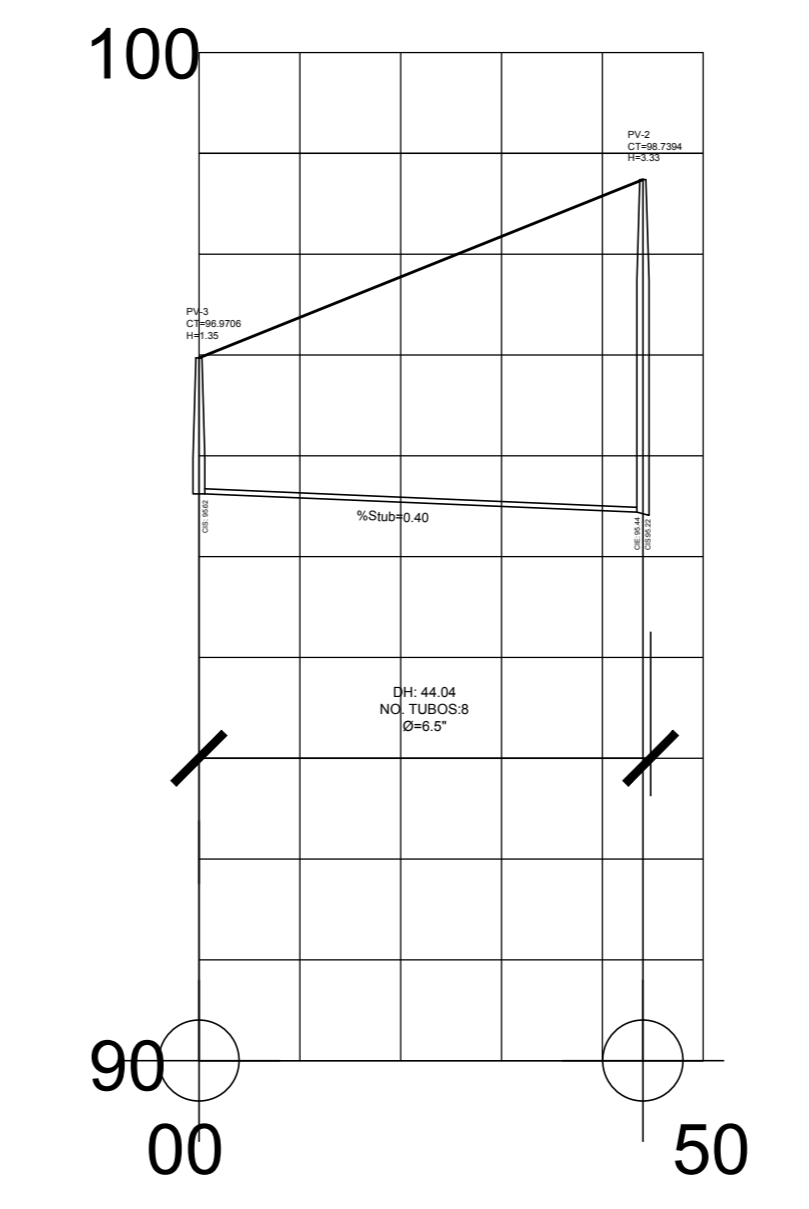
PLANTA DEL PV.1 AL PV.18
ESC: 1/1250



PERFIL DEL PV.1 AL PV.18
ESC H: 1/1000
ESC V: 1/100

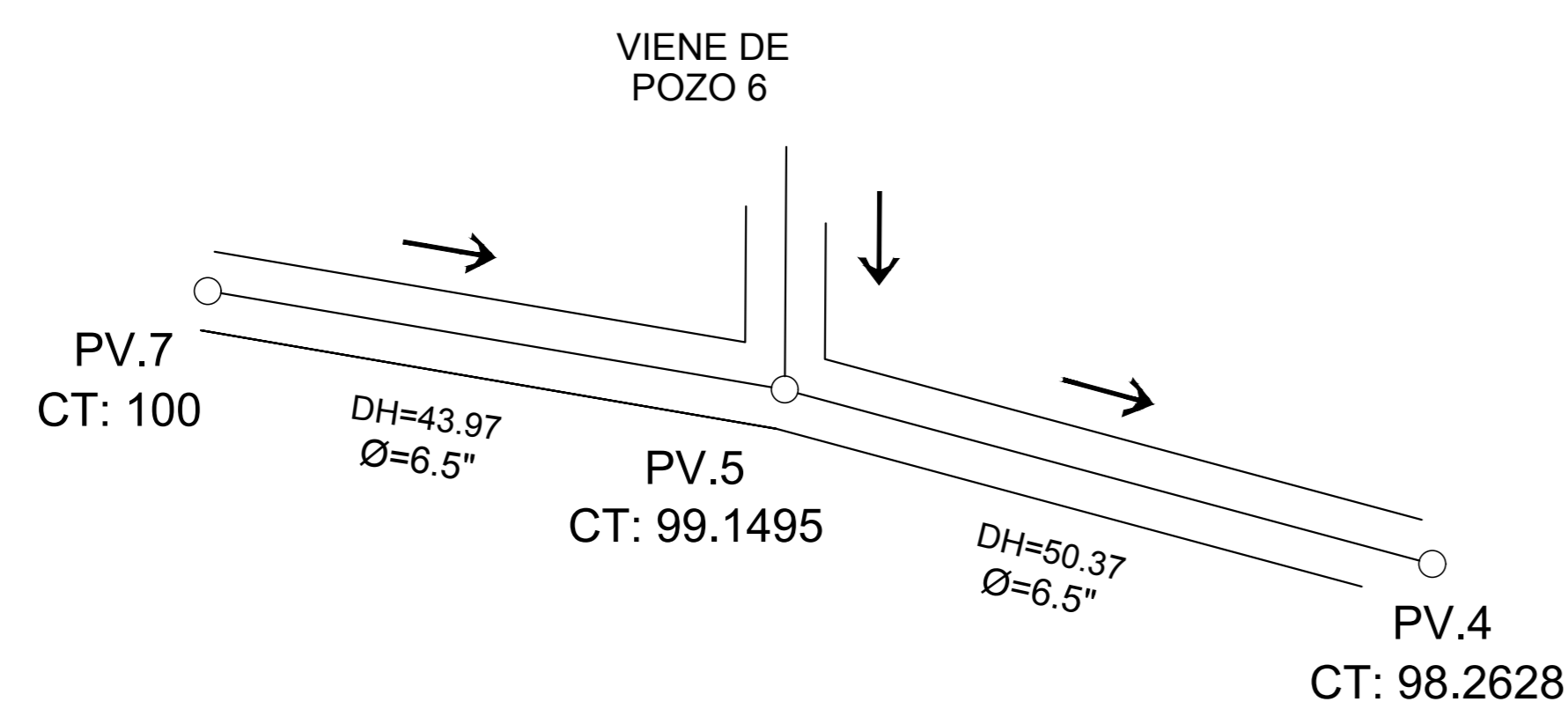
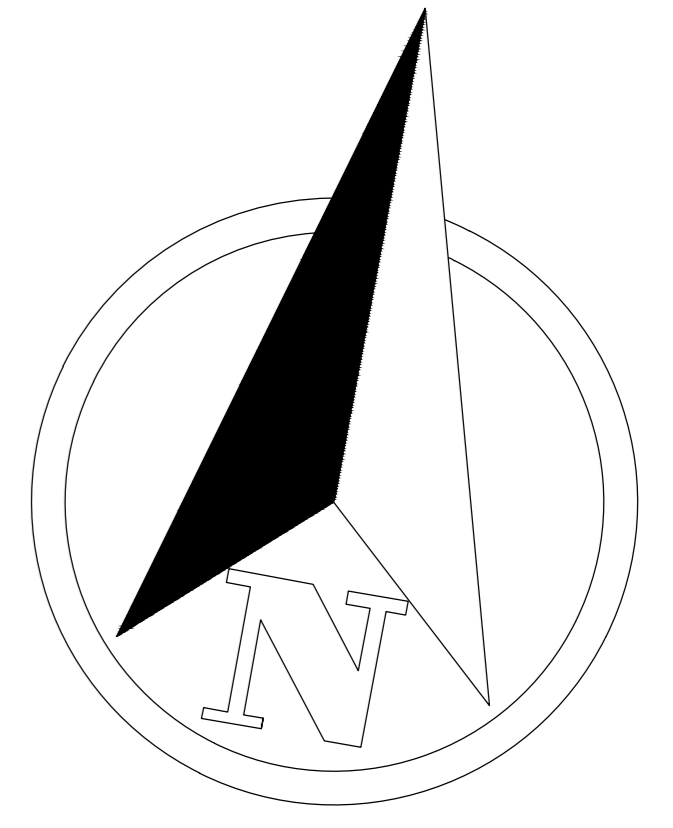


PLANTA DEL PV.3 AL PV.2
ESC: 1/500

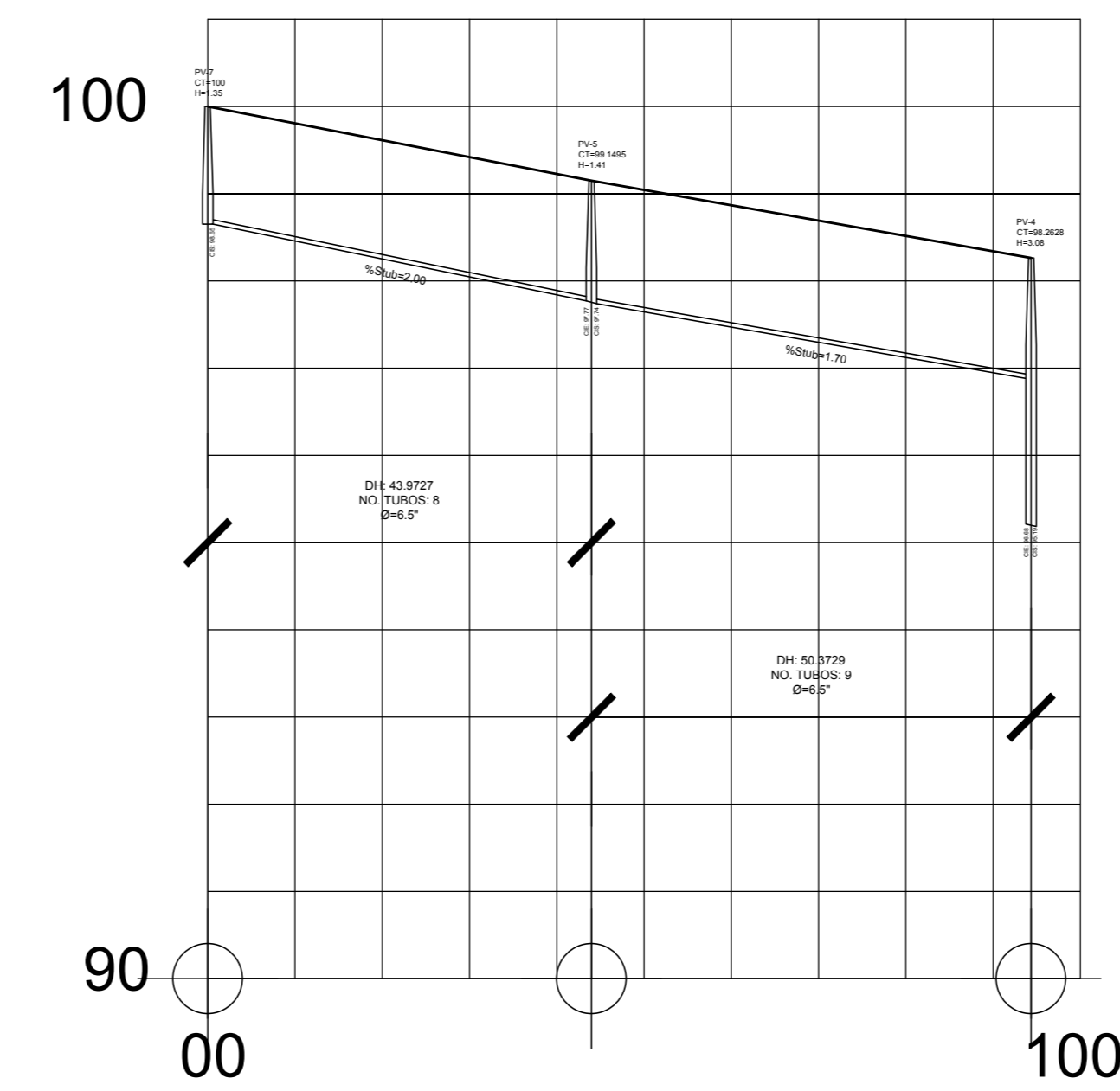


PERFIL DEL PV.3 AL PV.2
ESC H: 1/750
ESC V: 1/75

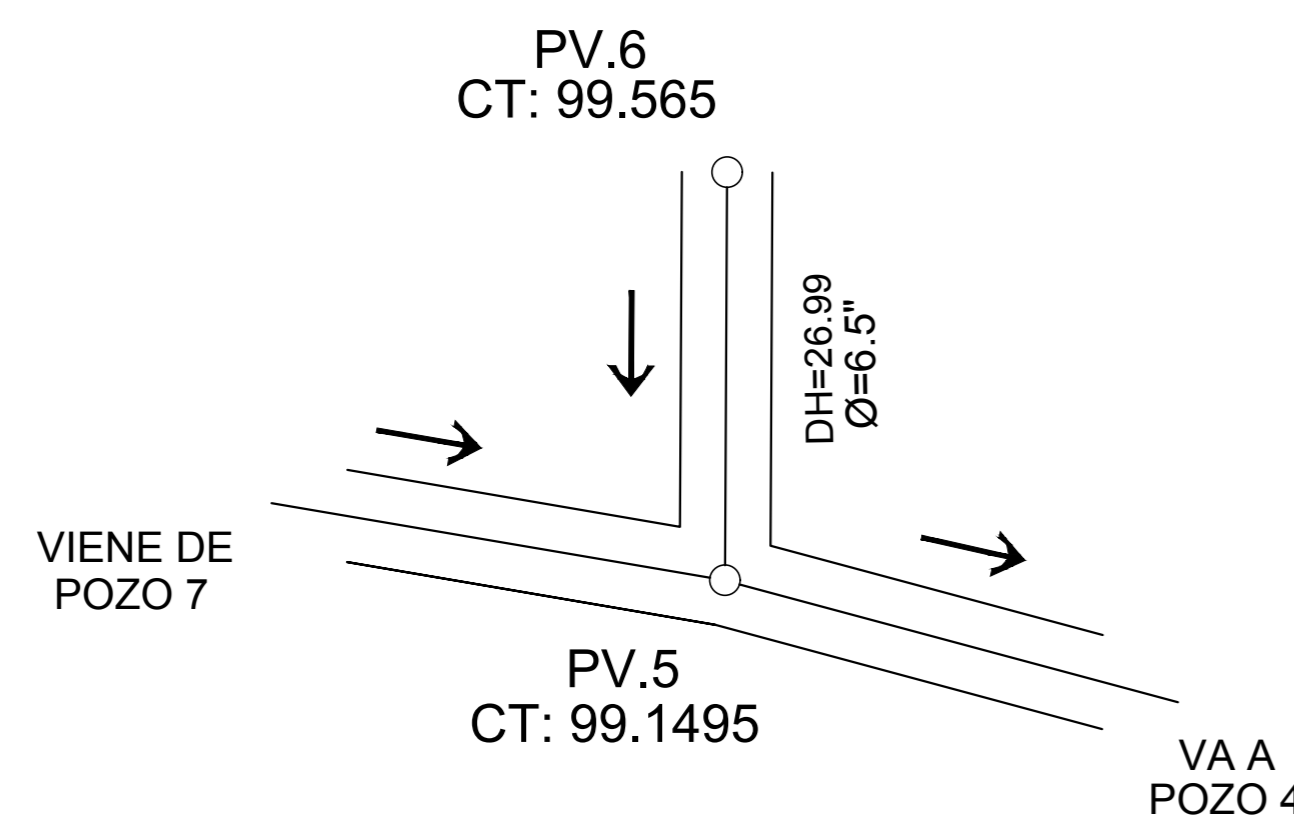
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ.	
CONTENIDO: PLANTA-PERFIL	FECHA: 2019
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA: INDICADA
HOJA: 6 / 10	
(P) ASTRID DIAZ	(P) ING JUAN MERCK



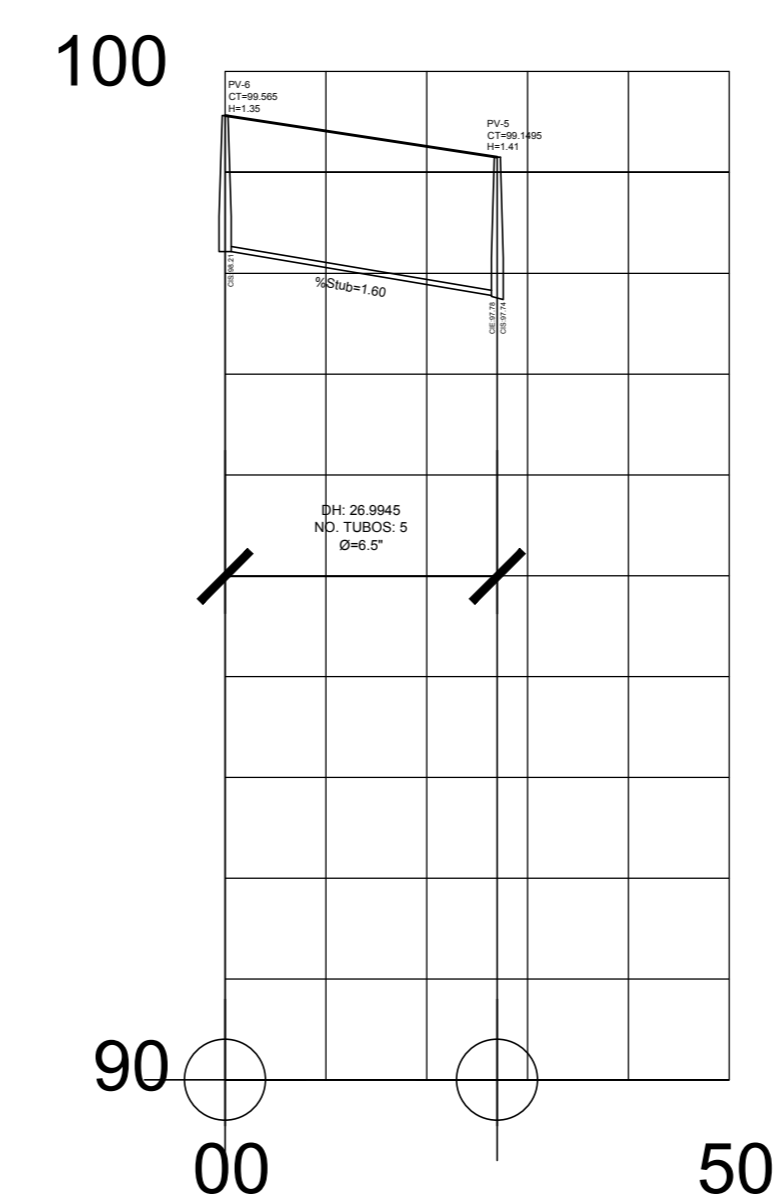
PLANTA DEL PV.7 AL PV.4
ESC: 1/500



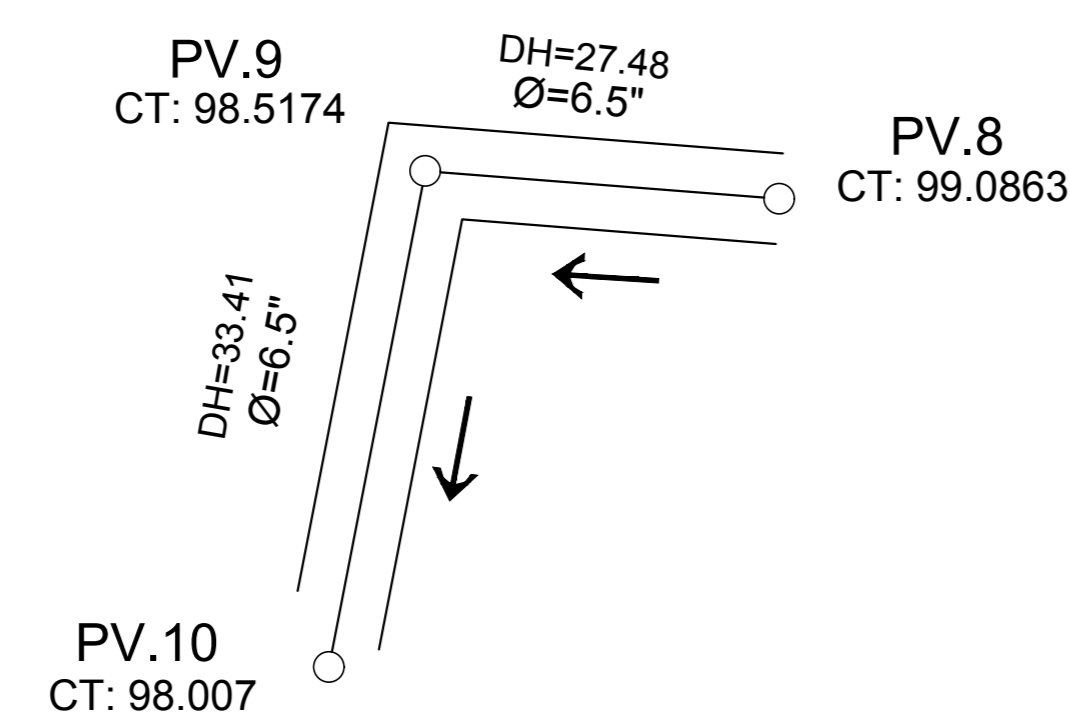
PERFIL DEL PV.7 AL PV.4
ESC H: 1/750
ESC V: 1/75



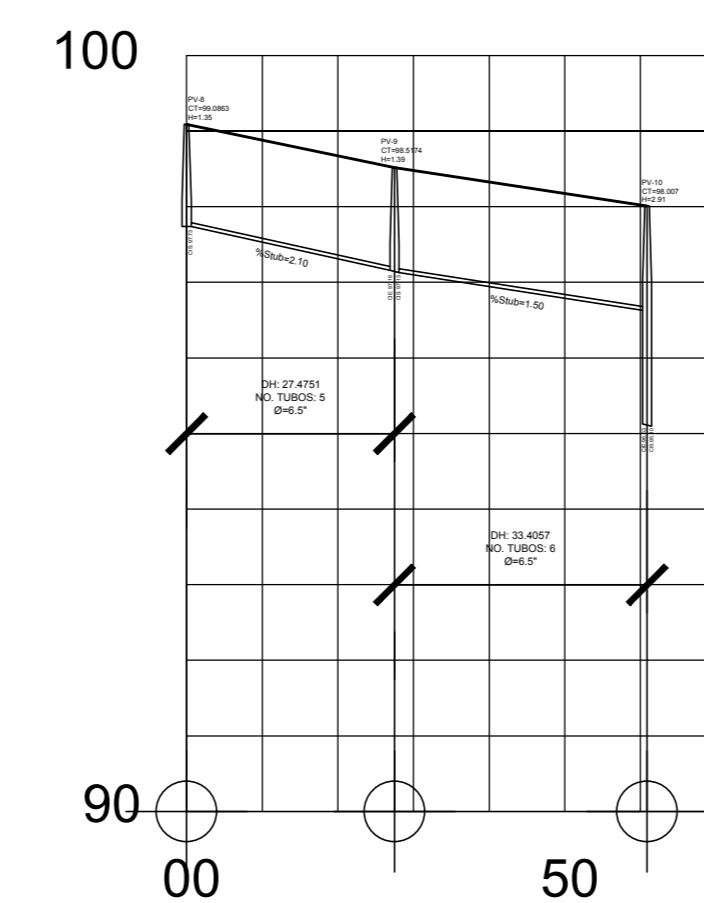
PLANTA DEL PV.6 AL PV.5
ESC: 1/500



PERFIL DEL PV.6 AL PV.5
ESC H: 1/750
ESC V: 1/75

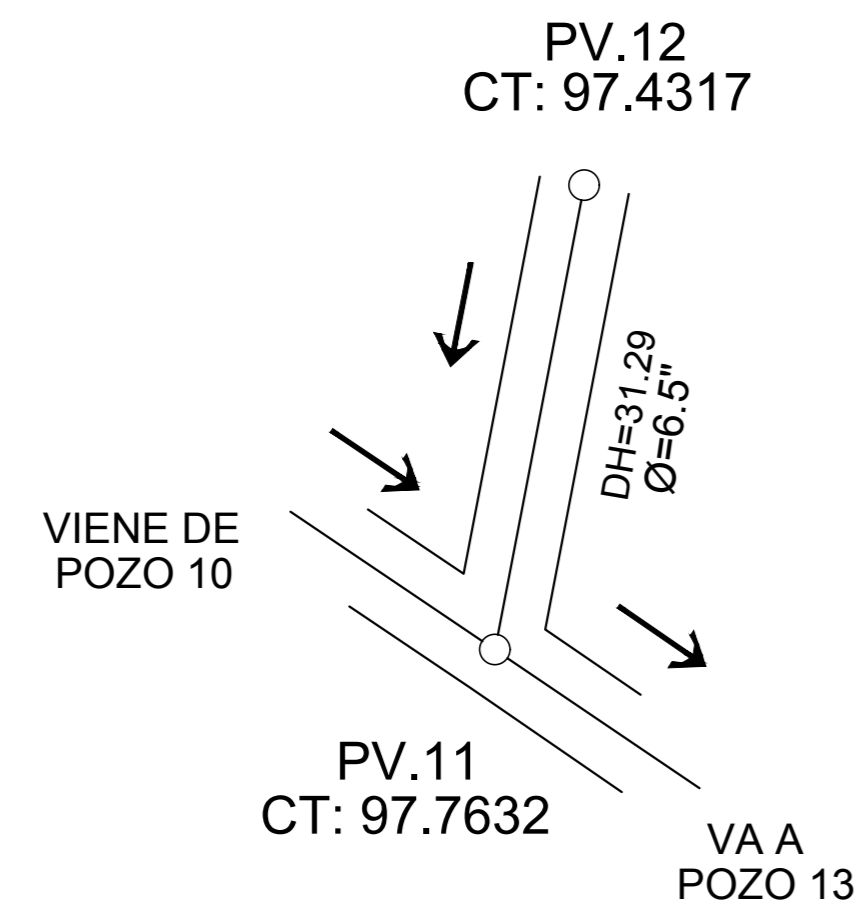


PLANTA DEL PV.8 AL PV.10
ESC: 1/500



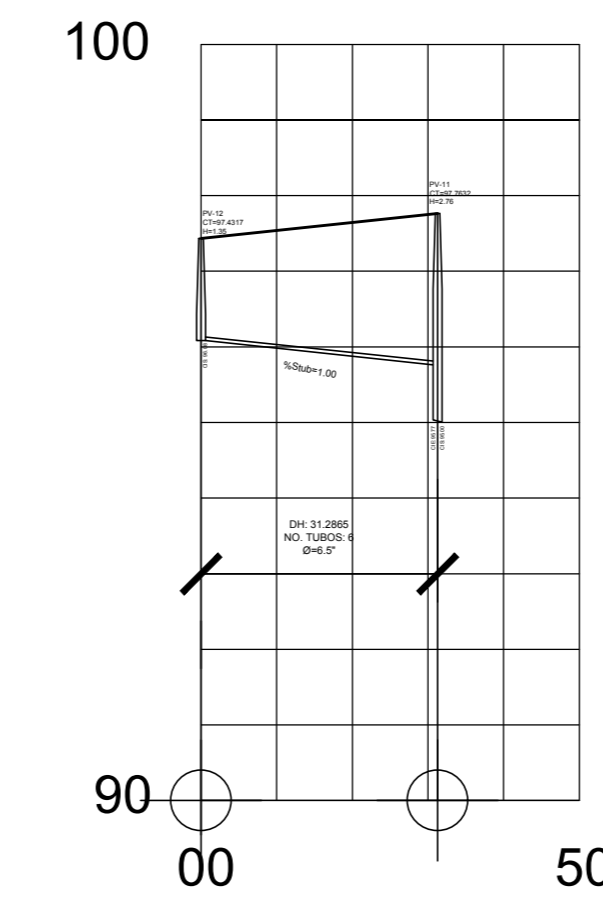
PERFIL DEL PV.8 AL PV.10
ESC H: 1/1000
ESC V: 1/100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	
PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ.	
CONTENIDO: PLANTA-PERFIL	FECHA: 2019
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA: INDICADA
HOJA: 7 / 10	
<small>(P) ASTRID DIAZ</small>	<small>(P) ING JUAN MERCK</small>



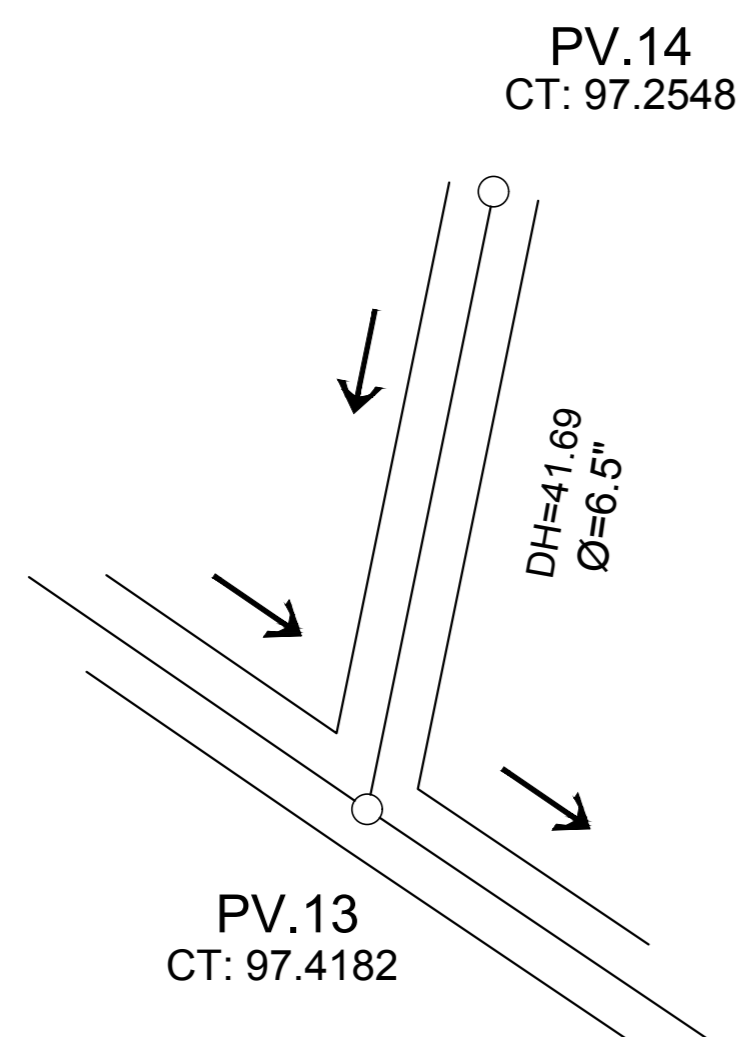
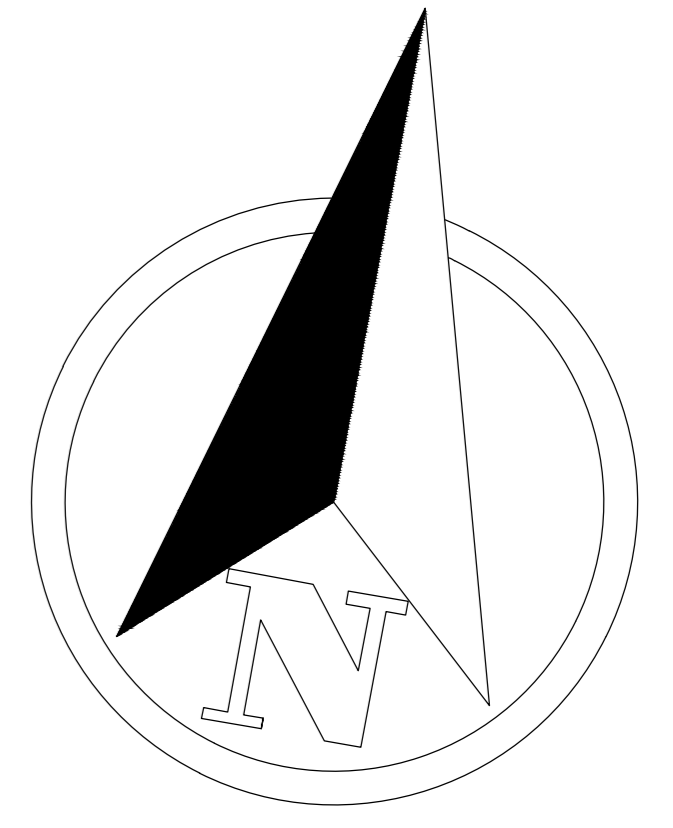
PLANTA DEL PV.12 AL PV.11

ESC: 1/500



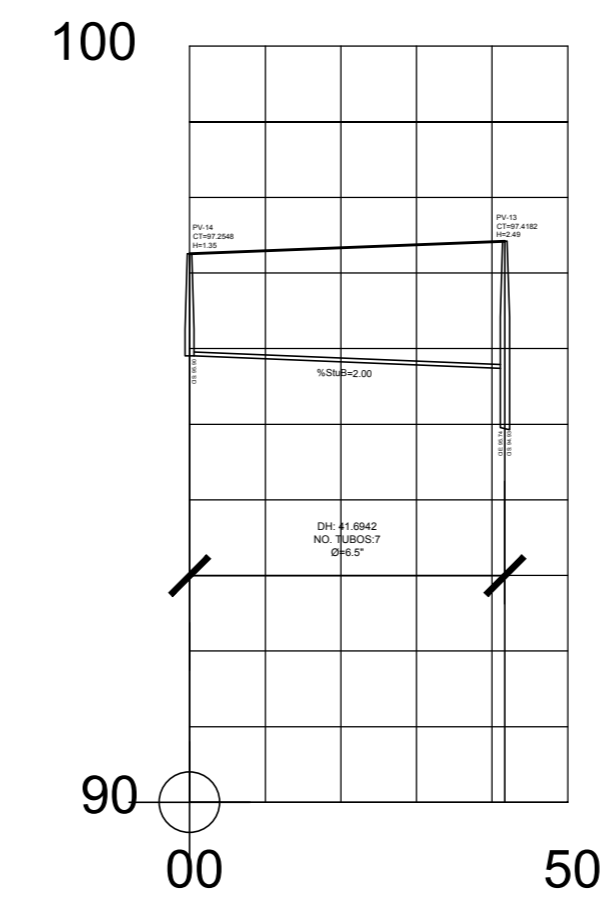
PERFIL DEL PV.12 AL PV.11

ESC H: 1/1000
ESC V: 1/100



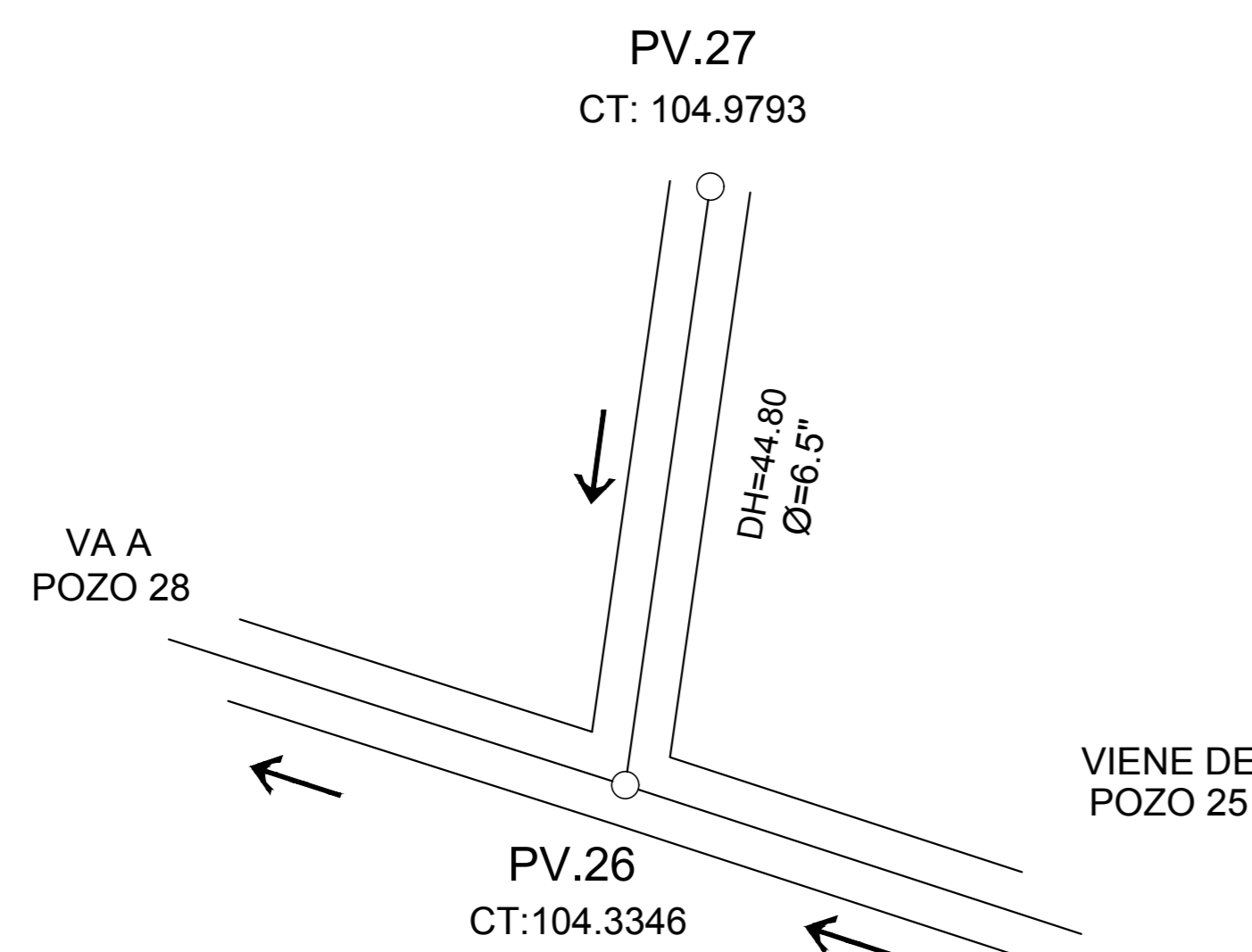
PLANTA DEL PV.14 AL PV.13

ESC: 1/500



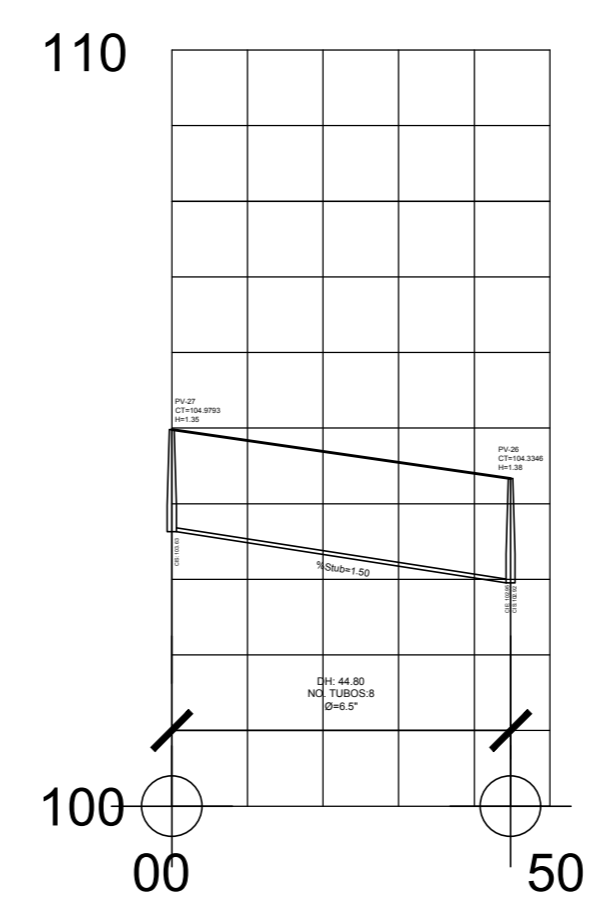
PERFIL DEL PV.14 AL PV.13

ESC H: 1/1000
ESC V: 1/100



PLANTA DEL PV.27 AL PV.26

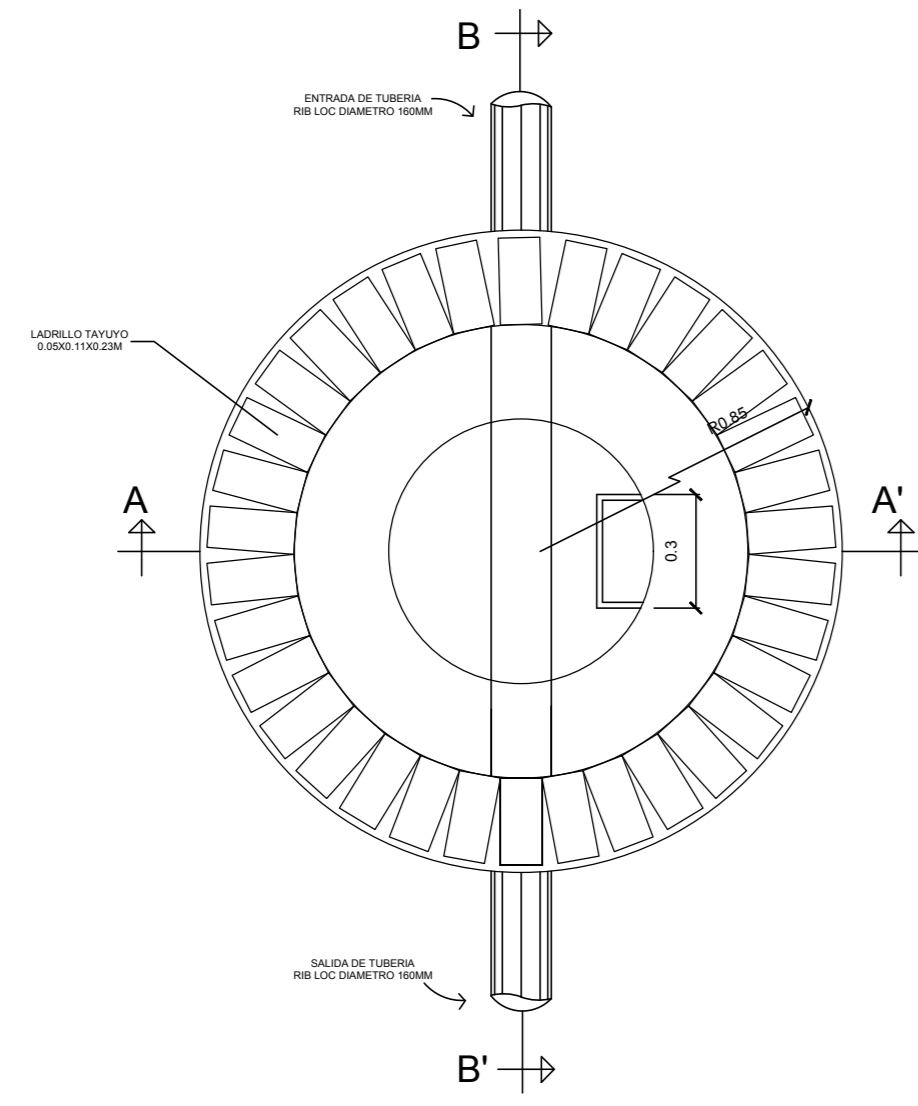
ESC: 1/500



PERFIL DEL PV.27 AL PV.26

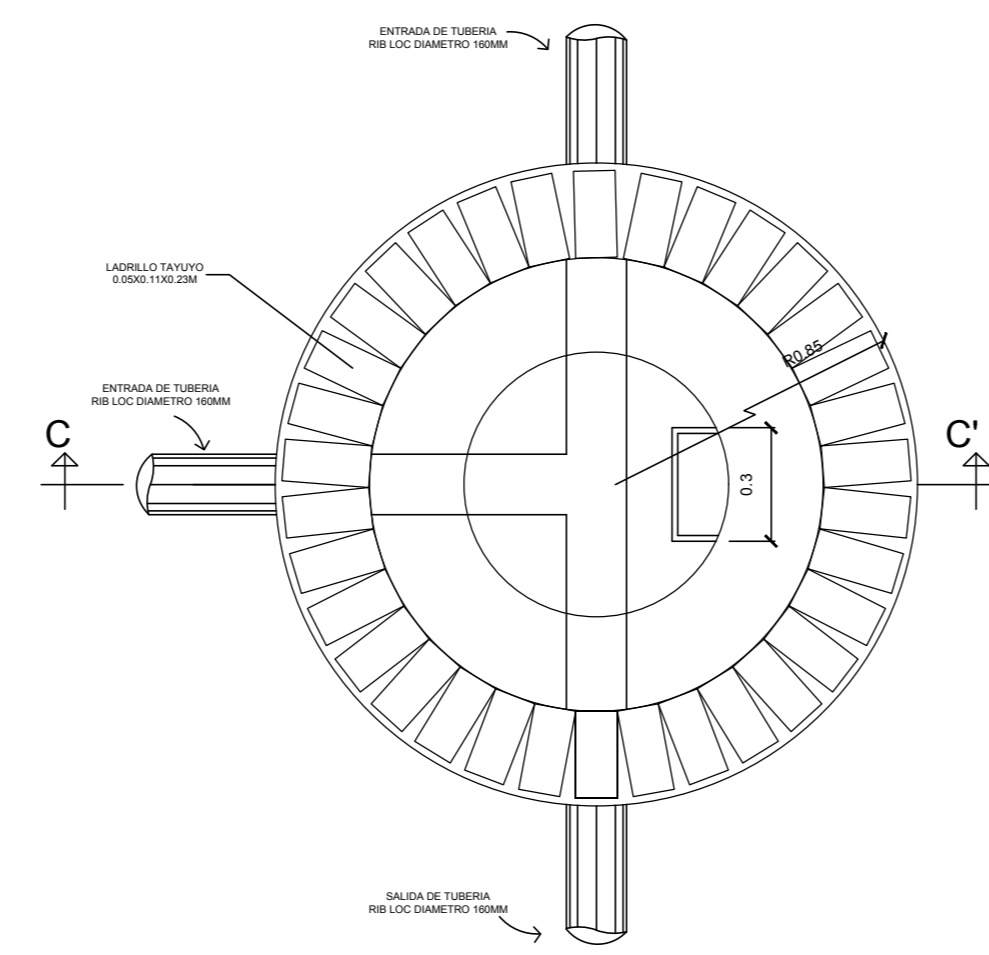
ESC H: 1/1000
ESC V: 1/100

<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO</p>	
PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ DHACAYÁ, SOLOLÁ.	
CONTENIDO: PLANTA-PERFIL	FECHA: 2019
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA: INDICADA
HOJA: 8 / 10	
<small>(P) ASTRID DIAZ</small>	<small>(P) ING JUAN MERCK</small>



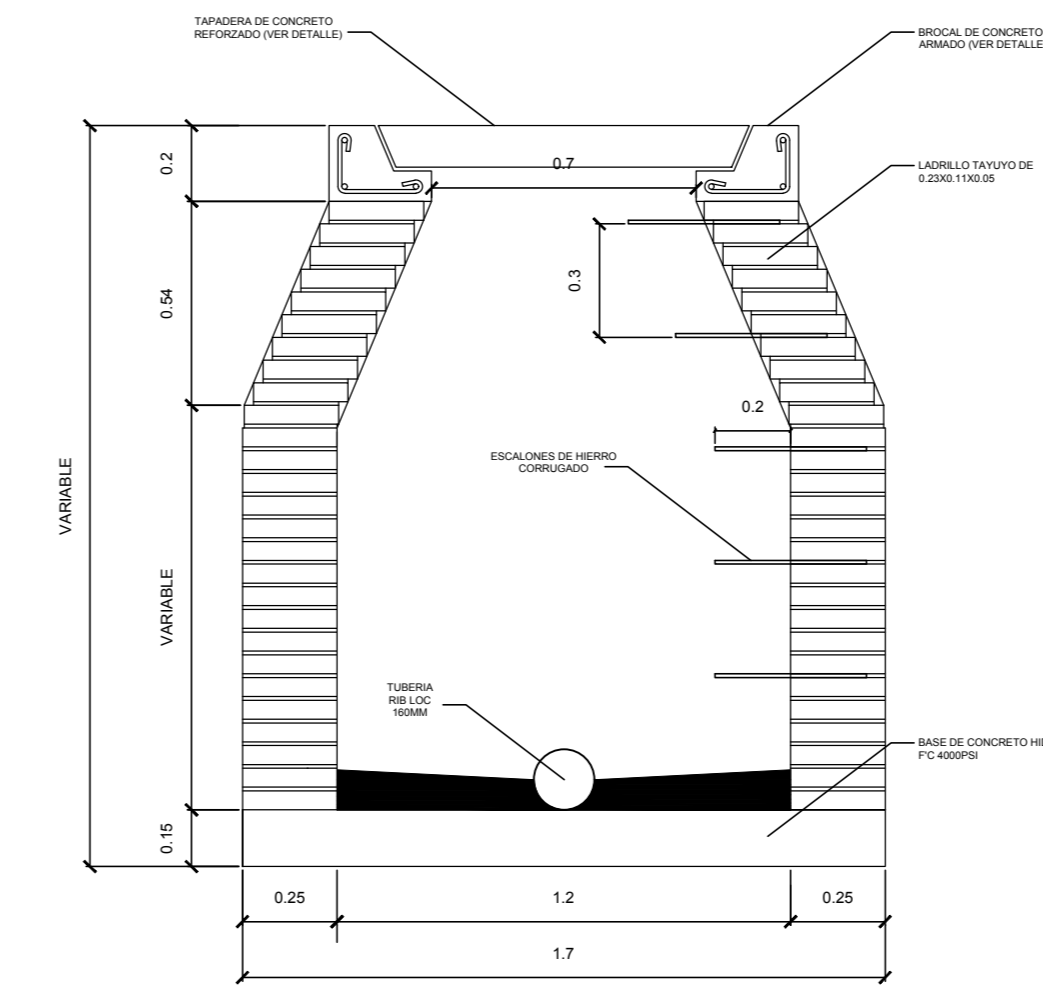
PLANTA DE POZO DE VISITA H>1.20

ESCALA: 1/20



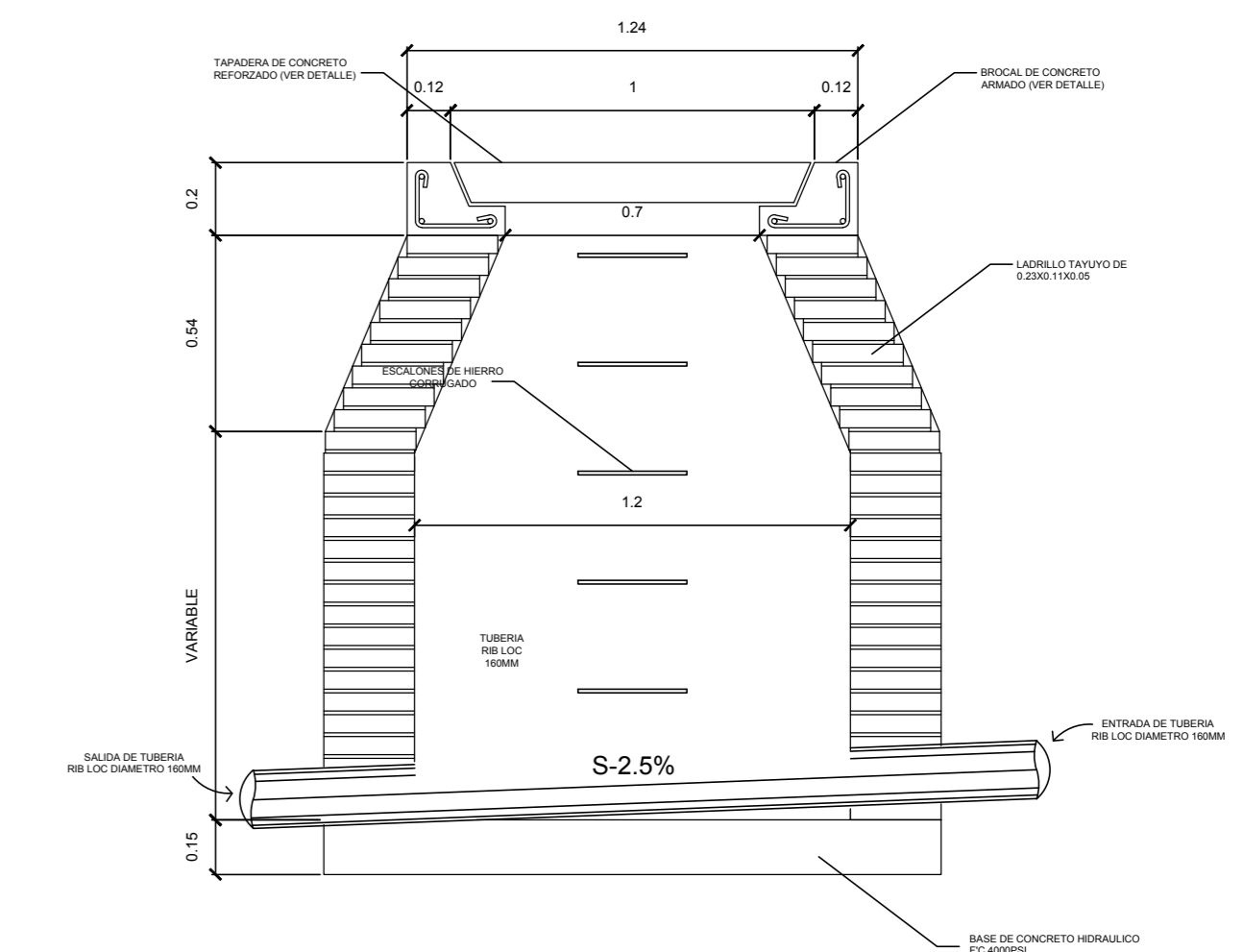
PLANTA DE POZO DE VISITA H>1.20

ESCALA: 1/20



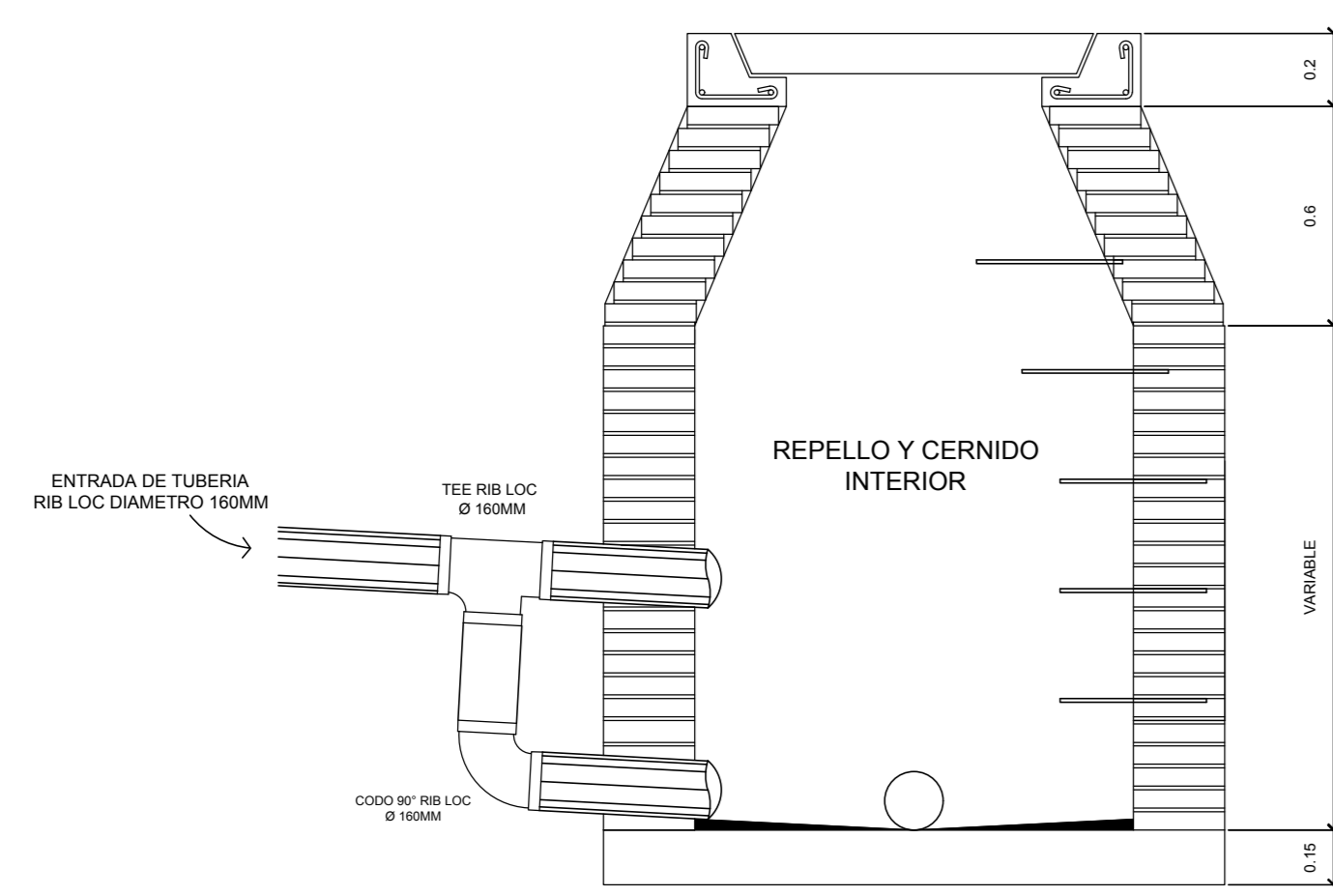
SECCIÓN A-A'

ESCALA: 1/20



SECCIÓN B-B'

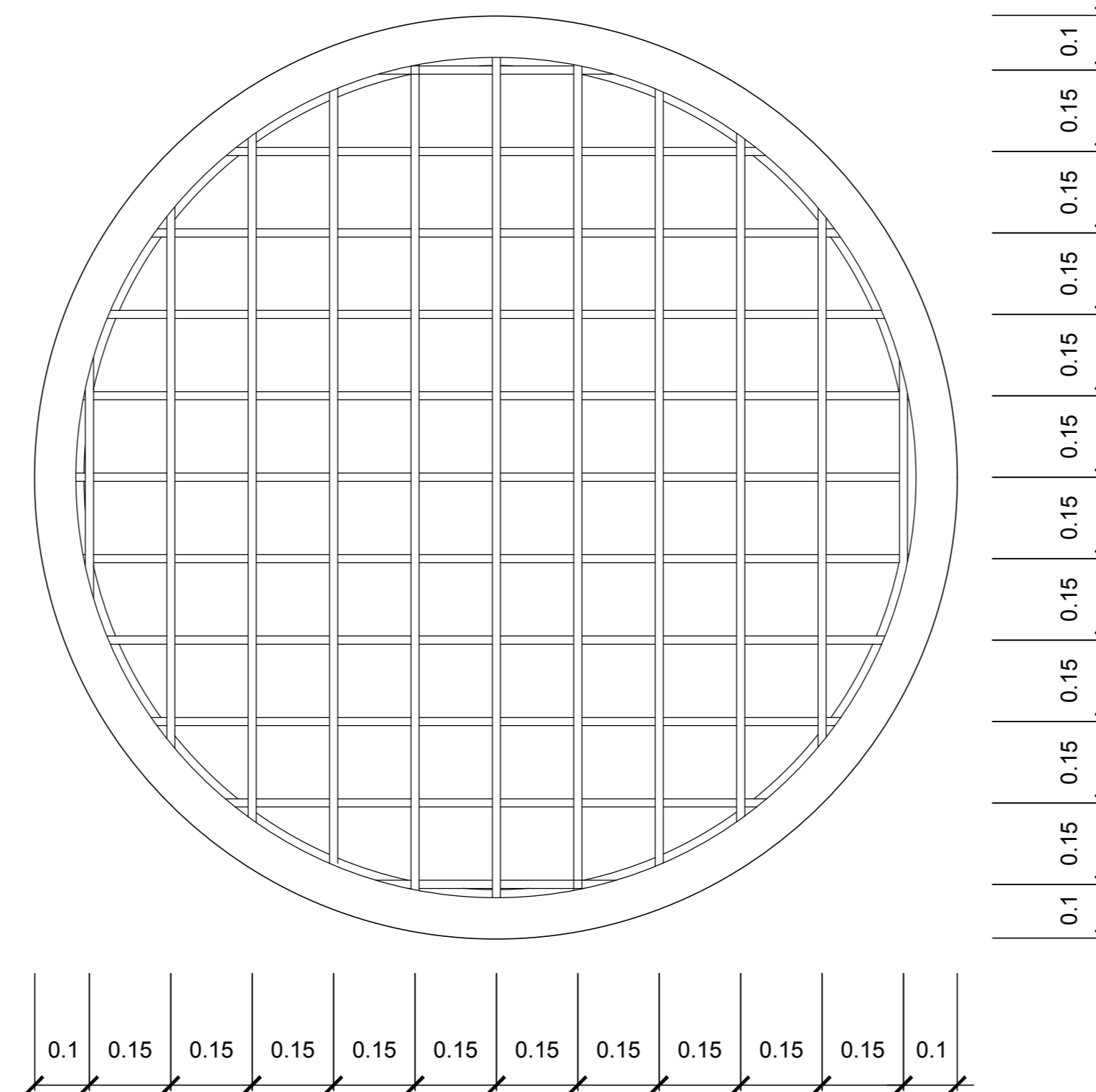
ESCALA: 1/20



SECCIÓN C-C'

ESCALA: 1/20

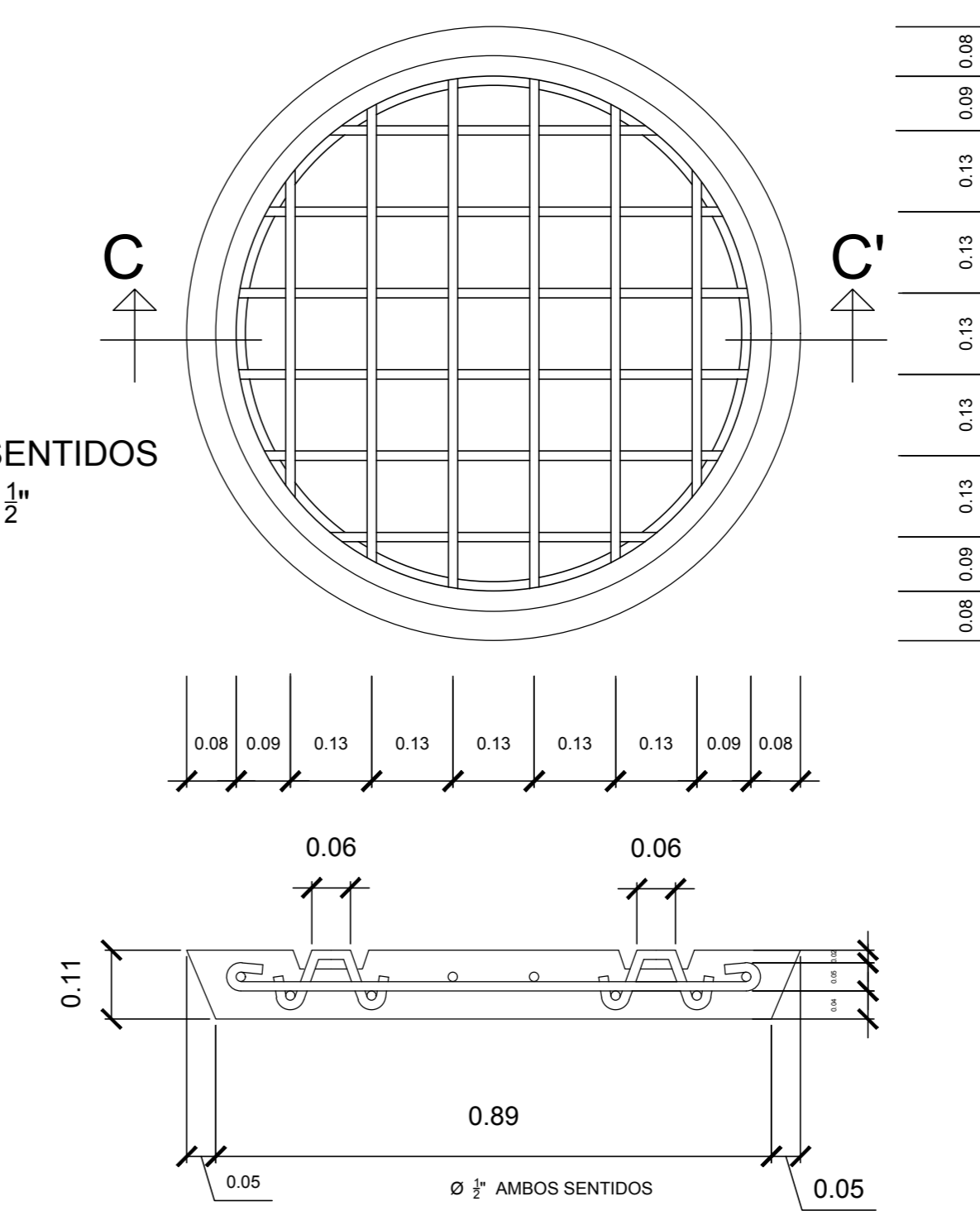
Ø 1/2" AMBOS SENTIDOS
ARO Ø 1/2"



DETALLE DE POZO

ESCALA: 1/10

Ø 1/2" AMBOS SENTIDOS
ARO Ø 1/2"

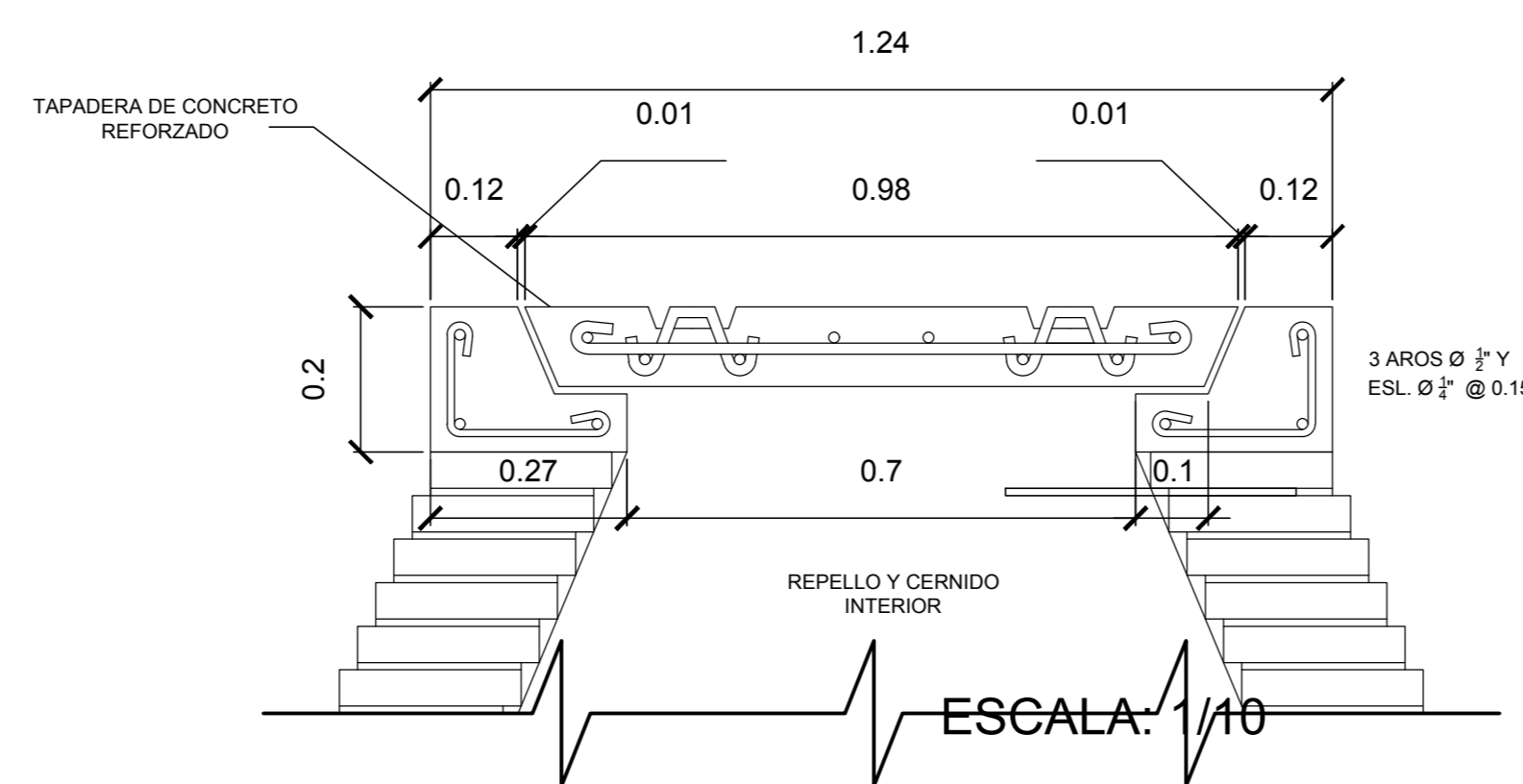


DETALLE TAPADERA DE POZO

ESCALA: 1/10

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- ACERO DEBERÁ TENER UN FY DE 2810 Kg/cm²
- LA RESISTENCIA DE CONCRETO A UTILIZAR EN LOS POZOS DE VISITA DEBE TENER UN F' C DE 210 Kg/cm² CON PROPORCIÓN VOLUMÉTRICA 1:2:3:0.5
- TODA LA TUBERÍA UTILIZADA EN LAS INSTALACIONES DE LOS POZOS DE VISITA DEBERÁ SER RIB LOC DE Ø 6" (160MM).
- LAS UNIONES DE TUBERÍA RIB LOC SE REALIZARÁN CON UNA SOLUCIÓN DE CEMENTO SOLVENTE DE PVC

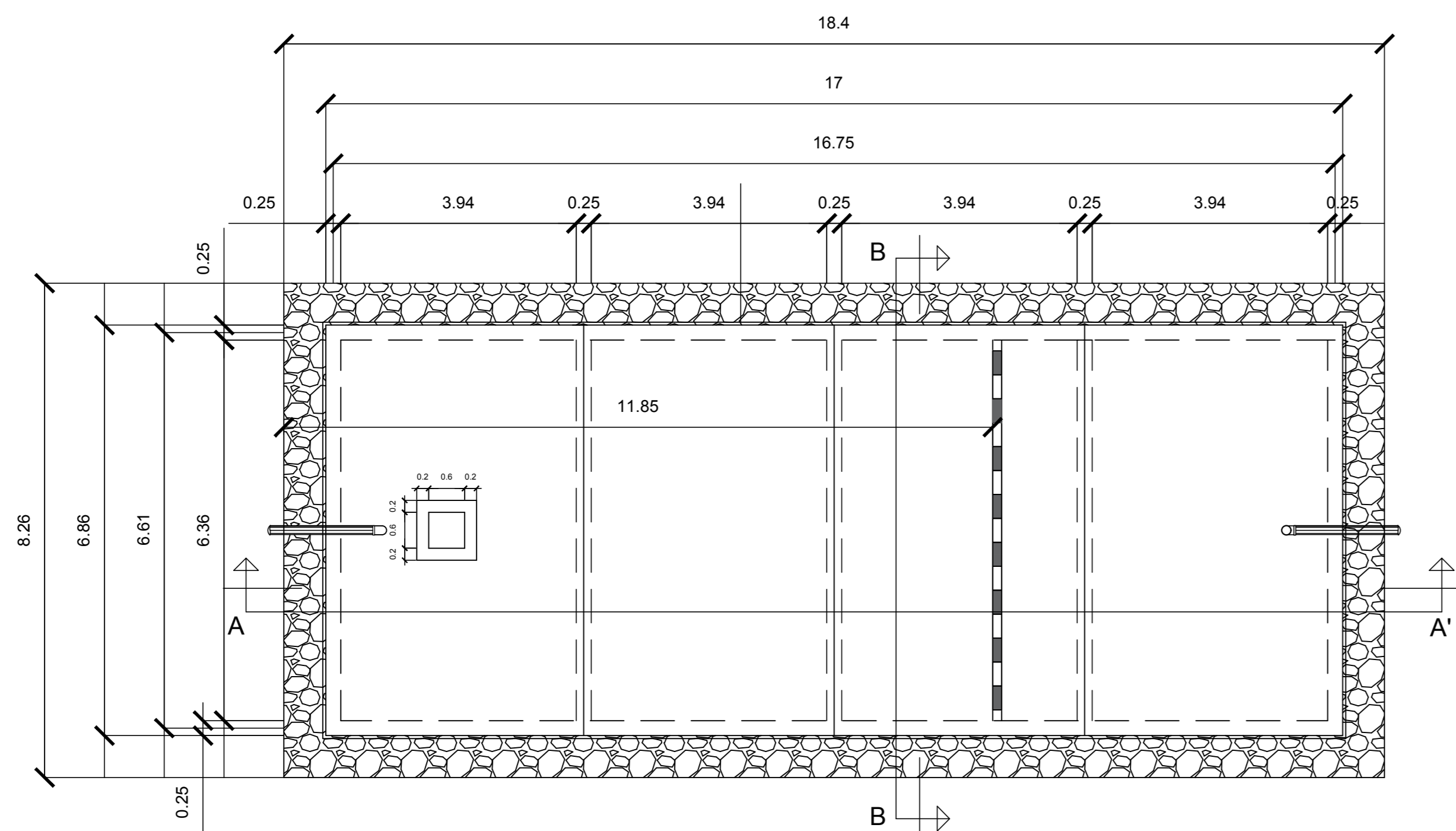
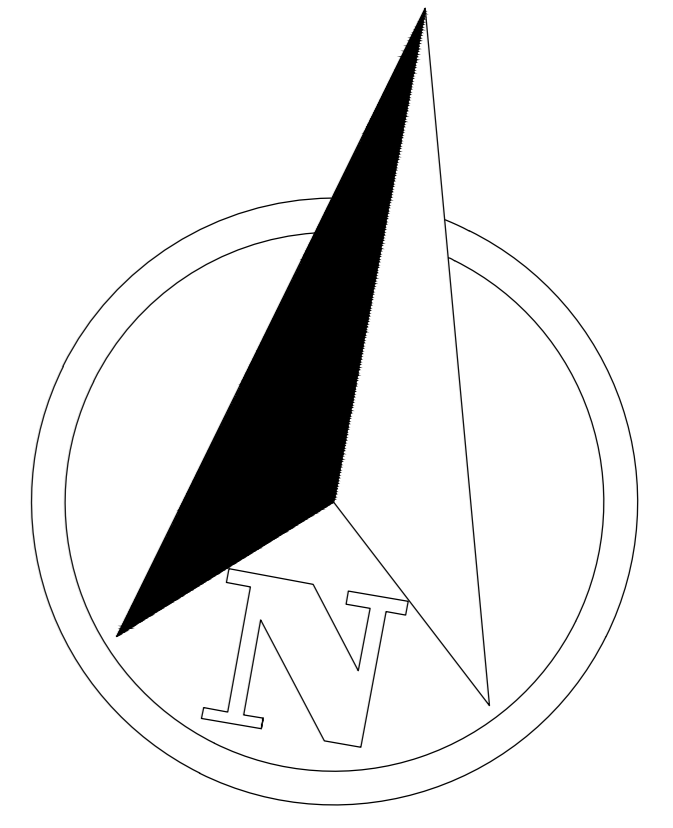


DETALLE DE BROCAL DE POZO

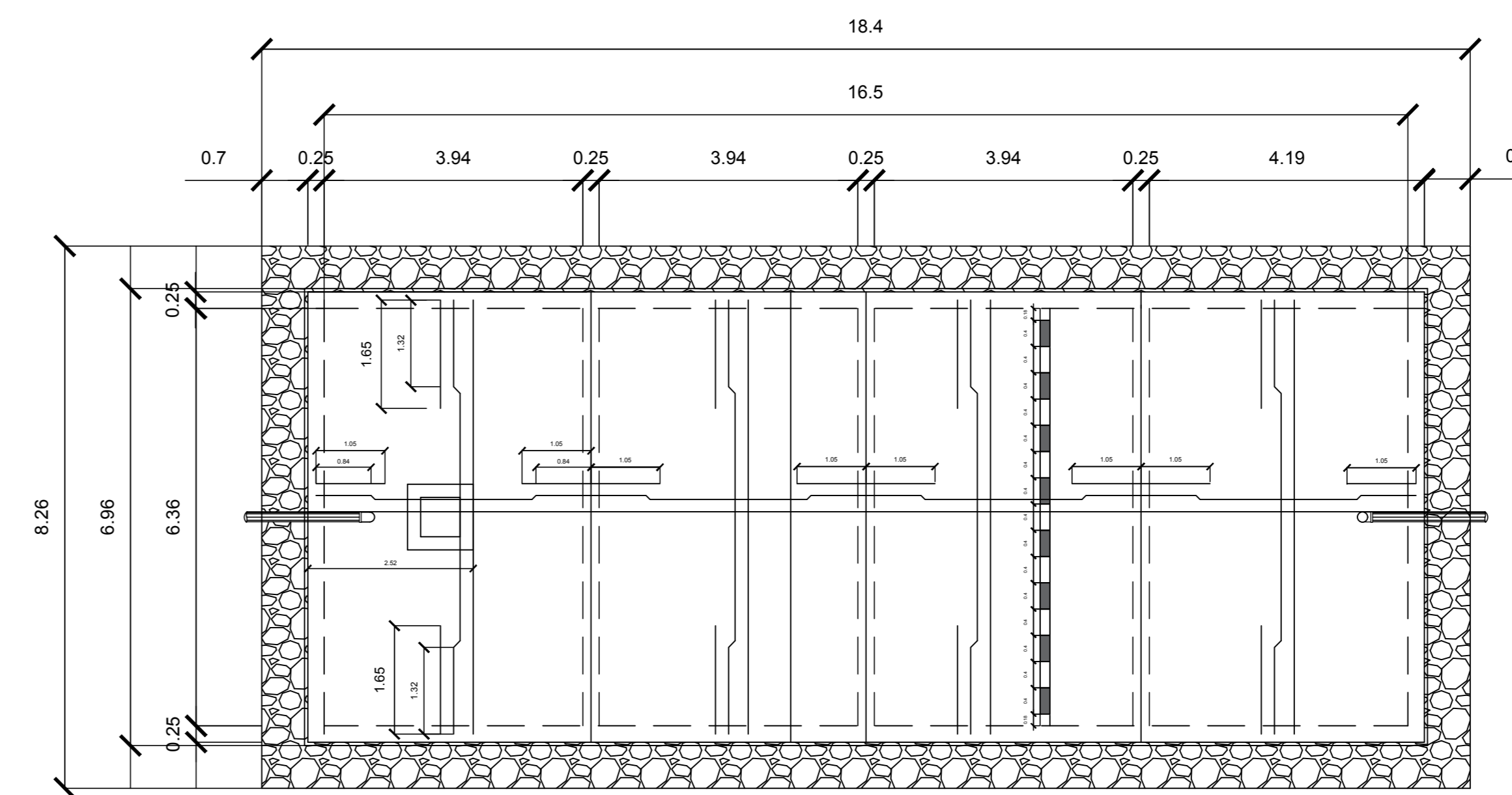
ESCALA: 1/10

<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ</p>	
<p>PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ.</p>	
CONTENIDO: DETALLE DE POZOS	FECHA: 2019
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA: INDICADA
HOJA:	
<p>9</p>	
<p>10</p>	

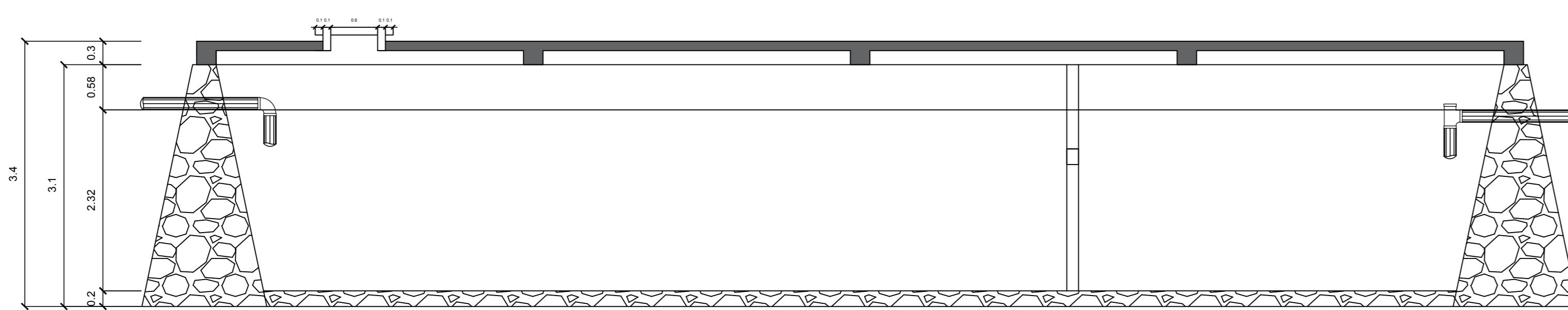
(P) ASTRID DIAZ (P) ING JUAN MERCK



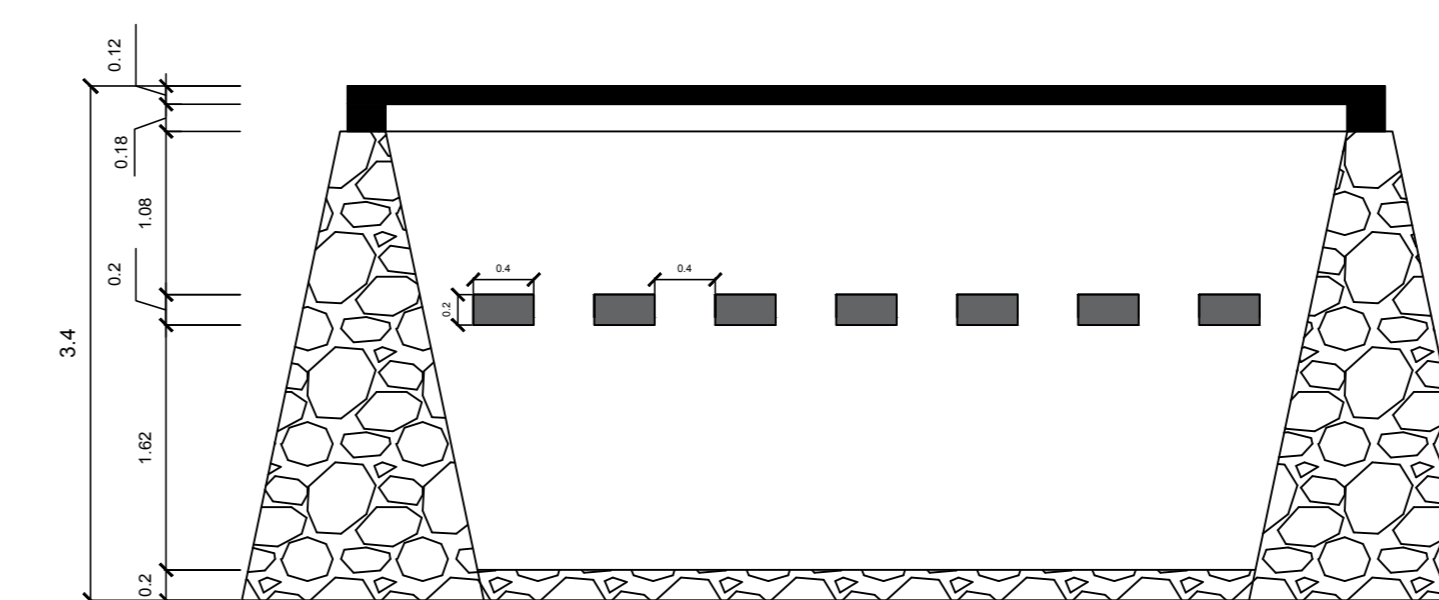
PLANTA DE FOSA SEPTICA
ESCALA: 1/75



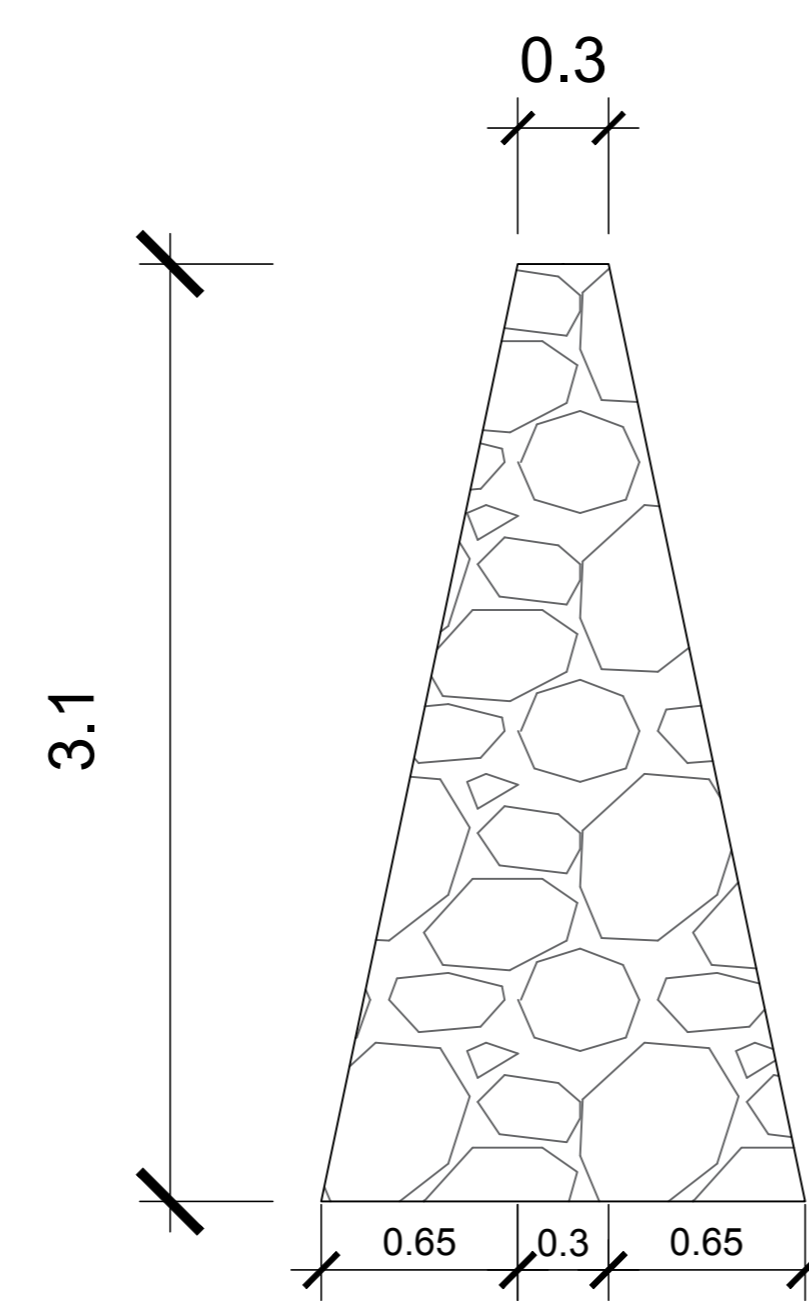
PLANTA ARMADO DE LOSA SUPERIOR
ESCALA: 1/75



SECCIÓN A-A'
ESCALA: 1/50



SECCIÓN B-B'
ESCALA: 1/50



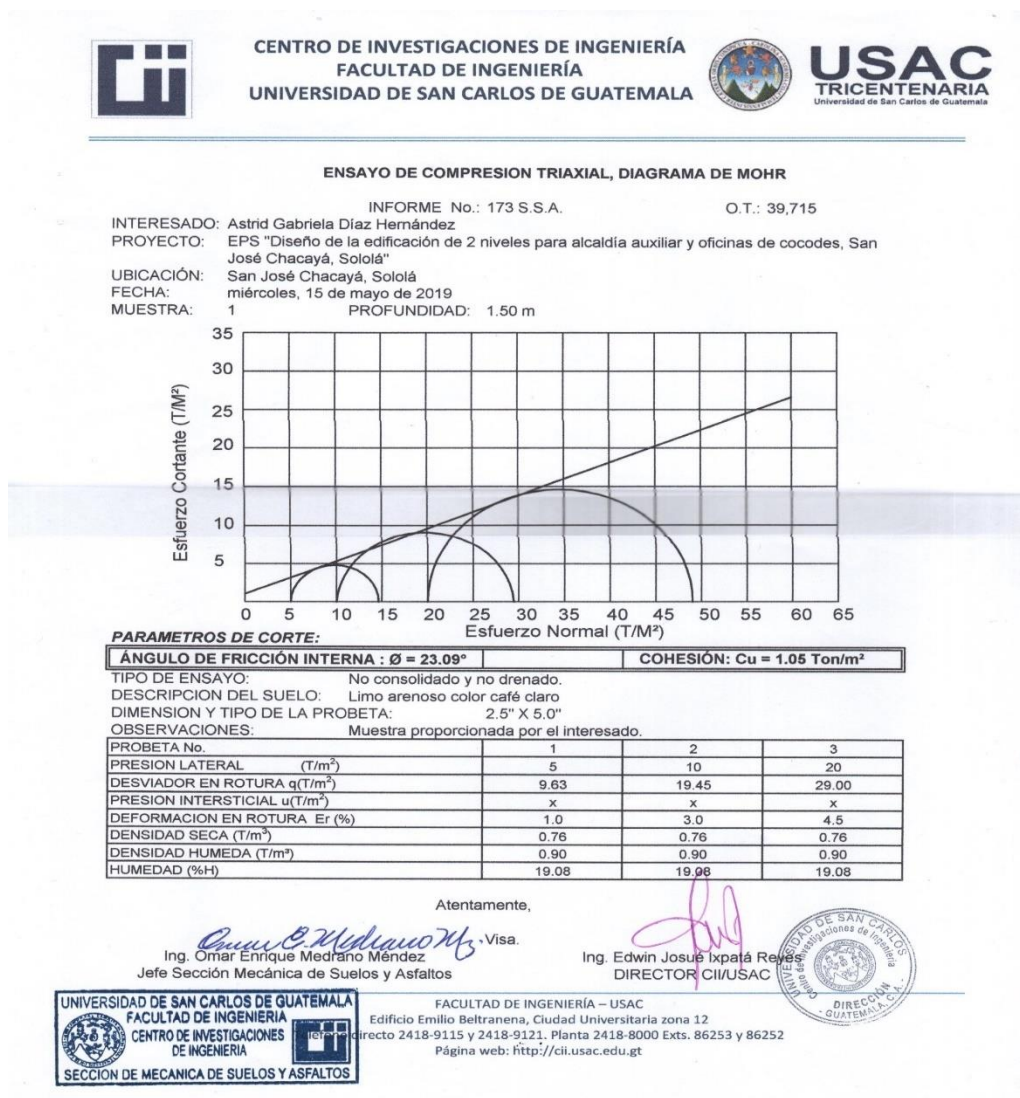
DETALLE DE MURO DE GRAVEDAD
ESCALA: 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
ACERO DEBERÁ TENER UN FY DE 2810 Kg/cm ²	
LA RESISTENCIA DE CONCRETO A UTILIZAR EN LAS FOSAS SEPTICAS DEBE TENER UN F' C 210 DE Kg/cm ² , CON UNA PROPORCIÓN VOLUMÉTRICA DE 1:2:3:0.5	
TODA LA TUBERIA UTILIZADA EN LAS INSTALACIONES DE LA FOSA SEPTICA SERÁ RIB LOC DE Ø 6" (160MM).	
LAS UNIONES DE TUBERIA RIB LOC SE REALIZARAN CON UNA SOLUCIÓN DE CEMENTO SOLVENTE DE PVC	
SE DEBEN CONSTRUIR UN TOTAL DE 6 FOSAS SEPTICAS PARA TODO EL SISTEMA.	

PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN EL CASERIO LOS PLANES, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ.	
CONTENIDO: DETALLE DE POZOS	FECHA: 2019
DIBUJANTE: ASTRID GABRIELA DÍAZ HERNÁNDEZ	ESCALA: INDICADA
HOJA: 10 / 10	
<small>(F) ASTRID DIAZ</small>	<small>(F) ING JUAN MERCK</small>

ANEXOS

Anexo 1. Ensayo de compresión triaxial no drenado no consolidado, diagrama de Mohr



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII), departamento de suelos.

A continuación, se presentan las tablas de coeficientes del método tres del código ACI 318S-14.

Anexo 2. Tabla de coeficientes para momentos negativos en losas

Coefficientes para momentos negativos en losas^a

$$M_{a,neg} = C_{a,neg} w l_x^2 \quad \text{donde } w = \text{carga muerta más viva uniforme total}$$

$$M_{b,neg} = C_{b,neg} w l_y^2$$

Relación $m = \frac{l_x}{l_y}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.045 0.045	0.076	0.050 0.050	0.075	0.071	0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.050 0.041	0.072	0.055 0.045	0.079	0.075	0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.055 0.037	0.070	0.060 0.040	0.080	0.079	0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.060 0.031	0.065	0.066 0.034	0.082	0.083	0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.065 0.027	0.061	0.071 0.029	0.083	0.086	0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.069 0.022	0.056	0.076 0.024	0.085	0.088	0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.074 0.017	0.050	0.081 0.019	0.086	0.091	0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.077 0.014	0.043	0.085 0.015	0.087	0.093	0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.081 0.010	0.035	0.089 0.011	0.088	0.095	0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.084 0.007	0.028	0.092 0.008	0.089	0.096	0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.086 0.006	0.022	0.094 0.006	0.090	0.097	0.014	0.089 0.010	0.088 0.003

Fuente: NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 378.










**Anexo 3. Tabla de coeficientes para momentos positivos en losas
para carga muerta**

Coeficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas"

$$M_{i, pos, dl} = C_{a, dl} w l_a^2$$

donde w = carga muerta uniforme total

$$M_{b, pos, dl} = C_{b, dl} w l_b^2$$

Relación	Caso1	Caso2	Caso3	Caso4	Caso5	Caso6	Caso7	Caso8	Caso9
l_b									
1.00	$C_{a, dl}$ 0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
	$C_{b, dl}$ 0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95	$C_{a, dl}$ 0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
	$C_{b, dl}$ 0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90	$C_{a, dl}$ 0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
	$C_{b, dl}$ 0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85	$C_{a, dl}$ 0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
	$C_{b, dl}$ 0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.80	$C_{a, dl}$ 0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
	$C_{b, dl}$ 0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010
0.75	$C_{a, dl}$ 0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
	$C_{b, dl}$ 0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.70	$C_{a, dl}$ 0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033
	$C_{b, dl}$ 0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65	$C_{a, dl}$ 0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034
	$C_{b, dl}$ 0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.60	$C_{a, dl}$ 0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
	$C_{b, dl}$ 0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55	$C_{a, dl}$ 0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
	$C_{b, dl}$ 0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.50	$C_{a, dl}$ 0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
	$C_{b, dl}$ 0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002

Fuente: NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 379.

Anexo 4. **Tabla de coeficientes para momentos positivos en losas para carga viva**

Coeficientes para momentos positivos debidos a carga viva en losas"

$$M_{a,por,l} = C_{a,l} w l^2$$

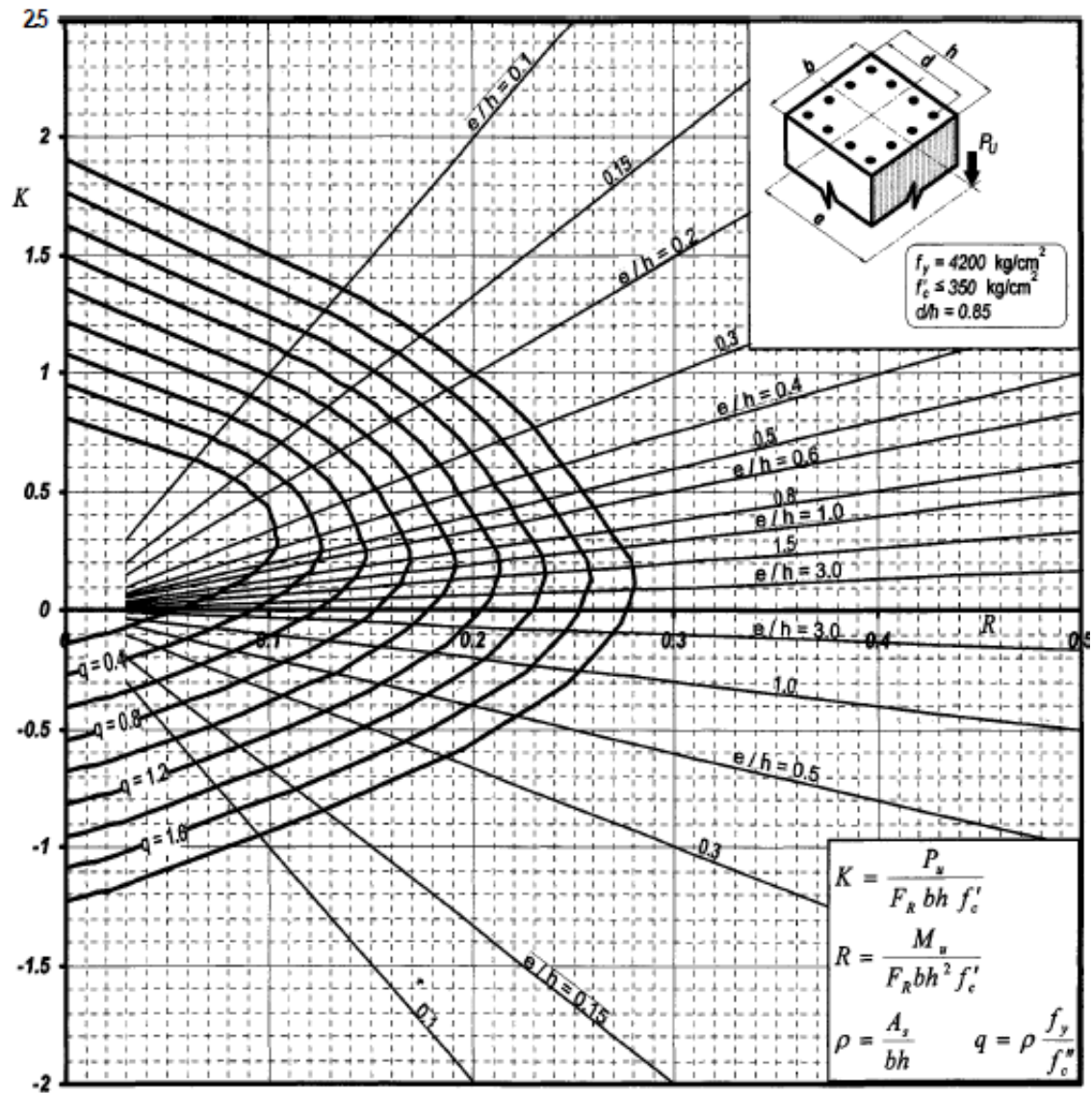
donde w = carga viva uniforme total

$$M_{b,por,l} = C_{b,l} w l^2$$

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso1	Caso2	Caso3	Caso4	Caso5	Caso6	Caso7	Caso8	Caso9
1.00	$C_{a,l}$ 0.036	0.027	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.030
	$C_{b,l}$ 0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.030	0.028
0.95	$C_{a,l}$ 0.040	0.030	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
	$C_{b,l}$ 0.033	0.025	0.029	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
0.90	$C_{a,l}$ 0.045	0.034	0.035	0.039	0.037	0.042	0.040	0.035	0.036
	$C_{b,l}$ 0.029	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.029	0.024	0.022
0.85	$C_{a,l}$ 0.050	0.037	0.040	0.043	0.041	0.046	0.045	0.040	0.039
	$C_{b,l}$ 0.026	0.019	0.024	0.023	0.019	0.022	0.026	0.022	0.020
0.80	$C_{a,l}$ 0.056	0.041	0.045	0.048	0.044	0.051	0.051	0.044	0.042
	$C_{b,l}$ 0.023	0.017	0.022	0.020	0.016	0.019	0.023	0.019	0.017
0.75	$C_{a,l}$ 0.061	0.045	0.051	0.052	0.047	0.055	0.056	0.049	0.046
	$C_{b,l}$ 0.019	0.014	0.019	0.016	0.013	0.016	0.020	0.016	0.013
0.70	$C_{a,l}$ 0.068	0.049	0.057	0.057	0.051	0.060	0.063	0.054	0.050
	$C_{b,l}$ 0.016	0.012	0.016	0.014	0.011	0.013	0.017	0.014	0.011
0.65	$C_{a,l}$ 0.074	0.053	0.064	0.062	0.055	0.064	0.070	0.059	0.054
	$C_{b,l}$ 0.013	0.010	0.014	0.011	0.009	0.010	0.014	0.011	0.009
0.60	$C_{a,l}$ 0.081	0.058	0.071	0.067	0.059	0.068	0.077	0.065	0.059
	$C_{b,l}$ 0.010	0.007	0.011	0.009	0.007	0.008	0.011	0.009	0.007
0.55	$C_{a,l}$ 0.088	0.062	0.080	0.072	0.063	0.073	0.085	0.070	0.063
	$C_{b,l}$ 0.008	0.006	0.009	0.007	0.005	0.006	0.009	0.007	0.006
0.50	$C_{a,l}$ 0.095	0.066	0.088	0.077	0.067	0.078	0.092	0.076	0.067
	$C_{b,l}$ 0.006	0.004	0.007	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.004

Fuente: NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 380.

Anexo 5. Diagrama de interacción momento – carga axial, de columna



Fuente: GONZALES CUEVAS, Oscar. *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*, p. 774.

