



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

**DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES Y DEL
GIMNASIO POLIDEPORTIVO, PATZICÍA CHIMALTENANGO**

Feliciano Poyón Curuchich
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, noviembre de 2021

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES Y DEL
GIMNASIO POLIDEPORTIVO, PATZICÍA CHIMALTENANGO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

FELICIANO POYÓN CURUCHICH
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE 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. Kevin Vladimir Armando Cruz Lorente
VOCAL V	Br. Fernando José Paz González
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANA	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES Y DEL
GIMNASIO POLIDEPORTIVO, PATZICÍA CHIMALTENANGO**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 10 de agosto de 2017.

Feliciano Poyón Curuchich



Guatemala, 08 de febrero de 2021
Ref.EPS.DOC.30.02.2021

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

Estimado Ingeniero Argueta Hernández:

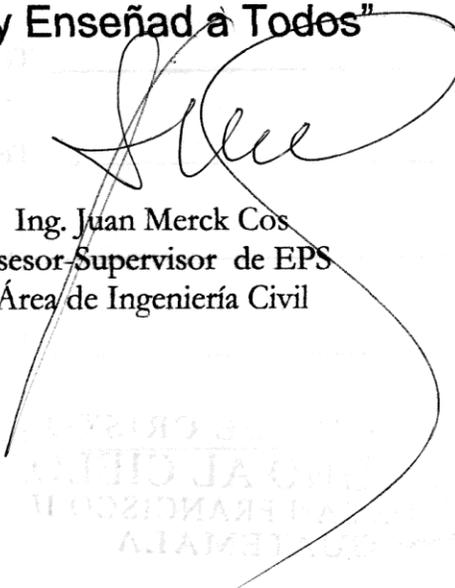
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Feliciano Poyón Curuchich, Registro Académico 199213175 y CUI 1841 83219 0404** de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE LA EDIFICACION DE DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES Y DEL GIMNASIO POLIDEPORTIVO, PATZICÍA, CHIMALTENANGO.**

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

Universidad de San Carlos de
Guatemala



Facultad de Ingeniería
Unidad de EPS

Guatemala, 16 de julio de 2021
REF.EPS.D.119.07.2021

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 LA EDIFICACION DE DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES Y DEL GIMNASIO POLIDEPORTIVO, PATZICÍA, CHIMALTENANGO**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Feliciano Poyón Curuchich, CUI 1841 83219 0404 y Registro Académico 199213175**, quien fue debidamente asesorado y supervisado 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



Guatemala, 13 de julio 2021

Ingeniero
Oscar Argueta Hernández
Director Unidad de EPS
Guatemala
Respetado Ingeniero.

Por medio de la presente comunico a usted, que la facultad de Ingeniería a través de la Escuela de Ingeniería Civil ha aprobado el tema para trabajo Final de EPS **DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES Y DEL GIMNASIO POLIDEPORTIVO, PATZICÍA CHIMALTENANGO**, del estudiante **FELICIANO POYÓN CURUCHICH**, de la Carrera de Ingeniería Civil, Registro Académico, **1999213175** como Asesor al **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.

Sin otro particular, le saludo muy atentamente.

ID Y ENSEÑAD A TODOS



Ing. Armando Fuentes Roca
Director Escuela Ingeniería Civil

Asesor
Interesado





ESCUELA DE
INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

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 del estudiante Feliciano Poyón Curuchich **DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES Y DEL GIMNASIO POLIDEPORTIVO, PATZICÍA CHIMALTENANGO** 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, noviembre 2021

/mrrm

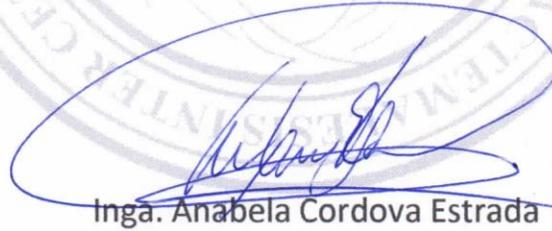




DTG.639.2021

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 LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES Y DEL GIMNASIO POLIDEPORTIVO, PATZICÍA CHIMALTENANGO**, presentado por el estudiante universitario: **Feliciano Poyón Curuchich**, 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, noviembre de 2021

AACE/asga

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Al ser supremo creador que me dio la vida y brindarme la luz en todo momento de mi carrera.
Mis padres	Por darme la oportunidad de vivir mis agradecimientos a ellos.
Mi familia	Quienes me respondieron en todo momento muy agradecido.
Mi hermano	Armando por su apoyo moral desde el inicio hasta el final de mi carrera.
Facultad de Ingeniería	Donde me diera los conocimientos ingenieriles.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Él, creador de la vida y cuanto existe en el universo.
Mis padres	Por el privilegio de la vida mi agradecimiento.
Mi familia	Quienes me apoyaron en todo momento muy agradecido.
Mi asesor	Ing. Juan Merck por su experiencia y sus conocimientos ingenieriles muy agradecido.
Mis amigos	Que en todo el recorrido de mi carrera me brindaron apoyo moral y afecto.
Universidad de San Carlos de Guatemala	Mi casa de estudio que me brindó todo lo necesario hasta finalizar mi carrera.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
GLOSARIO	XVII
RESUMEN	XIX
OBJETIVOS.....	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Patzicía Chimaltenango	1
1.1.2. Descripción de las necesidades	1
1.1.3. Análisis y priorización de las necesidades.....	2
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	5
2.1. Diseño de la edificación de dos niveles para oficinas municipales Patzicía, Chimaltenango.....	5
2.1.1. Descripción del área disponible para la edificación del proyecto	5
2.1.2. Estudio de suelos	8
2.1.2.1. Determinación del Valor soporte del suelo	8
2.1.3. Normas y reglamentos para el diseño de edificios	10
2.1.3.1. Criterios generales.....	10

2.1.3.2.	Criterios de pre dimensionamiento.....	10
2.1.3.3.	Criterio de conjunto	11
2.1.3.4.	Criterios de iluminación y ventilación ...	11
2.1.3.5.	Criterio de CONRED	13
2.1.4.	Diseño arquitectónico.....	14
2.1.4.1.	Ubicación del edificio en el terreno.....	16
2.1.4.2.	Distribución de ambientes	16
2.1.4.3.	Altura del edificio	17
2.1.5.	Análisis Estructural.....	17
2.1.5.1.	Selección del sistema estructural a utilizar.....	17
2.1.5.2.	Predimensionamiento de elementos estructurales.....	18
2.1.5.3.	Integración de cargas de diseño	26
2.1.5.4.	Cargas verticales para marcos dúctiles, según AGIES, NSE-2-18.....	27
2.1.5.5.	Cargas horizontales en marcos dúctiles según AGIES	34
2.1.5.6.	Cálculo de corte basal.....	39
2.1.5.7.	Análisis por medio de software ETABS.....	65
2.1.5.8.	Análisis estructural por el método de Kani	74
2.1.5.9.	Envolvente de momentos.....	106
2.1.5.10.	Diagramas de cortes y momentos últimos.....	113
2.1.6.	Diseño estructural	118
2.1.6.1.	Diseño en losas.....	118
2.1.6.2.	Diseño de vigas.....	140

	2.1.6.3.	Diseño de columnas	151
	2.1.6.4.	Diseño de nudo sísmico	173
	2.1.6.5.	Diseño de cimientos	185
	2.1.6.6.	Diseño de gradas.....	199
	2.1.7.	Diseño de instalaciones	208
	2.1.7.1.	Agua potable.....	208
	2.1.7.2.	Eléctrica.....	209
	2.1.8.	Planos constructivos.....	209
	2.1.9.	Presupuesto.....	210
	2.1.10.	Estudio de impacto ambiental inicial.....	212
2.2.		Diseño del gimnasio polideportivo municipal de Patzicía, Chimaltenango	213
	2.2.1.	Descripción del proyecto	213
	2.2.2.	Determinación del área a construir	214
	2.2.3.	Normas y reglamentación para el diseño de instalaciones deportivas	214
	2.2.3.1.	Principios generales	216
	2.2.3.2.	Predimensionamiento de elementos estructurales	217
	2.2.3.3.	Principios de iluminación y ventilación	217
	2.2.3.4.	Otros criterios a considerar.....	217
	2.2.4.	Diseño Arquitectónico.....	218
	2.2.4.1.	Ubicación del edificio dentro del predio.....	218
	2.2.4.2.	Distribución de ambientes.....	218
	2.2.4.3.	Alturas y cotas	219
	2.2.5.	Análisis estructural.....	219
	2.2.5.1.	Selección del sistema estructural	219

2.2.5.2.	Predimensionamiento de elementos estructurales.....	219
2.2.5.3.	Cargas de diseño	223
2.2.6.	Diseño estructural	224
2.2.6.1.	Diseño de cubierta	224
2.2.6.2.	Selección de la estructura del soporte de la cubierta.....	225
2.2.6.3.	Diseño de los elementos	226
2.2.6.4.	Diseño de columnas.....	238
2.2.7.	Diseño de muros	243
2.2.8.	Diseño de cimientos	247
2.2.9.	Diseño de Instalaciones	257
2.2.9.1.	Instalaciones eléctricas	258
2.2.9.2.	Instalaciones hidráulicas	258
2.2.9.3.	Drenaje.....	258
2.2.10.	Estudio de impacto ambiental inicial	259
CONCLUSIONES.....		263
RECOMENDACIONES		265
BIBLIOGRAFÍA.....		267
ANEXOS.....		269

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización del municipio de Patzicía	3
2.	Planta principal primer nivel, módulo 1	7
3.	Planta principal segundo nivel, módulo 1	7
4.	Separación entre edificios adyacentes para evitar choques	15
5.	Ubicación del edificio en terreno	16
6.	Sección transversal de viga principal	22
7.	Área tributaria columna crítica	24
8.	Carga muerta distribuida, sentido Y módulo 1	32
9.	Carga viva distribuida, sentido Y módulo 1	33
10.	Carga muerta distribuida, sentido X módulo 1	33
11.	Carga viva distribuida, sentido X módulo 1	34
12.	Zonificación sísmica de Guatemala	40
13.	Distribución de fuerza sísmica sentido "Y"	51
14.	Distribución de fuerza sísmica sentido "X"	51
15.	Cortante sísmico y torsión marco C	64
16.	Cortante sísmico y torsión marco 2	65
17.	Planta principal módulo 1	66
18.	Planta modelo en 3D	66
19.	Propiedades de sección vigas	67
20.	Propiedades de sección columnas	67
21.	Peso de la estructura	68
22.	Cargas vivas aplicadas	68
23.	Carga de acabados	69

24.	Sobrecarga	69
25.	Carga de muros	70
26.	Carga Sísmica	70
27.	Análisis de marco “C”, carga muerta.....	71
28.	Análisis de marco “C”, carga viva	71
29.	Análisis de marco “2”, carga muerta	72
30.	Análisis de marco “2”, carga viva	72
31.	Carga de sismo marco 2, sentido “X”	73
32.	Carga de sismo marco C, sentido “Y”	74
33.	Iteración de Kani con carga muerta, marco “ C”	78
34.	Iteración de Kani con carga viva, marco “C”	81
35.	Iteración de Kani con carga sísmica, marco “C”	85
36.	Iteración de Kani con carga viva marco “2”, sentido X.....	87
37.	Iteración de Kani con carga muerta marco “2”, sentido X.....	88
38.	Iteración de Kani con carga de sismo marco “2”, sentido X.....	89
39.	Diagrama de momento en vigas MARCO “C”, debido a la carga muerta, sentido Y módulo 1	90
40.	Diagrama de momento en columnas MARCO “C”, debido a la carga muerta, sentido Y módulo 1	90
41.	Diagrama de momento en vigas, MARCO “2”, debido a la carga muerta, sentido X módulo 1	91
42.	Diagrama de momento en columnas MARCO “2”, debido a la carga muerta, sentido X módulo 1	91
43.	Diagrama de momento en vigas MARCO “C”, debido a la carga viva, sentido Y módulo 1	92
44.	Diagrama de momento en columnas MARCO “C”, debido a la carga viva, sentido Y módulo 1	92
45.	Diagrama de momento en vigas MARCO “2”, debido a la carga viva, sentido X módulo 1	93

46.	Diagrama de momento en columnas MARCO "2", debido a la carga viva, sentido X módulo 1	93
47.	Diagrama de momento en vigas MARCO "C", debido a la carga sísmica, sentido Y modulo 1	94
48.	Diagrama de momento en columna MARCO "C", debido a la carga sísmica, sentido Y modulo 1	94
49.	Diagrama de momento en vigas MARCO "2", debido a la carga sísmica, sentido X módulo 1	95
50.	Diagrama de momento en columnas MARCO "2", debido a la carga sísmica, sentido X módulo 1	95
51.	Diagrama de envolventes de momentos en vigas, MARCO "C" sentido Y, módulo 1.....	111
52.	Diagrama de envolventes de momentos en columnas, MARCO "C" sentido Y, módulo 1.....	111
53.	Diagrama de envolventes de momentos en vigas, MARCO "2" sentido X, módulo 1.....	112
54.	Diagrama de envolventes de momentos en columnas, MARCO "2" sentido X, módulo 1.....	112
55.	Diagrama de cortante último en vigas, sentido "Y", módulo 1	116
56.	Diagrama de cortante último en columnas, sentido "Y", módulo 1	116
57.	Diagrama de cortante último en vigas, sentido "X", módulo 1	117
58.	Diagrama de cortante último en columnas, sentido "X", módulo 1	117
59.	Coeficientes para momentos en losas	119
60.	Planta de distribución de losas en nivel 1 y 2.....	120
61.	Planta de áreas tributarias de losas	121
62.	Diagrama de balance de momentos.....	128
63.	Balance de momentos primer nivel, módulo 1	133
64.	Balance de momentos segundo nivel, módulo 1	134
65.	Diagrama de corte actuante y corte resistente	147

66.	Secciones de viga 1 y 2	150
67.	Planta tributaria en columna	152
68.	Diagrama sentido X-X y Y-Y, para cálculo de esbeltez en columnas	159
69.	Diagrama de interacción de la columna principal	165
70.	Armado de columna, nivel 1 - 2	172
71.	Corte de columna Nivel 1 y 2	173
72.	Nudo (C-2) Interior	178
73.	Detalle viga que llega al Nudo	180
74.	Fuerzas actuantes en cargas laterales	181
75.	Cortante en la columna	182
76.	Extensión de la columna más allá del borde de viga	183
77.	Detalle de nudo, (ACI 352RS-10, refuerzo transversal y vertical del nudo).....	185
78.	Diagrama de corte simple	192
79.	Diagrama de corte punzonante.....	193
80.	Momento flector último sobre la zapata	195
81.	Detalle de armado de zapata concéntrica.....	198
82.	Planta principal polideportivo municipal.....	214
83.	Diagrama de relación luz / flecha.....	227
84.	Diagrama de radio de curvatura	227
85.	Detalle de la cubierta flecha/luz	231
86.	Armado de sección de viga canal	237
87.	Detalle del refuerzo transversal de columna	243
88.	Diagrama por corte simple	251
89.	Diagrama por corte punzonante	253
90.	Detalle de armado de zapata principal.....	257

TABLAS

I.	Espesor mínimo de losas no preesforzadas en dos direcciones sin vigas interiores (mm).....	19
II.	Altura mínima de viga no preesforzada.....	20
III.	Carga viva y muerta eje “Y”.....	30
IV.	Carga viva y muerta sentido “X”.....	31
V.	Nivel mínimo de protección sísmica.....	41
VI.	Coefficiente de sitio F_a	42
VII.	Coefficiente de sitio F_v	42
VIII.	Factor de determinación del nivel de diseño.....	43
IX.	Comparación de períodos.....	46
X.	Coefficiente para diseño de sistema sismo resistente.....	47
XI.	Distribución vertical de la fuerza sísmica.....	50
XII.	Centro geométrico en sentido “X”, “Y”.....	52
XIII.	Centro de masa sentido “X” segundo nivel.....	53
XIV.	Centro de masa sentido “X” primer nivel.....	53
XV.	Centro de masa sentido “Y” segundo nivel.....	54
XVI.	Centro de masa sentido “Y” primer nivel.....	55
XVII.	Cálculo de centro de rigidez nivel 2, eje – X.....	57
XVIII.	Cálculo de centro de rigidez nivel 1, eje – X.....	58
XIX.	Cálculo de centro de rigidez nivel 2, eje - Y.....	58
XX.	Cálculo de centro de rigidez nivel 1, eje – Y.....	58
XXI.	Cortante por torsión y sismo sentido “X” Nivel- 1.....	61
XXII.	Cortante por torsión y sismo sentido “X” Nivel- 2.....	62
XXIII.	Cortante por torsión y sismo sentido “Y” Nivel- 1.....	62
XXIV.	Cortante por torsión y sismo sentido “Y” Nivel- 2.....	63
XXV.	Resumen de cortantes finales por marco.....	63
XXVI.	Comparación entre Kani y ETABS – Carga Muerta Sentido “Y”.....	96

XXVII.	Comparación entre Kani y ETABS – Carga Viva Sentido “Y”	97
XXVIII.	Comparación entre Kani y ETABS – Carga Muerta Sentido “X”	98
XXIX.	Comparación entre Kani y ETABS – Carga Viva Sentido “X”	99
XXX.	Diferencia en porcentajes de resultados entre ETABS y Kani, Carga Muerta sentido “Y”	100
XXXI.	Diferencia en porcentajes de resultados entre ETABS y Kani, Carga Viva sentido “Y”	101
XXXII.	Diferencia en porcentajes de resultados entre ETABS y Kani, Carga Muerta sentido “X”	102
XXXIII.	Diferencia en porcentajes de resultados entre ETABS y Kani, Carga Viva sentido “X”	103
XXXIV.	Diferencia en porcentajes de resultados entre ETABS y Kani, Carga Sísmica sentido “Y”	104
XXXV.	Diferencia en porcentajes de resultados entre ETABS y Kani, Carga Sísmica sentido “X”	105
XXXVI.	Combinaciones de cargas	106
XXXVII.	Envolvente de momentos en vigas, sentido “Y”	107
XXXVIII.	Envolvente de momentos en columnas, sentido “Y”	108
XXXIX.	Envolvente de momentos en vigas, sentido “X”	109
XL.	Envolvente de momentos en columnas, sentido “X”	110
XLI.	Cortante en vigas, sentido “Y”	114
XLII.	Cortante en columnas, sentido “Y”	114
XLIII.	Cortante en vigas, sentido “X”	115
XLIV.	Cortante en columnas, sentido “X”	115
XLV.	Valores para integración de cargas para losas	122
XLVI.	Momentos positivos y negativos actuantes para losas, Nivel- 1	127
XLVII.	Momentos positivos y negativos actuantes en losas, Nivel- 2	127
XLVIII.	Áreas y espaciamiento de acero de losas módulo 1	138
XLIX.	Área de acero para viga D-E, primer nivel	144

L.	Cálculo de áreas de acero en vigas eje Y, para nivel 1 y 2.....	150
LI.	Cálculo de esbeltez, de la columna sentido X-X y Y-Y.....	160
LII.	Datos de viga - columna en la intersección del nudo	175
LIII.	Limites dimensionales del ancho sobresaliente del ala para Viga T ..	178
LIV.	Presupuesto general de la edificación de dos niveles, para oficinas de Patzicía	211
LV.	Cronograma físico-financiero del diseño de la edificación de dos niveles para oficinas municipales.....	212
LVI.	Dimensiones mínimas para canchas y campos deportivos.....	215
LVII.	Valores de pre dimensionamiento para vigas	220
LVIII.	Cargas de diseño para techo curvo	223
LIX.	Relación flecha/ luz	224
LX.	Diseño de techos	230
LXI.	Valor soporte permisible, según tipo de suelo.....	247
LXII.	Diámetros mínimos de tubería por accesorio sanitario	259
LXIII.	Presupuesto general del gimnasio polideportivo de Patzicía	261

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
H	Altura
Φ	Ángulo de fricción interna del suelo
Ash	Área ashurada
Asmáx	Área de acero máximo
Asmín	Área de acero mínimo
Astem	Área de acero por temperatura
Az	Área de la zapata
Av	Área de una varilla
Ag	Área gruesa de un elemento
b	Base de la sección transversal del elemento
Pu	Carga axial
CS	Carga de sismo
Cm	Carga muerta
Cu	Carga última total de diseño
W	Carga uniformemente distribuida
Cv	Carga viva
cm	Centímetro
cm²	Centímetro cuadrado
CMx, CMy	Centro de masa en el sentido indicado
CRx, CRy	Centro de rigidez en el sentido indicado
Cs	Coefficiente sísmico de diseño
C	Cohesión
Vact	Corte actuante

Fi	Cortante de cedencia por nivel
Vb	Cortante estático equivalente al límite de cedencia
Vc	Corte máximo resistente del concreto
Vres	Corte resistente
Vu	Corte último
ρ_{bal}	Cuantía de acero balanceada
$\rho_{m\acute{a}x}$	Cuantía de acero máxima
$\rho_{m\acute{i}n}$	Cuantía de acero mínima
γ_c	Densidad del concreto
γ_s	Densidad del suelo
\emptyset	Diámetro de la varilla
/	División
\approx	Equivalente a
V act	Esfuerzo cortante actuante
Vr	Esfuerzo cortante permisible que resiste el concreto
S	Espaciamiento
@	Espaciamiento entre varillas de refuerzo
S máx	Espaciamiento máximo
t	Espesor del elemento
e diseño	Excentricidad de diseño o accidental
e directa	Excentricidad directa o real
kp	Factor de longitud efectiva de pandeo
Fs	Factor de seguridad
Nq, Nc, Ny	Factores de carga para fórmula de Terzaghi
FCU	Factor de carga última
Vs	Fuerza cortante por sismo
Vt	Fuerza cortante por torsión
=	Igual a
Kg	Kilogramo

kg-m	Kilogramo - metro
lb/pie²	libra por pie cuadrado
≥	Mayor o igual que
>	Mayor que
≤	Menor o igual que
<	Menor que
m	Metro
m/s	Metro por segundo
Es	Módulo de elasticidad del acero
Ec	Módulo de elasticidad del concreto
G	Módulo de rigidez del concreto
S	Módulo de sección
M	Momento
*, x	Multiplicación
#	Número de varilla
d	Peralte efectivo
Ta	Período fundamental de vibración
W	Peso
γc	Peso específico del concreto
γs	Peso específico del suelo
Pp	Peso propio del elemento estructural
Ws	Peso sísmico efectivo de la edificación
Wsi	Peso sísmico por nivel
qdis	Presión de diseño
qmáx	Presión máxima
qmín	Presión mínima
F'c	Resistencia a la compresión del concreto
Fy	Resistencia a la tensión del acero
Ei	Relación entre rigideces y brazo de cada marco

$\sqrt{\quad}$	Signo de raíz cuadrada
Σ	Sumatoria
ton	Tonelada
ton/m ²	Tonelada por metro cuadrado
ton/m ³	Tonelada por metro cúbico
Vs	Valor soporte del suelo

GLOSARIO

ACI	Instituto Americano del Concreto
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
Carga muerta	Cargas permanentes soportados por elementos como vigas y columnas.
Carga viva	Cargas que ocupan un edificio sean permanente o pueden cambiar su ubicación.
Cimentación	Elemento estructural destinado a soportar el peso de la construcción y que transmite las cargas al terreno.
COCODE	Consejos Comunitarios de Desarrollo Urbano y Rural.
Columna	La columna es un elemento estructural que sirve para soportar el peso de una estructura.
INE	Instituto Nacional de Estadística
Ductilidad	Capacidad de deformarse sin fractura en el rango inelástico que presentan los materiales.

Esfuerzo	Es una fuerza que actúa sobre el área unitaria en la que se aplica, existen de tensión, flexión, compresión y cortantes.
Estribo	Armadura transversal que resiste esfuerzos de corte y torsión de un elemento estructural.
Excentricidad	Distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez de una estructura.
Fluencia	Material que sufre deformaciones al ser sometido a esfuerzos cortantes antes de producirse una ruptura.
Mampostería	Elementos de construcción formados por bloques que van unidos entre sí por medio de una mezcla.
Momento último	Es el momento afectado por un diseño factor de magnificación el cual indica que resisten las fuerzas internas de los elementos actuantes.
Muro	Elemento que se utiliza para divisiones generalmente de blocks o ladrillos.
Peso específico	Se define como el peso por unidad de volumen.
Presupuesto	Es el cálculo que se realiza con anticipación de un proyecto.

RESUMEN

De acuerdo con la investigación realizada en el municipio de Patzicía departamento de Chimaltenango, se han encontrado dos necesidades básicas de infraestructura deportiva y de atención poblacional, que con esto se cubre parte de las necesidades de la población, específicamente se diseñarán una cancha polideportiva y edificio para oficinas y salón de usos múltiples.

El contenido de este trabajo es el diseño de un edificio de dos niveles conteniendo tres salones para oficinas y servicio sanitario, en el primer nivel y el segundo nivel un salón de usos múltiples, con sus respectivos pasillos en ambos niveles. Para dicha estructura se utilizará marcos dúctiles con nudos rígidos con losa de concreto reforzado. Los dos proyectos están ubicados en la cabecera municipal de Patzicía.

El proyecto de gimnasio municipal se ubicará en lugar denominado el 'Rastro' que está ubicado en la zona cuatro a unos 400 metros, al sur de la cabecera municipal, mientras el edificio de oficinas se ubica entre la cero calle y cuarta avenida zona uno.

Dichos proyectos tienen buena comunicación con la cabecera municipal, así como sus aldeas más cercanas por carretera.

OBJETIVOS

General

Diseñar el edificio de dos niveles y gimnasio municipal de Patzicía, que van acorde a las necesidades de la población.

Específicos

1. Capacitar al personal encargado de cuidar las instalaciones del polideportivo y del edificio a construir, en todos los aspectos de mantenimiento de la infraestructura
2. Desarrollar una investigación de tipo monográfica y un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio.
3. Diseñar un edificio instalando oficinas para las distintas necesidades de la población, prestando una buena atención.
4. Ampliar oficinas para las áreas administrativas que cubran las necesidades de la población.
5. Mejorar las condiciones de vida de la juventud y toda la población de Patzicía a través del deporte.
6. Satisfacer la demanda local de instalaciones deportivas.

7. Aprovechar el espacio urbano para un uso no contaminante.
8. Estimular a las personas de todas las edades a integrar el deporte, aprovechando este recurso.

INTRODUCCIÓN

El municipio de la villa de Patzicía está ubicado al noreste sobre el km. 68 de la vía CA- 1 de la cabecera departamental de Chimaltenango al occidente del país. Con una extensión territorial de 44 Km², a una altitud de 2 400 metros sobre el nivel del mar, su latitud es de 14° 37 34 su longitud 90° 55 30 el municipio está dividido en cuatro zonas, dos colonias, cinco aldeas, seis caseríos, seis fincas, cuatro parajes, colinda al norte con Santa Cruz Balanyá al sur con Acatenango, al oriente con Zaragoza, al occidente con Patzún, todos municipios del departamento de Chimaltenango.

Los habitantes del municipio de Patzicía tienen derecho al deporte y la recreación, por tal motivo es importante contar con espacios deportivos y ambientales, así como instalaciones que les permitan desarrollar libremente mejorar salud y la calidad de vida. El fin de este trabajo es contribuir con la comunidad para la realización de proyectos de infraestructura como un apoyo técnico de la municipalidad, aplicando conocimientos de ingeniería civil.

El desarrollo de áreas polideportivas en el municipio es una necesidad que la municipalidad de Patzicía ha tomado como prioridad, para resolver la falta de instalaciones adecuadas, ya que no cuenta con instalaciones destinadas para practicar deporte en el centro del área urbana. Por tal razón, se impulsa a realizar el presente proyecto para el beneficio de la población.

El polideportivo tendrá instalaciones deportivas adaptadas a la práctica de las siguientes disciplinas: fútbol sala, y baloncesto. Por otra parte, se priorizó el diseño de un edificio de dos niveles que contendrá oficinas para la atención a

todo el público. Además, este edificio tendrá un salón de usos múltiples, para las diferentes necesidades de la municipalidad.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Patzicía Chimaltenango

El municipio de Patzicía tiene como necesidades los servicios básicos como abastecimiento de agua potable, alumbrado eléctrico, alcantarillados, servicio de recolección y gestión de residuos, entre otros. Es responsable la administración municipal velar para que toda la población tenga acceso a los mismos derechos.

1.1.2. Descripción de las necesidades

Los habitantes de Patzicía tienen varias necesidades de servicios básicos entre las principales están:

Alcantarillados: es necesario la construcción de alcantarillados principalmente en las periferias del municipio para evitar malos olores y enfermedades.

Edificio escolar: es primordial la construcción de edificios en las comunidades por demanda de la población estudiantil.

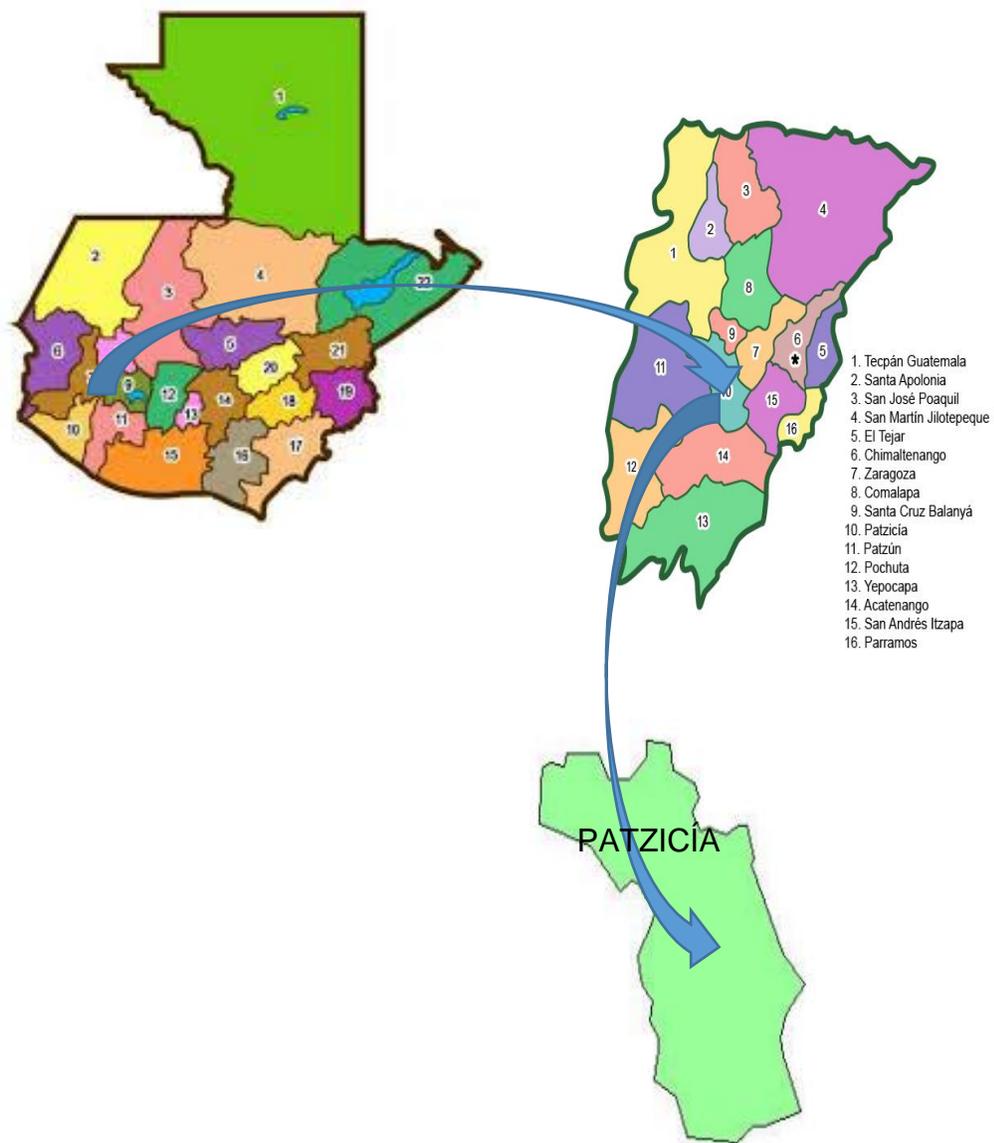
Pavimentación: en las comunidades principalmente debido a que las calles son de terracería.

1.1.3. Análisis y priorización de las necesidades

Las necesidades básicas de la población en común acuerdo con las organizaciones comunitarias (COCODE) y autoridades municipales son:

- Planta de tratamiento
- Puente a desnivel sobre la carretera interamericana
- Infraestructura vial
- Alcantarillado pluvial
- Alcantarillado sanitario

Figura 1. Localización del municipio de Patzicía



Fuente: IGN. Instituto Geográfico Nacional. *Localización del municipio Patzicía*.
<http://www.ign.gob.gt/>. Consulta: 23 octubre 2019.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de la edificación de dos niveles para oficinas municipales Patzicía, Chimaltenango

Actualmente la municipalidad de Patzicía no cuenta con instalaciones para el servicio de atención al público, en este sentido se proyecta el diseño de un edificio para cubrir la demanda de espacio para oficinas, para este caso se utilizará marcos dúctiles con nudos rígidos, bajo las normas de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES).

2.1.1. Descripción del área disponible para la edificación del proyecto

Para el proyecto se utilizó un área de 15,8 x 7,5 m, con columnas, zapatas, cimiento corrido, losa de concreto reforzado y muros tabiques de mampostería reforzada.

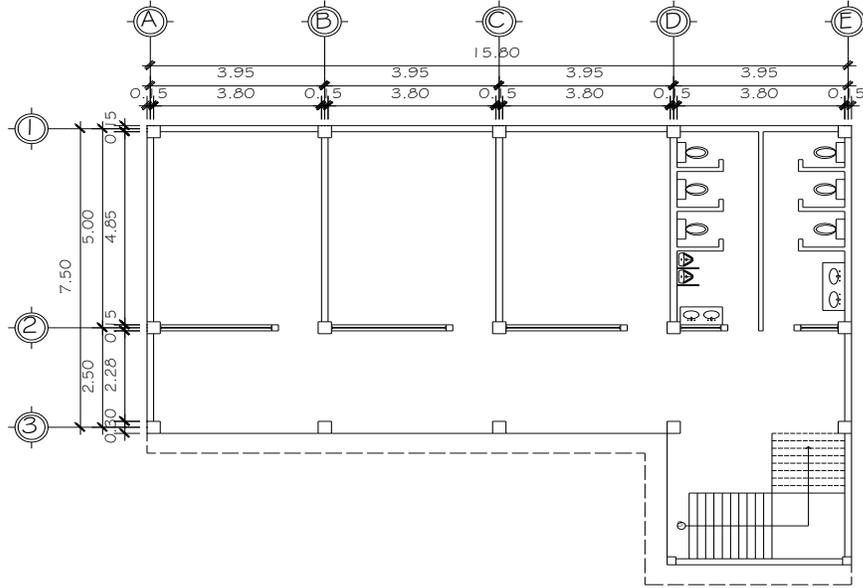
Se ubicará en un área desocupada en la zona 4 de la cabecera municipal, cuenta con un área de 17,8 m x 13 m. ocupándose un 50 % del área disponible.

Sistema estructural del proyecto: de acuerdo con la Norma AGIES NSE 3 - 18 sección 1.6.2, este edificio se clasifica como un sistema de marcos E-1; está constituido con marcos de columnas y vigas que soportan toda la carga vertical y todas las solicitaciones horizontales. Los marcos deben estar unidos entre sí por diafragmas de piso horizontales.

La filosofía de diseño a utilizar será la establecida en la Norma AGIES NSE-2 sección 8.2.1, método de diseño por resistencia, conocido como “método de diseño por factores de carga y resistencia LRFD”.

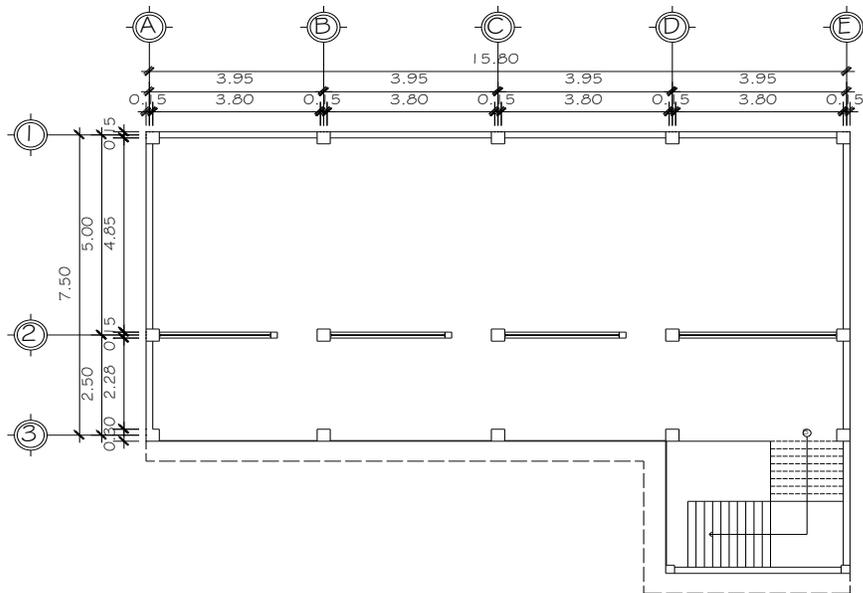
- Códigos y normas utilizados
 - NSE-1; Generalidades, administración de las normas y supervisión técnica.
 - NSE-2.1 Estudios geotécnicos.
 - NSE-2; demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección.
 - NSE-3; diseño estructural de edificaciones.
 - ACI 318S-18: Requisitos de reglamento para concreto estructural, capítulo 8, 9, 18 y 24.
 - ACI 352RS-02: Recomendaciones para diseño de conexiones viga-columna.
 - ACI 1963: método 3 de coeficientes para losas.

Figura 2. **Planta principal primer nivel, módulo 1**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 3. **Planta principal segundo nivel, módulo 1**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.1.2. Estudio de suelos

El estudio geotécnico se realiza previamente al proyecto de un edificio y tiene por objeto determinar la naturaleza y propiedades del terreno, necesarios para definir el tipo y condiciones de cimentación, también permite conocer las características físicas, químicas y mecánicas del suelo¹. El ensayo fue realizado en el Centro de Investigaciones de Ingeniería CII, realizando un ensayo a compresión triaxial, arrojando los siguientes resultados:

2.1.2.1. Determinación del Valor soporte del suelo

Para este proyecto se hizo una excavación de 1,50 m de profundidad del cual se sustrajo una muestra inalterada de un pie cúbico de suelo para practicarle el ensayo de compresión axial no drenada y no consolidada². El ensayo fue realizado en el Centro de Investigaciones de Ingeniería CII. USAC. (ver anexos)

Desplante	1,5 m
Base	1,0 m
Peso específico	1,31 Ton/ m2
Angulo de fricción interna	30,3 °
Cohesión (cu)	1,06 Ton/m2
Tipo de suelo	Limo arenoso color café

$$Q = D \cdot \gamma = 1,5 \cdot 1,31 = 1,97$$

¹ ASTM International, D. ASTM D-2850. *Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils*. United States: American Society for Testing Materials, 2015. 11 p.

² *Ibíd.*

Para este caso, se utilizó el tipo de ensayo no consolidado y no drenado de 1 pie³ de suelo a una profundidad de 1,5 m, se utilizó datos de estudio de suelos ver apéndice.

Cálculo de la capacidad del suelo para soportar carga, por el método de Karl Terzaghi, con los pasos siguientes:

N_q factor de flujo de carga (sobrecarga)

$$N_q = e^{\pi(tg(30,3^\circ))} \left(\frac{1 + \text{sen}(30,3^\circ)}{1 - \text{sen}(30,3^\circ)} \right)$$

$$N_q = 23,31$$

N_c factor de flujo de carga última (cohesión)

$$N_c = (19,7-1) (\cot 30,3^\circ) = 38,14$$

N_γ factor de flujo capacidad a la cohesión

$$N_\gamma = 1,50 (19,7+1) \text{tg}(30,30^\circ) = 20,19$$

$$q_o = 1,3 * C_u * N_c + q * N_q + 0,4 * \gamma_s * D * N_\gamma$$

$$q_o = 1,3 * 1,06 * 38,14 + 1,97 * 23,31 + 0,4 * 1,31 * 1,5 * 20,19$$

$$q_o = 114,35 \text{ Ton/ m}$$

Se tomó un factor de seguridad de cuatro para cubrir las deficiencias que se tuvieran en la extracción de la muestra y el traslado hacia el laboratorio.

Valor soporte de diseño

$$Q_{dis} = q_0 / F_s$$

$$Q_{dis} = 114,35 / 4$$

$$Q_{dis} = 28,59 \text{ Ton/ m}^2$$

2.1.3. Normas y reglamentos para el diseño de edificios

El uso adecuado de las reglamentaciones de las edificaciones de Guatemala tiene por objeto normar el desarrollo urbano, a través de la adecuada localización, diseño, de manera que garantice la salud y la convivencia de los usuarios en las áreas a ocupar.

2.1.3.1. Criterios generales

El diseño de este proyecto se basó en las normas y reglamentos de construcción establecidas en AGIES, aquí se presentan las utilizadas.

2.1.3.2. Criterios de pre dimensionamiento

Se estima los valores de las secciones de los elementos estructurales para aproximarlas a la realidad, soportando las cargas de servicios de acuerdo lo que establece ACI.

2.1.3.3. Criterio de conjunto

Emplazamiento: se tomará todos los requerimientos para el diseño de las oficinas para su buen funcionamiento y las áreas necesarias. Un emplazamiento correcto arquitectónico del terreno será el área ocupada en planta baja, con un 40 % del área total del terreno se cumple.

Orientación del edificio: la orientación ideal es de norte a sur, para una óptima iluminación para todos los ambientes, así el caso utilizado es de norte a sur.

Superficie y altura del edificio: la superficie y la altura del edificio varía de acuerdo a la función del mismo, en capacidad, su relación, accesos y su entorno cercano y su altura no debe exceder de tres metros.

2.1.3.4. Criterios de iluminación y ventilación

Los niveles de iluminación deben ser suficientes y los coeficientes de uniformidad ajustados a las necesidades reales del terreno, para ello se toman en consideración los siguientes criterios.

- Se debe de tomar en consideración el diseño arquitectónico y el espacio del inmueble para una buena iluminación.
- Los acabados deben ser brillantes para que colaboren con la reflexión de la luz para una mejor iluminación.
- Un ambiente depende de sus dimensiones, entre más pequeño recibe mejor iluminación que uno grande.

Tipos de iluminación

Se divide en natural y artificial:

- Iluminación natural: la luz natural juega un papel fundamental en la creación de espacios, que favorezcan la iluminación sin incidencia de rayos, que afecten la salud y el bienestar de las personas que pasan dentro del interior del edificio.
- Iluminación natural unilateral: se refiere a la parte lateral de los ambientes principalmente las ventanas, que deben de tener un área del 25 % a 30 % del área de piso y de los muros opuesto de color claro.
- Iluminación natural bilateral: si existen ventanas en las paredes laterales, es beneficioso aprovechar la iluminación para una mejor proyección de claridad.
- Iluminación natural cenital: se refiere al área del techo en un 15 % al 20 % del área de piso.
- La iluminación artificial: juega un papel importante dentro del desarrollo de cualquier proyecto, ya que contribuye en parte como sustituto de la luz natural, un diseño adecuado de la misma beneficiará el desempeño de las actividades dentro de los ambientes ocupados.

Otros criterios

- Ventilación: es importante conseguir una mezcla adecuada de aire exterior con aire interior y emplear sistemas de filtrado y depuración capaces de eliminar los contaminantes del ambiente interior.

- Criterio de color: la iluminación natural o la artificial favorecen bastante la realidad y el rendimiento del color, la tonalidad del color depende principalmente de la iluminación, se recomienda colores adecuados donde la luz natural es deficiente.
- Comodidad acústica: la protección frente al ruido es una de las cuestiones prioritarias en materia de construcción obligando al constructor emplear materiales aislantes en los ambientes y a evitar las vibraciones del edificio con la aplicación de medidas dirigidas a reducir el impacto acústico del inmueble. Se considera que el nivel óptimo para el oído humano oscila entre 15 y 30 dB y cuando estos rebasan los 50 decibeles se perciben daños en la salud, de acuerdo con un informe reciente se recomienda 70 dB, como el límite superior deseable³.

2.1.3.5. Criterio de CONRED

Uno de los requisitos de vivienda, edificios públicos y privados que recomienda CONRED, es que el sistema estructural deberá sujetarse a requisitos técnicos a las construcciones con las condiciones de seguridad estructural y funcional, así como de higiene comodidad y uso.

Y recomienda las “Normas para la Reducción de Desastres” de la Secretaría Ejecutiva de CONRED y las normas sugeridas por la Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales AGIES.

³ Organización Mundial de la Salud. *Escuchar Sin riesgos*. Suiza. 2017. 12 p.

2.1.4. Diseño arquitectónico

Este edificio se diseñó de acuerdo a las necesidades que demanda la población, el primer nivel se utilizará para oficinas para atención a las personas, el segundo nivel para usos múltiples, tomando como base las normas AGIES. Este edificio satisface las necesidades básicas de espacios para su estética y un determinado objetivo, su desarrollo y su creatividad, pero específicamente al servicio del público, cumpliendo con las normas requeridas para edificios de uso público en los municipios de Guatemala.

El edificio de oficinas municipales se dividirá en un solo módulo:

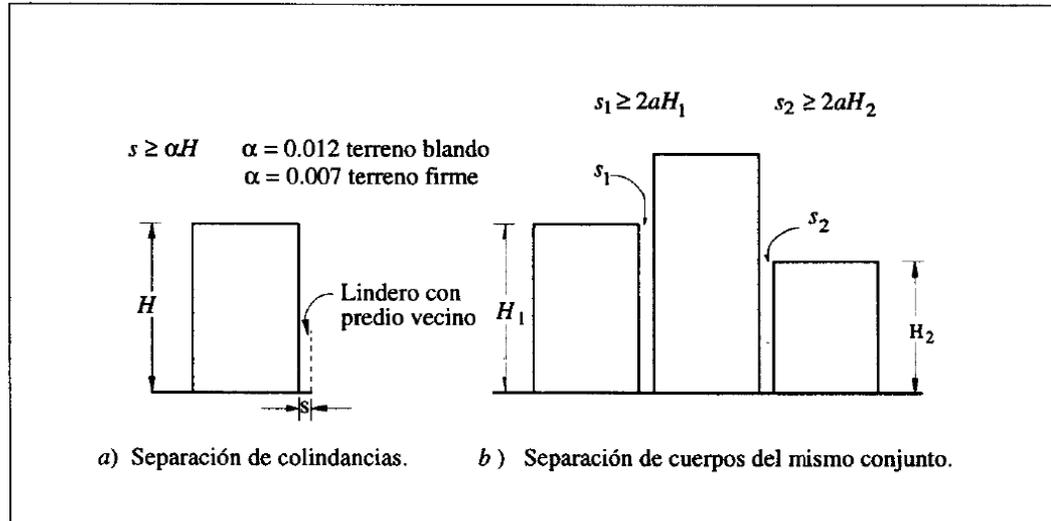
Módulo 1

- Planta baja: específicamente para oficinas municipales para la atención del público, compuesto por tres salones y el área de servicio de sanitario para hombres y mujeres.
- Planta alta: compuesto por un solo salón que será utilizado por usos múltiples.
- Las dimensiones para este módulo serán 15,8 m x 7,5 m como se muestra en la figura 2 y 3 (planta del módulo 1).

Espaciamiento entre juntas

Las juntas son necesarias en cualquier edificación o material de construcción, debido a efectos sísmicos o térmicos, al verse sometido a contracciones o expansiones. Es importante aplicar las distancias entre edificios que marca la normativa para cada caso.

Figura 4. Separación entre edificios adyacentes para evitar choques



Fuente: BAZAN, Enrique y MELI, Roberto. *Diseño sísmico de edificio*. p 181.

Con referencia a la figura anterior, el proyecto corresponde un terreno firme, el módulo toma un esparcimiento para la junta de:

$$S \geq 2 * \alpha * Ht$$

$$H = 2,85\text{m} = \text{altura de cada nivel}$$

$$t = 2 \text{ nivel}$$

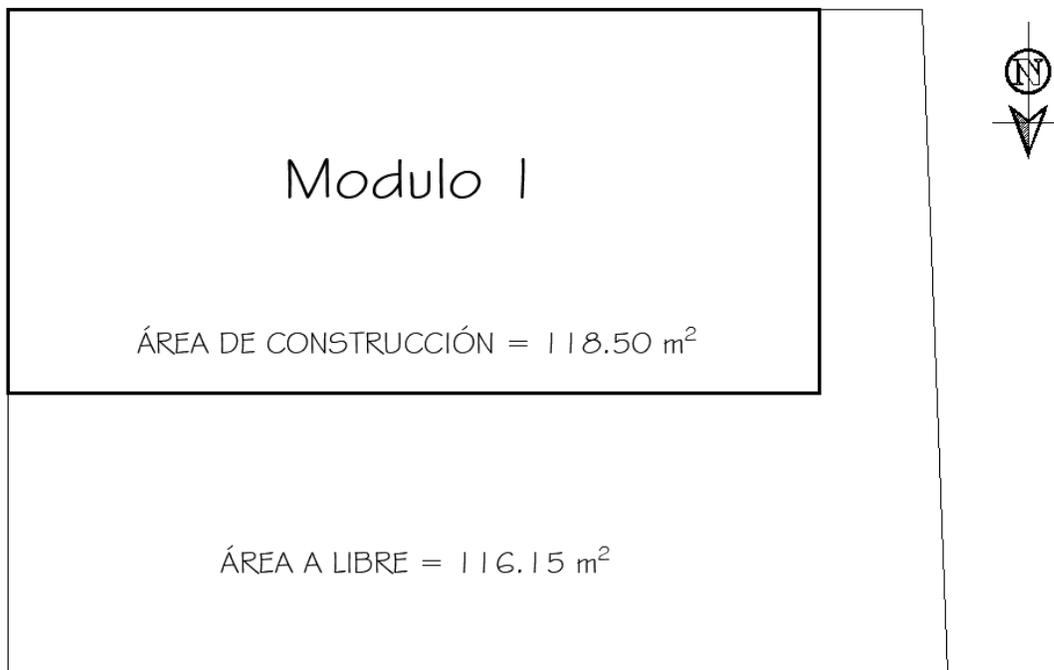
$$S \geq 2 * 0,007 * (2,85 * 2 \text{ niveles}) = 0,079 \text{ m}$$

Se tomará como separación de junta sísmica una distancia de $S = 10 \text{ cm}$.

2.1.4.1. Ubicación del edificio en el terreno

Se ubicará en un área desocupada en la zona 4 de la cabecera municipal, cuenta con un área de 17,8 m x13 m. ocupándose un 50 % del área disponible, a tres cuadras del parque central actualmente es un terreno baldío.

Figura 5. Ubicación del edificio en terreno



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.1.4.2. Distribución de ambientes

La distribución de ambientes de acuerdo con los criterios básicos de edificios se estableció que es económico y funcional, el cual se distribuyó con un ambiente de baños y tres oficinas en el primer nivel y un salón de usos múltiples en el segundo nivel.

2.1.4.3. Altura del edificio

El edificio contará con dos niveles, el cual su altura total será de 7,20 metros desde el cimiento hasta el último nivel, cada nivel es de 2,85 metros cada uno.

2.1.5. Análisis Estructural

Es como la columna vertebral utilizada para evaluar el comportamiento de las estructuras bajo las condiciones de diseño, es decir, las diferentes cargas en las cuales sean sometidos los elementos; utilizando como herramientas las matemáticas, para determinar los resultados ante las fuerzas exteriores que puedan afectar la estructura.

2.1.5.1. Selección del sistema estructural a utilizar

“Para el edificio de oficinas municipales de dos niveles se ha seleccionado el sistema de marcos dúctiles de concreto reforzado, sistema E1⁴”, compuesto por columnas y vigas, elementos que soportarán las cargas verticales y las sollicitaciones horizontales, así como losas de concreto reforzado, muros tipo tabique para delimitación de ambientes para las cimentaciones se utilizarán zapatas concéntricas.

⁴ Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural para Guatemala NSE 3*. p. 12.

2.1.5.2. Predimensionamiento de elementos estructurales

Después de haber seleccionado el sistema estructural se procede a estimar las secciones de los elementos que soportarán las cargas de servicio tomando como base lo establecido en el código ACI.

Losa

Las losas son el principal apoyo para las personas, elementos, entre otros, para que estas puedan desarrollar de forma segura y se diseña de concreto armado con cargas distribuidas de manera uniforme sobre paneles de la losa, limitadas por vigas y columnas.

Para el módulo 1 la losa estará armada en dos direcciones, el cual está en función de la relación que existe entre el lado corto y lado largo: método 3 ACI 318-63, apéndice A.

$$L = a / b \geq 0,50 \quad \text{Losa armada en 2 direcciones}$$

$$L = a / b < 0,50 \quad \text{losa armadas 1 dirección}$$

a = lado corto de la losa

b = lado largo de la losa

Tabla I. **Espesor mínimo de losas no preesforzadas en dos direcciones sin vigas interiores (mm)**

f_y MPa ^[2]	Sin ábacos ^[3]			Con ábacos ^[3]		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde ^[4]		Sin vigas de borde	Con vigas de borde ^[4]	
280	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
550	$\frac{\ell_n}{27}$	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$

Fuente: ACI 318S-19, *Espesor mínimo de losas no preesforzadas*. Tabla 8.3.1.1. p. 105.

Para calcular el espesor de las losas bidireccionales se aplica el criterio del perímetro de losa dividido 180 se utilizó el de mayor espesor, para ello se aplicó el criterio de diseño de concreto reforzado, diseño de losas en dos direcciones⁵.

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

Espesor módulo 1

$$\text{Losa 1} = t = \frac{118,5}{180} = 0,658$$

$$\text{Losa 2} = t = \frac{118,5}{180} = 0,658$$

Se propone entonces una losa en dos direcciones con un peralte $t = 12$ cm, para el primer nivel y $t = 10$ cm para el segundo nivel.

⁵ Parker, Harry. *Diseño Simplificado de Concreto Reforzado*. p. 176.

Viga

Es un proceso previo para diseñar el elemento de concreto armado, no implica que el elemento sea definitivo en la edificación, ya es solo el punto de partida, por ende, hay que verificar siempre en función de las cargas de diseño y la resistencia última del mismo hasta el punto donde se obtenga la dimensión definitiva del mismo.

Para la altura de la viga:

Se tomó el criterio de diseño de concreto reforzado, diseño de vigas rectangulares: por cada metro lineal de luz libre entre apoyos de la viga se aumentará ocho centímetros de peralte y la base puede ser 1/2 a 1/3 del peralte⁶.

Tabla II. **Altura mínima de viga no preesforzada**

Condición de apoyo	Altura mínima, h ^[1]
Simplemente apoyada	$\ell/16$
Con un extremo continuo	$\ell/18.5$
Ambos extremos continuos	$\ell/21$
En voladizo	$\ell/8$

Fuente: ACI 318S-19, *Altura mínima de viga no preesforzada*. Tabla 9.3.1.1. p. 133.

⁶ Parker, Harry. *Diseño Simplificado de Concreto Reforzado*. p. 114.

Para el ancho de la viga:

El ancho de la viga para elementos sometidos a flexión, el ancho “bw” debe ser al menos igual al menor de 0,3 h y 250 mm. Se toma la longitud más grande de la edificación o sea la viga más crítica con la que se realizará el cálculo, ver módulo 1⁷.

Para módulo 1

Según Harry Parker

$$h = 8 \% * l_{viga}$$

$$h = 8 \% * 5 \text{ m} = 0,40 \text{ m}$$

Para ello utilizaremos los criterios estructurales para determinar el peralte (h) de las vigas aplicándolas sobre el claro más grande 5,00 m, obtenemos:

Se propone de h = 40 cm

La altura mínima de vigas no preesforzadas⁸; indica distintos casos para predimensionamiento, en este caso se tomó el caso de un extremo continuo:

$$h = \frac{L}{18,5} = \frac{5}{18,5} = 0,27 \text{ m}$$

⁷ American Concrete Institute. ACI 318S-19. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. p. 311.

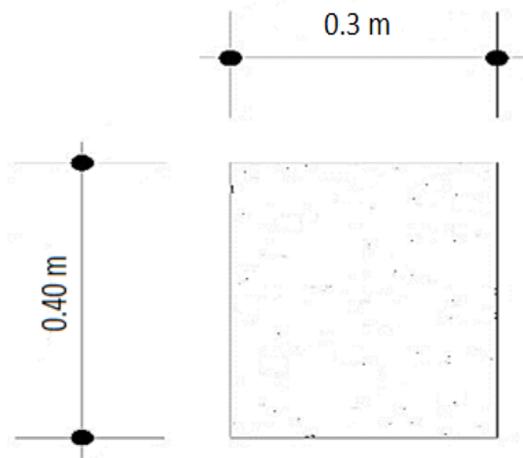
⁸ *Ibíd.* p. 133.

Se tomará el valor más alto para la altura de la viga 0,40 m y para la base será multiplicado por 0,3 h

$$b = 0,3 * h = 0,3 * 0,4 = 0,12 \text{ m}$$

Con base a lo que se establece en el inciso b) indica que el ancho b_w debe ser al menos igual al menor de 0,3 h y de 250 mm⁹, por lo que se propone una viga con dimensiones de 0,40 m de altura y 0,30 m de base, ya que para estructuras sismo resistentes la base mínima es de 0,25.

Figura 6. **Sección transversal de viga principal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

⁹ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 311.

Columna

El predimensionado de columnas consiste en determinar las dimensiones que sean capaces de resistir la compresión que se aplica sobre el elemento, así como la flexión que aparece en el diseño debido a diversos factores.

Valiéndose del el ACI318S-19, cap. 18.7.4.1 ($A_s = (0,01 \% A_g - 0,06 \% A_g)$) se utiliza la ecuación de carga axial pura, sustituyendo el área del acero requerido por $A_s = \rho * A_g$, donde ρ es el porcentaje de la cuantía de acero utilizado para zonas sísmicas.

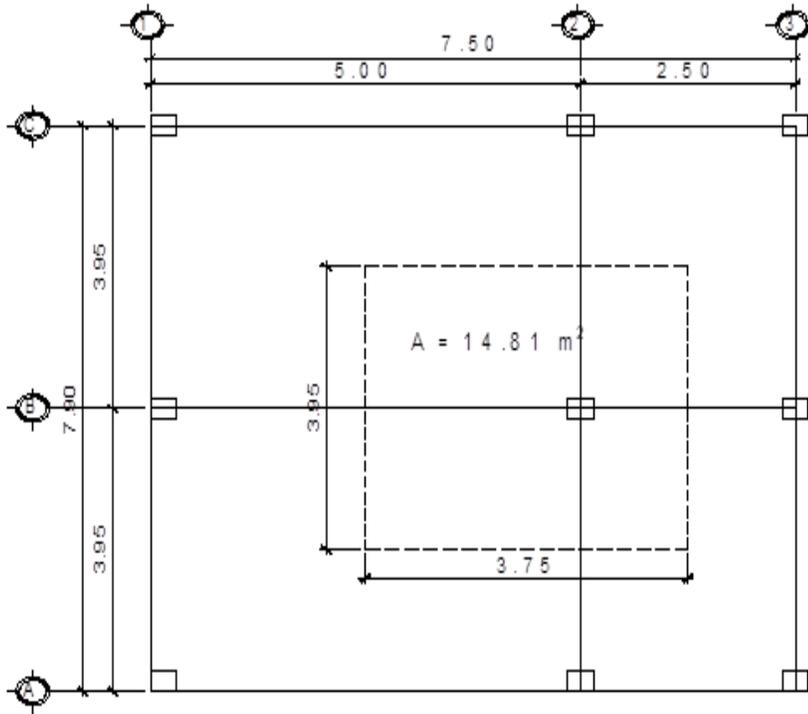
La resistencia axial máxima para columnas de concreto armado es¹⁰:

$$P_o = 0,85 * f'c (A_g - A_s) + f_y * A_s, \quad ecc = 22,4,2,2$$

$$P_o = 0,85 * [0,85 * f'c (A_g - A_s) + f_y * A_s$$

¹⁰ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 415.

Figura 7. Área tributaria columna critica



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Carga muerta – primer nivel

$$\text{Peso de losa} = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,12 \text{ m} * 14,81 = 4265,28 \text{ kg}$$

$$\text{Viga} = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,3 \text{ m} * 0,4 \text{ m} * (3,95 \text{ m} + 3,75 \text{ m}) = 2217,60 \text{ kg}$$

$$\text{Sc y acabados} = 100 \text{ kg/m}^2 * 14,81 \text{ m}^2 = 1481,00 \text{ kg}$$

$$\text{Muros} = 150 \text{ kg/m}^2 * (3,95 + 3,75) = 1155,00 \text{ kg}$$

$$\text{Total, carga, nivel 1} = 4265,28 + 2217,60 + 1481,00 + 1155,00 =$$

$$9118,88 \text{ kg}$$

Carga muerta – segundo nivel

$$\text{Peso de losa} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 14,81 \text{ m}^2 * 0,10 \text{ m} = 3\,554,40 \text{ kg}$$

$$\text{Viga} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,30 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * (3,75 \text{ m} + 3,95 \text{ m}) = 2\,217,60 \text{ kg}$$

$$\text{Total, carga 2 nivel} = 3\,554,4 \text{ kg} + 2\,217,6 \text{ kg} = 5\,772,00 \text{ kg}$$

$$\text{Carga muerta total} = 9\,118,88 \text{ kg} + 5\,772 \text{ kg} = 14\,890,88 \text{ kg}$$

Carga viva - primer nivel

$$\text{Carga viva} = 200 \text{ kg/m}^2 * 14,81 \text{ m}^2 = 2\,962,00 \text{ kg}$$

Carga viva - segundo nivel

$$\text{Carga viva de azotea} = 200 \text{ kg/m}^2 * 14,81 \text{ m}^2 = 2\,962,00 \text{ kg}$$

$$\text{Carga viva total nivel 1- 2} = 2\,962 \text{ kg} + 2\,962 \text{ kg} = 5\,924,00 \text{ kg}$$

Carga total

$$P = CM + CV$$

$$P = (14\,890,88) + (5\,924 \text{ kg}) = 20\,814,88 \text{ kg}$$

Aplicando la ecuación de carga puntal:

$$P_n = 0,85 * [0,85 * f'c * (A_g - A_s) + f_y * A_s]$$

$$20\,814,88 \text{ kg} = 0,85 * [0,85 * (210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2})(A_g - 0,02A_g) + 2\,810 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * (0,02 A_g)]$$

$$20\,814,88 \text{ kg} = 231,13 A_g$$

$$A_g = 90,06 \text{ cm}^2$$

Con el objetivo de que la columna cumpla con los criterios de diseño de elementos estructurales sismorresistentes, las dimensiones de la columna serán de se propone una sección de 30 x 30 cm.

2.1.5.3. Integración de cargas de diseño

Las cargas de diseño se clasifican en vivas, muertas, horizontales y de viento, son las que afectan a las estructuras.

Cargas muertas

Son las que duran toda la vida útil de la estructura, comprenden al peso propio de la estructura y todas aquellas partes de la construcción rígidas y permanentemente como ejemplo: el peso de la estructura, muros, revestimientos, instalaciones, entre otros.

Cargas vivas

Son aquellas cargas cuya magnitud o posición pueden variar al transcurso de la vida útil de la estructura sea permanente o en forma transitoria, existiendo como: personas, muebles, equipo, entre otros.

2.1.5.4. Cargas verticales para marcos dúctiles, según AGIES, NSE-2-18

Aquí se muestran los valores de cargas viva y muertas utilizados para el diseño de este proyecto se basan en las normas AGIES, NSE-2-18.

Las cargas vivas para edificaciones se encuentran en la Norma AGIES NSE-2-18, cap. 3. Para este proyecto se utilizarán las cargas para edificios educativos, bodegas y cubiertas pesadas.

Las cargas muertas comprenden todas las cargas de elementos permanentes de la construcción. Incluyen, pero no necesariamente están limitadas al peso propio de la estructura, pisos, rellenos, cielos, vidrieras, tabiques fijos y equipo permanente rígidamente anclado a la estructura¹¹.

Valores de carga viva según AGIES NSE -2-18.

Tipo de ocupación o uso	Wv kg/ m ²
Entrepiso para aulas	200
Escaleras	500
Cubierta con acceso	200
Pasillos	500
Entrepiso para mercados	500

¹¹ Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural para Guatemala NSE 2*, 2018. p. 3.

Cargas vivas:

Techos = 200 kg/m²

Pasillos = 500 kg/m²

Gradas = 500 kg/m².

Oficinas = 250 kg/m².

Cargas muertas

Peso específico del concreto = 2 400 kg/m³

Peso de muro = 250 kg/m²

Acabados = 80 kg/m²

Piso = 60 kg/m²

Viga = (0,30*0,40) (2 400) = 288 kg/m

Losa = (0,12m) (2 400 Kg/m³) = 288 kg/m²

Sobrecarga = 100 kg/m²

- Integración de cargas para el Marco C (Eje Y)

- Carga muerta - Nivel 2

CM = (losa + acabados) *(área tributaria) longitud de la viga / Lviga) + viga

$$CM = ((288 \text{ kg/m}^2 + 80 \text{ kg/m}^2) * (11,95 \text{ m}^2) / 5,0 \text{ m}) + 252 \text{ kg/m} = 1\ 131,52 \text{ kg/m}$$

$$CM1 = ((288 \text{ kg/m}^2 + 80 \text{ kg/m}^2) * (3,62 \text{ m}^2) / 2,50 \text{ m}) + 252 \text{ kg/m} = 784,86 \text{ kg/m}$$

- Carga viva - Nivel 2

$CV = (\text{carga viva techo}) * (\text{área tributaria}) / \text{longitud de la viga}$

$$CV3 = (200 \text{ kg/m}^2) * (11,95 \text{ m}^2) / 5,0 \text{ m} = 478 \text{ kg/m}$$

$$CV1 = (200 \text{ kg/m}^2) * (3,62 \text{ m}^2) / 2,5 \text{ m} = 289,6 \text{ kg/m}$$

- Carga muerta – Nivel 1

$CM = (\text{losa} + \text{acabados} + \text{muros} + \text{piso}) * (\text{área tributaria}) / \text{longitud de la viga} + \text{viga}$

$$CM = (288 \text{ kg/m}^2 + 80 \text{ kg/m}^2 + 250 \text{ kg/m}^2 + 60 \text{ kg/m}^2) * (11,95 \text{ m}^2) / 5,0 \text{ m} + 252 \text{ kg/m}$$

$$CM = 1\ 872,42 \text{ kg/m}$$

$$CM = (288 \text{ kg/m}^2 + 80 \text{ kg/m}^2 + 250 \text{ kg/m}^2 + 60 \text{ kg/m}^2) * (3,62 \text{ m}^2) / 2,50 \text{ m} + 252 \text{ kg/m}$$

$$CM = 1\ 233,74 \text{ kg/m}$$

- Carga viva – Nivel 1

$CV = (\text{carga viva entrepiso}) * (\text{área tributaria}) / \text{longitud de la viga}$

$$CV = (400 \text{ kg/m}^2) * (11,95 \text{ m}^2) / 5,0 \text{ m} = 956,00 \text{ kg/m}$$

$$CV = (400 \text{ kg/m}^2) * (3,62 \text{ m}^2) / 2,50 \text{ m} = 579,2 \text{ kg/m}$$

Tabla III. Carga viva y muerta eje “Y”

No. de NIVEL	VIGA	CARGA VIVA Kg/m	CARGA MUERTA Kg/m
NIVEL -2	V-1	478	1 131,52
	V-2	289,6	784,86
NIVEL-1	V-3	956	1 872,42
	V-4	579,2	1 233,74

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

- Integración de cargas para el Marco 2 (Eje X)

- Carga muerta - Nivel 2

$$CM = (288 \text{ kg/m}^2 + 80 \text{ kg/m}^2) * (7,28 \text{ m}^2) / 3,95 \text{ m} + 252 \text{ kg/ m}$$

$$CM = 930,24 \text{ kg/m}$$

- Carga viva – Nivel 2

$$CV = (200 \text{ kg/m}^2) * (7,28 \text{ m}^2) / 3,95 \text{ m} = 368,61 \text{ Kg/m}$$

- Carga muerta – Nivel 1

$$CM = (288 \text{ kg/m}^2 + 80 \text{ kg/m}^2 + 250 \text{ kg/m}^2 + 60 \text{ kg/m}^2) * (7,28 \text{ m}^2) / 3,95 \text{ m} + 252 \text{ kg/m}$$

$$CM = 1 501,58 \text{ kg/m}$$

- Carga viva – Nivel 1

$$CV = (400 \text{ kg/m}^2) * (7,28 \text{ m}^2) / 3,95 \text{ m}$$

$$CV= 737,22 \text{ kg/m}$$

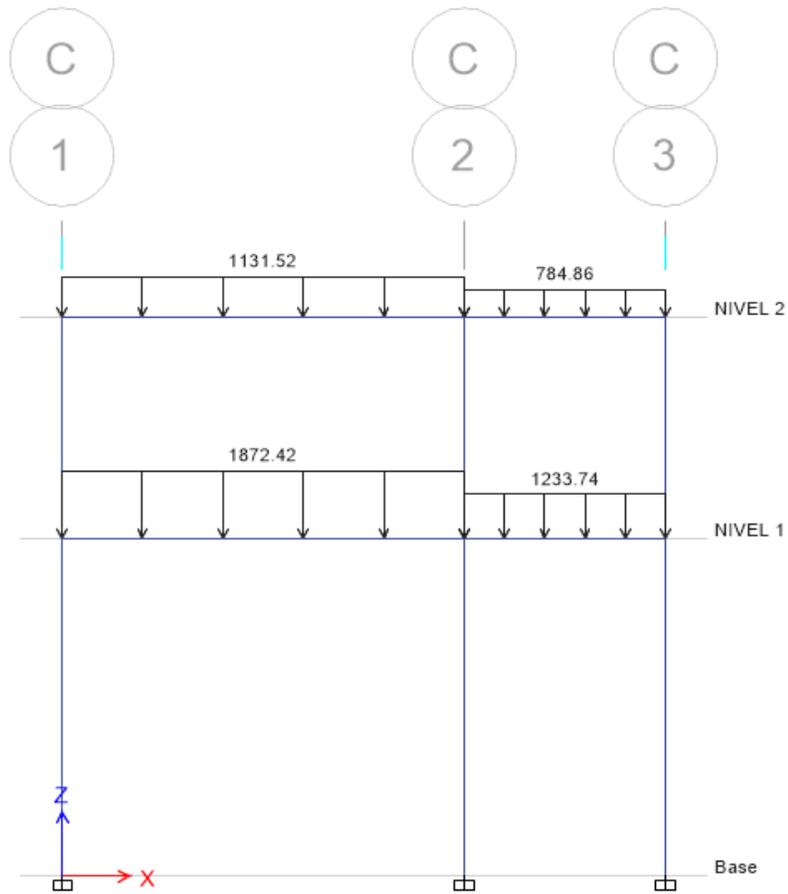
Tabla IV. **Carga viva y muerta sentido "X"**

No. de NIVEL	CARGA VIVA Kg /m	CARGA MUERTA Kg/m
NIVEL -2	368,61	930,24
NIVEL-1	373,22	1 501,58

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

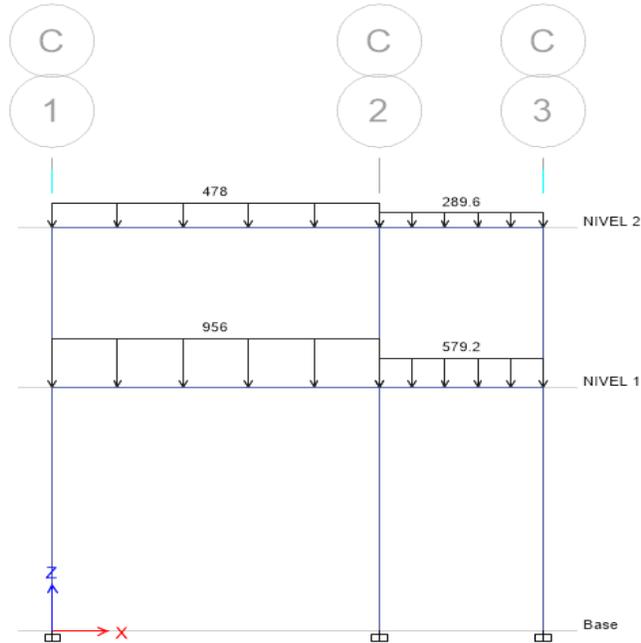
Modelo matemático de integración de cargas sentido X, Y.

Figura 8. Carga muerta distribuida, sentido Y módulo 1



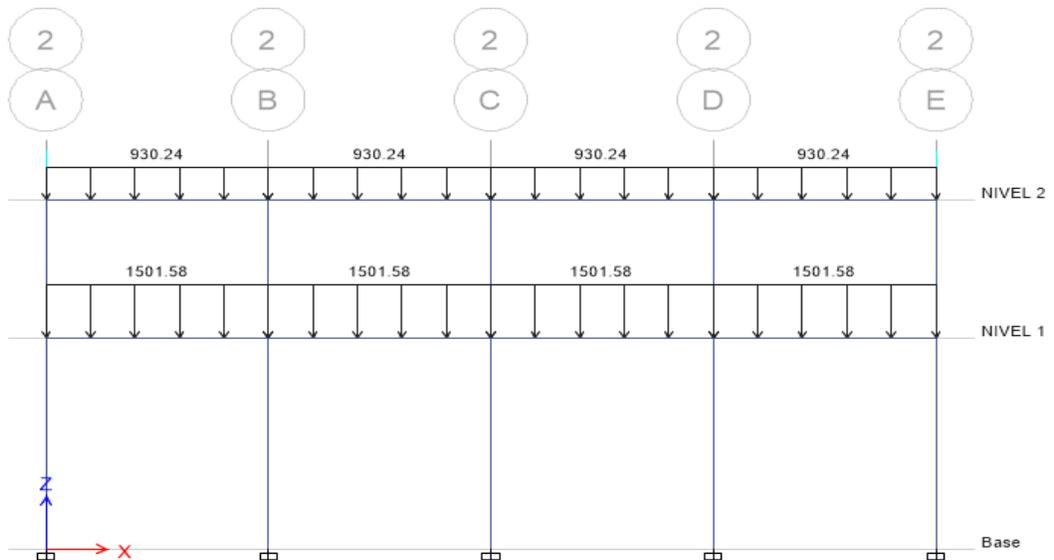
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Figura 9. **Carga viva distribuida, sentido Y módulo 1**



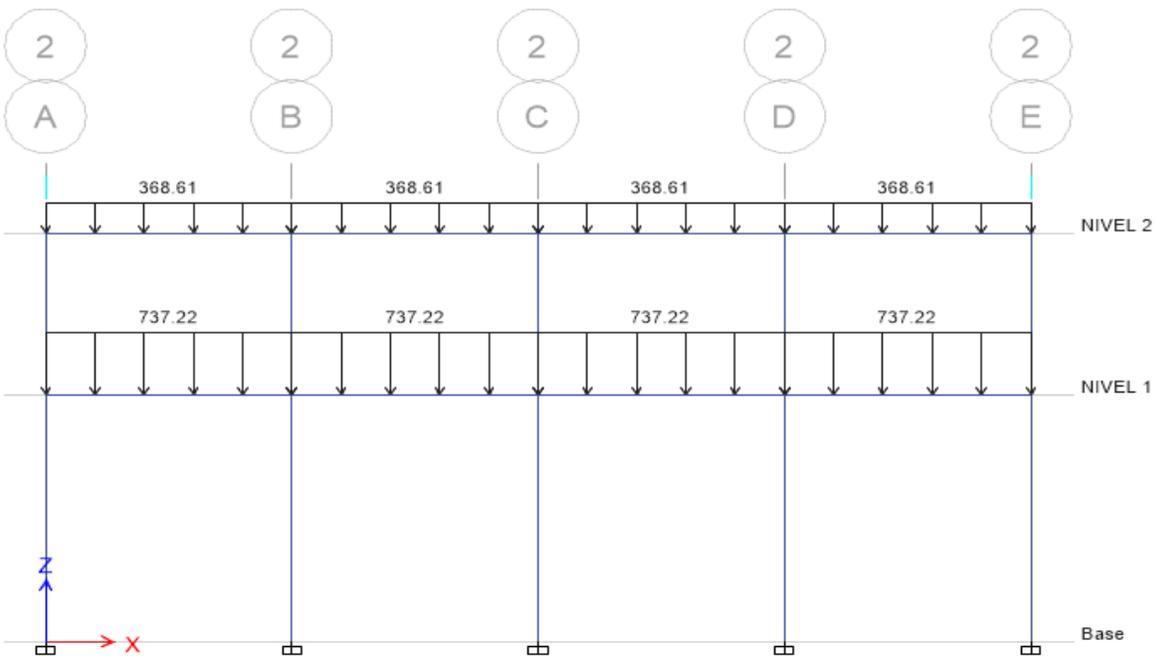
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Figura 10. **Carga muerta distribuida, sentido X módulo 1**



Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Figura 11. **Carga viva distribuida, sentido X módulo 1**



Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

2.1.5.5. **Cargas horizontales en marcos dúctiles según AGIES**

Toda estructura construida está expuesta a fuerzas de viento o de sismo, generalmente estas fuerzas se distribuyen en los diversos elementos estructurales y actúan en movimientos y horizontales del sistema sismo resistente; y estas son transmitidas a las cimentaciones, por lo tanto, la estructura depende la forma geométrica que se haya construido el edificio.

Para la integración de carga horizontal se debe determinar el peso sísmico de la edificación que según AGIES NSE-3-2018, capítulo uno, el peso sísmico efectivo se debe tomar en su totalidad la carga muerta y un 25 % de la carga viva.

- CALCULO DEL PESO - NIVEL 2

- CARGA MUERTA

$$W_{\text{Nivel-2}} = W_{\text{vigas}} + W_{\text{losas}} + W_{\text{acabados}} + W_{\text{sobrecarga}} + W_{\text{muros}}$$

- VIGAS

$$W_{\text{vigas}} \quad L=3,95 = 12 \cdot 0,30 \text{ m} \cdot (0,35-0,12) \text{ m} \cdot 3,95 \text{ m} \cdot 2 \cdot 400 \text{ kg/m}^3 = 7\,849,44 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}, L=2,5} = 5 \cdot 0,25 \text{ m} \cdot (0,35-0,12) \text{ m} \cdot 2,5 \text{ m} \cdot 2 \cdot 400 \text{ kg/m}^3 = 1\,725,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}, L=3,95} = 5 \cdot 0,25 \text{ m} \cdot (0,35-0,12) \text{ m} \cdot 3,95 \text{ m} \cdot 2 \cdot 400 \text{ kg/m}^3 = 2\,725,5 \text{ kg}$$

- LOSA

$$W_{\text{Losas}} = \text{Peso losa} \cdot \text{Area edificio}$$

$$W_{\text{Losas}} = 288 \text{ kg/m}^2 \cdot 7,50 \text{ m} \cdot 15,80 \text{ m} = 34,128 \text{ kg}$$

- ACABADOS

$$W_{\text{acabados}} = P_{\text{acabados}} \cdot \text{Area edificio}$$

$$W_{\text{acabados}} = 80 \text{ kg/m}^2 \cdot 7,50 \text{ m} \cdot 15,80 \text{ m} = 9\,480,00 \text{ kg}$$

- SOBRECARGA

$$W_{\text{sobrecarga}} = P_{\text{sobrecarga}} \cdot \text{Area edificio}$$

$$W_{\text{sob.}} = 100 \text{ kg/m}^2 \cdot 7,5 \cdot 15,8 \text{ m} = 1185$$

Wcolumnas

$$W_{\text{col. Principales}} = 15 \cdot 0,30 \text{ m} \cdot 0,35 \text{ m} \cdot 2,85 \text{ m} \cdot 2 \cdot 400 \text{ kg/m}^3 = 10773,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{col.sec.}} = 2 \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 2,85 \text{ m} \cdot 2 \cdot 400 \text{ kg/m}^3 = 307,80 \text{ kg}$$

$$W_{\text{col.sec.}} = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,10 \cdot 2,85 \cdot 2 \cdot 400 \text{ kg/m}^3 = 410,40 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros}} = \text{Área muros} \cdot \text{Peso muros}$$

$$W_{\text{muros Exteriores}} = 2,85 \text{ m} \cdot 46,6 \text{ m} \cdot 250 \text{ kg/m}^2 = 33202,5 \text{ kg}$$

$$W_{\text{cm}} = 112451,39 \text{ kg}$$

- CARGA VIVA

$$P_{\text{muros}} W_{25\% \text{ viva}} = 25\% \cdot C_{\text{edificio}}$$

$$W_{\text{pasillos}} = 0,25 \cdot 15,8 \text{ m} \cdot 2,5 \text{ m} \cdot 400 \text{ kg/m}^2 = 3950,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{salon}} = 0,25 \cdot 15,8 \text{ m} \cdot 5,0 \text{ m} \cdot 400 \text{ kg/m}^2 = 7900,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{cv}} = 11850,00 \text{ kg}$$

$$W_{tot.} = 124\,301,39 \text{ kg}$$

- CALCULO DEL PESO - NIVEL 1

- CARGA MUERTA

$$W_{\text{Nivel-2}} = W_{\text{vigas}} + W_{\text{losas}} + W_{\text{acabados}} + W_{\text{sobrecarga}} + W_{\text{muros}}$$

- VIGAS

$$W_{\text{vigas L=3,95}} = 12 * 0,30 \text{ m} * (0,35 - 0,12) \text{ m} * 3,95 \text{ m}^2 * 400 \text{ kg/m}^3 = 7\,849,44 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas, L=2,5}} = 5 * 0,25 \text{ m} * (0,35 - 0,12) \text{ m} * 2,5 \text{ m}^2 * 400 \text{ kg/m}^3 = 1\,225,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas, L=3,95}} = 5 * 0,25 \text{ m} * (0,35 - 0,12) \text{ m} * 3,95 \text{ m}^2 * 400 \text{ kg/m}^3 = 2\,725,5 \text{ kg}$$

- LOSA

$$W_{\text{Losas}} = \text{Peso losa} * \text{Area edificio}$$

$$W_{\text{Losas}} = 288 \text{ kg/m}^2 * 7,50 \text{ m} * 15,80 \text{ m} = 34\,128,00 \text{ kg}$$

- ACABADOS

$$W_{\text{acabados}} = P_{\text{acabados}} * \text{Area edificio}$$

$$W_{\text{acabados}} = 80 \text{ kg/m}^2 * 7,50 \text{ m} * 15,80 \text{ m} = 9\,480,00 \text{ kg}$$

- SOBRECARGA

$$W_{\text{sobrecarga}} = P_{\text{sobrecarga}} \cdot \text{Area edificio}$$

$$W_{\text{sob.}} = 100 \text{ kg/m}^2 \cdot 7,5 \cdot 15,8 \text{ m} = 11\ 850,00 \text{ kg}$$

- COLUMNAS

$$W_{\text{columnas}}$$

$$W_{\text{col. Principales}} = 15 \cdot 0,30 \text{ m} \cdot 0,35 \text{ m} \cdot 2,85 \text{ m} \cdot 2 \cdot 400 \text{ kg/m}^3 = 10\ 773,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{col.sec.}} = 5 \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 2,85 \text{ m} \cdot 2 \cdot 400 \text{ kg/m}^3 = 769,5 \text{ kg}$$

$$W_{\text{col.sec.}} = 8 \cdot 0,15 \cdot 0,10 \cdot 2,85 \cdot 2 \cdot 400 \text{ kg/m}^3 = 820,8 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros}} = \text{Area muros} \cdot \text{Peso muros}$$

$$W_{\text{muros exteriores}} = 2,85 \text{ m} \cdot 36,6 \text{ m} \cdot 250 \text{ kg/m}^2 = 26\ 077,5 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros divisiones}} = 2,85 \text{ m} \cdot 25 \text{ m} \cdot 250 \text{ kg/m}^2 = 17\ 812,5 \text{ kg}$$

$$W_{\text{cm}} = 124\ 011,24 \text{ kg}$$

Carga Viva

La carga viva sísmica incluye el 25 % del peso generado por el uso de la losa, por lo tanto, el peso se considera para el análisis sísmico es el debido a la carga permanente más el 25 % de la carga viva (100 %CM + 25 %CV).

- CARGA VIVA

$$P_{\text{muros}} * W_{25\% \text{viva}} = 25\% C_{\text{edificio}}$$

$$W_{\text{pasillos}} = 0,25 * 15,8 \text{ m} * 2,5 \text{ m} * 400 \text{ kg/m}^2 = 3\,950,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{salon}} = 0,25 * 15,8 \text{ m} * 5,0 \text{ m} * 400 \text{ kg/m}^2 = 7\,900,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{cv}} = 11\,850,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{tot.}} = 135\,861,24 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{nive 2}} + W_{\text{nivel 1}}$$

$$W_{\text{total}} = 124\,301,39 \text{ kg} + 135\,861,24 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total}} = 260\,162,63 \text{ kg} = 260,16 \text{ Ton.}$$

2.1.5.6. Cálculo de corte basal

Para este caso se utilizó el método estático equivalente, que permite que las fuerzas se consideran como horizontales aplicados en las direcciones externamente en todo el ancho y altura del edificio. Se utiliza esta ecuación para el corte basal¹².

$$V_b = C_s W$$

¹² Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural para Guatemala NSE 3*, 2018. p. 34.

Donde:

C_s = Coeficiente sísmico de diseño

W_s = Peso total de la edificación

Cálculo de Ordenada Espectral Ajustada

Se calcula los valores de S_{cs} y S_{1s} ; para ello se observan las tablas de listado de amenaza sísmica por municipios.

Figura 12. Zonificación sísmica de Guatemala

No.	Municipio	Departamento	I_o	S_{cr}	S_{1r}
119	Nebaj	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
120	Nentón	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
121	Nueva Concepción	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
122	Nueva Santa Rosa	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
123	Nuevo Progreso	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
124	Nuevo San Carlos	Retalhuleu	4	1.50 g	0.55 g
125	Ocós	San Marcos	4	1.65 g	0.60 g
126	Olintepeque	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
127	Olopa	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
128	Oratorio	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
129	Pachalum	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
130	Pajapita	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
131	Palencia	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
132	Palestina de Los Altos	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
133	Palín	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
134	Panajachel	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
135	Panzós	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
136	Parramos	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
137	Pasaco	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
138	Pastores	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
139	Patulul	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
140	Patzicía	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
141	Patzité	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
142	Patzún	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
143	Pochuta	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
144	Poptún	Petén	2b	0.70 g	0.27 g
145	Pueblo Nuevo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
146	Pueblo Nuevo Viñas	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
147	Puerto Barrios	Izabal	4	1.30 g	0.50 g

Fuente: AGIES. Normas de Seguridad Estructural para Guatemala NSE 2, Anexo 1.

De acuerdo a la zonificación sísmica de Guatemala el municipio de Patzicía se obtienen los siguientes datos:

- $I_o = 4$ amenaza sísmica.
- $S_{cr} = 1,65 g$.
- $S_{1r} = 0,60 g$.
- Sistema de marco E Norma NSE -7.
- Marco tipo B, porque es de concreto reforzado y de acero estructural.
- Tipo de suelo.

Ya que se utilizará como oficinas; se clasifica como obra utilitaria. Según AGIES OBRA - ORDINARIA

Tabla V. Nivel mínimo de protección sísmica

Índice de sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_o = 5$	E	E	D	C
$I_o = 4$	E	D	D	C
$I_o = 3$	D	C	C	B
$I_o = 2$	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: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural para Guatemala NSE 2*. p. 15.

$$S_{cs} = S_{cr} \times F_a$$

Tabla VI. **Coeficiente de sitio Fa**

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

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural para Guatemala NSE 2*. p. 20.

$$S_{cs} = S_{cr} \times F_a$$

$$S_{cs} = 1,65 \times 1,0 = 1,65$$

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

Cálculo de ordenada espectral ajustada con período de vibración de 1 segundo.

$$S_{1s} = S_{1r} \times F_v$$

El valor de F_v se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla VII. **Coeficiente de sitio Fv**

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

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural para Guatemala NSE 2*. p. 20.

Clase de sitio "D" $I_0 = 4$, entonces $F_v = 1,5$

$$S_{1s} = S_{1r} \times F_v$$

$$S_{1s} = 0,60 \times 1,5 = 0,90$$

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

Cálculo del espectro calibrado al nivel de diseño

Para este tipo de cálculo es necesario el tipo de sismo y el porcentaje de probabilidad de ocurrencia; estos datos están en la tabla el valor del factor del nivel de diseño y se multiplica por la ordenada espectral ajustada utilizando las siguientes ecuaciones.

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

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

El valor de K_d dependerá de probabilidad de ocurrencia de los sismos.

Tabla VIII. **Factor de determinación del nivel de diseño**

Sismo ordinario	10% de probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d = 0,66$
Sismo severo	10% de probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d = 0,80$
Sismo extremo	10% de probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d = 1,00$
Sismo mínimo	Condición de excepción	$K_d = 0,55$

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural para Guatemala NSE 2*. p. 21.

Anteriormente se estableció como obra ordinaria, entonces es sismo ordinario por lo tanto K_d , toma el valor de 0,66.

Entonces:

$$K_d = 0,66$$

$$S_{cd} = 0,66 \times 1,65 = 1,32$$

$$S_{1d} = 0,66 \times 0,90 = 0,72$$

Cálculo de ordenada espectral para cualquier periodo de vibración.

El valor de la ordenada espectral dependerá si el período fundamental es mayor o menor que el período expresado en segundos.

$$S_a(T) = S_{cd} \qquad S_{cd} = 1,32$$

$$S_a(T) = S_{1d} / T \qquad S_{1d} = 0,72$$

$$S_a(T) = S_{cd} = 1,32 \qquad T = 0,1808$$

$$S_a(T) = S_{1d} / T = 0,72 / 0,1808 = 3,98$$

Cálculo de período fundamental

Existen tres formas del cálculo para el período fundamental (T) empírica, genérica y analítica. Todas son válidas para ser utilizadas en la fórmula.

Se utilizará la forma empírica:

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

Donde:

h_n = altura total del edificio en metros.

K_T y x se dan según el sistema estructural a utilizar en la edificación.

Para este proyecto se utilizará la forma empírica. Como es un sistema estructural E-1 corresponde utilizar los valores de $K_T = 0,049$ y $x = 0,75$ y el valor de la altura es de 6,7 metros ya que cada nivel será de 2,85 metros de altura más 1 metro de cimentación.

Entonces:

$$T_a = 0,049 (5,7)^{0,75} = 0,1808 \text{ s}$$

$$T = T$$

Cálculo del período expresado en segundos

El cálculo del período expresado en segundos se determina de la siguiente forma separa; los períodos cortos de los largos, se calcula dividiendo la ordenada espectral ajustada con período de vibración de un segundo dentro de la ordenada espectral ajustada en el sitio de interés.

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

$$T_s = 0,90 / 1,65 = 0,5454 \text{ s}$$

Comparación entre T y Ts

$$T \leq T_s$$

$$0,1808 \leq 0,5454$$

Tabla IX. **Comparación de períodos**

$T \leq T_s$	$T > T_s$
$S_a (T) = S_{cd}$	$S_a (T) = S_{1d} / T$
$S_{cd} = K_d S_{cs}$	$S_{1d} = K_d S_{1s}$

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural para Guatemala NSE 2*. p. 22.

T es menor que Ts se utilizará

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

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

$$S_a (T) = 1,32$$

$$S_{cd} = 0,66 * 0,9 = 0,72$$

Cálculo de coeficiente sísmico fuerza cortante horizontal

Es el coeficiente de la fuerza cortante horizontal que actúa en la base de la edificación por efectos del sismo; dicho coeficiente se calcula por la división de la ordenada espectral para cualquier período de vibración entre un factor de reducción R.

Donde:

Sa (T): demanda sísmica de diseño.

R: factor de reducción.

T: período fundamental.

El valor de R dependerá del sistema estructural y del tipo de material con que se realice la construcción. Valor obtenido de tablas según AGIES.

Tabla X. **Coficiente para diseño de sistema sismo resistente**

	SISTEMA ESTRUCTURAL (sección 1.5)	Sistema Constructivo véase Secc 1.5.8	R	Ω_f	C_d	Límite de altura en metros			
						Nivel de protección			
						B	C	D	E
E1	SISTEMA DE MARCOS								
E1-A	Marcos tipo A								
	De concreto reforzado	NSE 7.1	8	3	5,5	SL	SL	SL	SL
	De acero estructural	NSE 7.5	8	3	5,5	SL	SL	SL	SL
E1-B	Marcos tipo B								
	De concreto reforzado	NSE 7.1	5	3	4,5	50	30	12	NP
	De acero estructural	NSE 7.5	4,5	3	4	50	30	12	NP
E1-C	Marcos tipo C								
	De concreto reforzado	NSE 7.1	3	3	3	30	NP	NP	NP
	De acero estructural	NSE 7.5	3,5	3	2,5	30	NP	NP	NP

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural para Guatemala NSE 3*. p. 17.

Para este caso se utilizará un valor de R = 5 ya que es un marco E1-B de concreto reforzado.

$$C_s = S_a(T) / R$$

$$C_s = 1,32 * 0,1808 / 5$$

$$C_s = 0,0477$$

Después se debe verificar lo siguiente:

$$C_s \geq 0,044 * S_{cd}$$

$$C_s \geq 0,5 * S_{1r} / R$$

$$C_s \geq 0,044 * S_{cd}$$

$$C_s \geq 0,5 * S_{1r} / R$$

$$0,0477 \geq 0,044 \times 1,32$$

$$0,0477 \geq 0,5 \times 0,60 / 5$$

$$0,0477 \geq 0,0580$$

$$0,0477 \geq 0,0600$$

$$C_s = 3,98 * 0,1808 / 5 = 0,14$$

$$C_s \geq 0,044 * S_{cd}$$

$$0,14 \geq 0,044 * 1,32 = 0,0580$$

$$C_s \geq 0,5 * S_{1r} / R$$

$$0,1439 \geq 0,50 \times 0,60 / 5 = 0,04317$$

C_s cumple, es mayor en los dos casos por lo que se utilizará para el cálculo del corte basal $C_s = 0,14$.

Con todos los valores obtenidos en los incisos anteriores, se procede a calcular el corte basal, el cual dará un valor en toneladas que se distribuirá posteriormente en cada uno de los niveles de la edificación de acuerdo a la fuerza sísmica que soporte cada uno de ellos.

El total de las fuerzas del corte basal se representa por medio del cortante estático equivalente al límite de cedencia en la base de la estructura (V_B)¹³.

Corte basal

$$V_B = C_s * W_s$$

$$V_B = 0,14 * 260,16 \text{ Ton}$$

$$V_B = 36,42 \text{ Ton}$$

Distribución vertical de las fuerzas sísmicas por nivel

Corte basal (V_B) por nivel, se representa por medio del cortante estático equivalente al límite de cedencia en la base de la estructura¹⁴.

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

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

Donde:

F_x = fuerza cortante por nivel de la edificación en el sentido indicado.

C_{vx} = coeficiente que relaciona el peso sísmico y la altura de cada nivel.

h_i = altura del nivel medida desde la base de la estructura.

W_i = peso sísmico por nivel.

¹³ Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural para Guatemala NSE 3*, 2018. p. 34.

¹⁴ *Ibíd.*

Distribución de fuerzas por marco y por nivel.

Para el análisis de carga muerta y viva se tomaron los valores de rigidez y factores de giro y se calculan los momentos que actúan en la estructura.

La distribución de fuerzas por marco se realizará según lo estipula AGIES NSE 2 – 2018, capítulo 2, donde indica que se debe considerar el giro ocasionado por la excentricidad del centro de masa respecto al centro de rigidez de la estructura además de considerar una excentricidad accidental del 5 %.

Tabla XI. **Distribución vertical de la fuerza sísmica**

Nivel	W (T)	H (M)	Wi*H	Vb	Cvx	Fx (T)	Fy(3marcos)	Fx(5marcos)
2	124,3	7,70	957,11	36,42	0,618	22,51	7,50	4,50
1	135,86	4,35	509,99	36,42	0,382	13,91	4,64	2,78
Total	260,16		1 548,1					

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

$$C_x = \frac{957,11}{1548,1} = 0,618$$

$$C_x = \frac{590,991}{1548,1} = 0,382$$

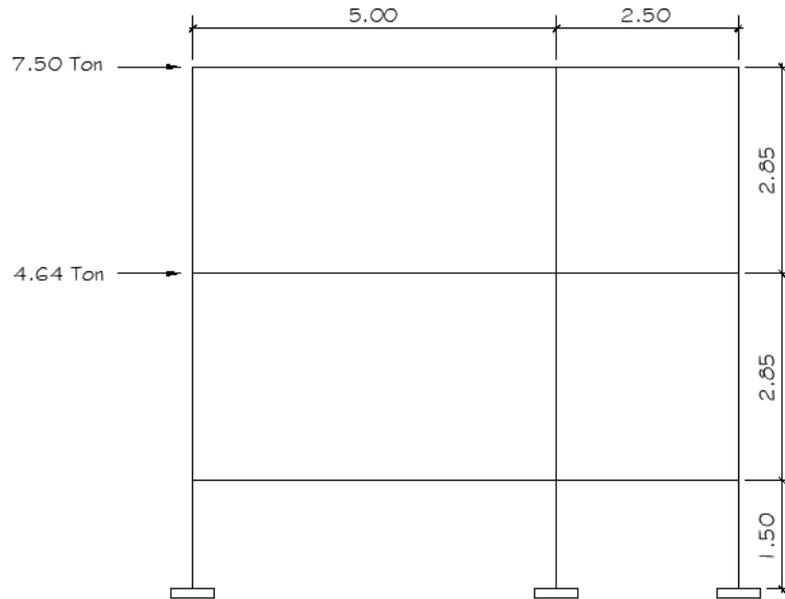
$$F_x = 36,42 * 0,618 = 22,51 \text{ T}$$

$$F_x = 36,42 * 0,382 = 13,91 \text{ T}$$

$$F_y = \frac{22,51}{3} = 7,50 \text{ T}$$

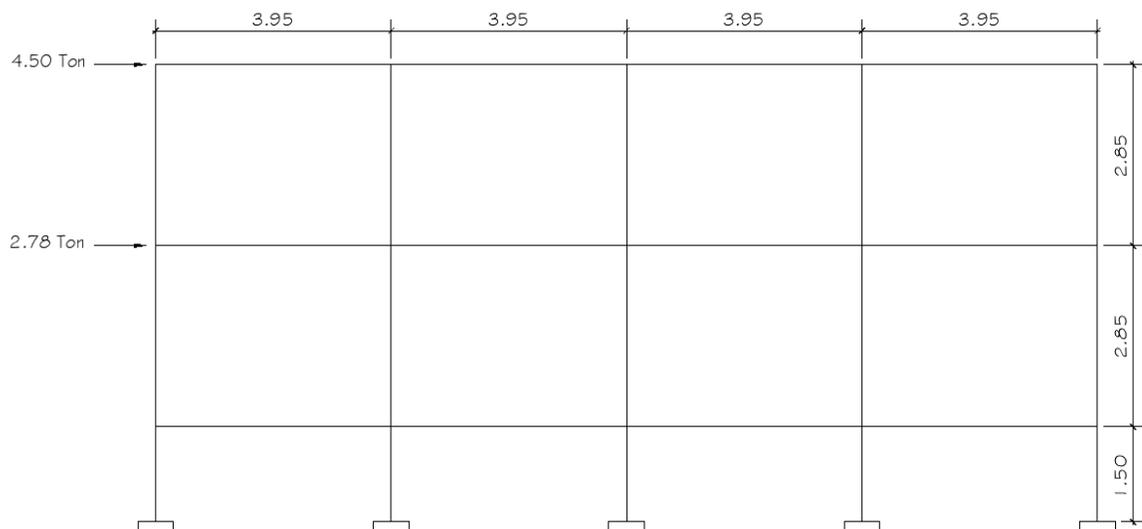
$$F_y = \frac{22,51}{3} = 4,64 \text{ T}$$

Figura 13. **Distribución de fuerza sísmica sentido “Y”**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 14. **Distribución de fuerza sísmica sentido “X”**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Tabla XII. Centro geométrico en sentido “X”, “Y”

Losa	X	Y	Area	l _{mx}	l _{my}	A*l _{mx}	A*l _{my}
1	3.95	5	19.75	1.975	5	39.01	98.75
2	3.95	5	19.75	5.925	5	117.02	98.75
3	3.95	5	19.75	9.875	5	195.03	98.75
4	3.95	5	19.75	13.825	5	273.04	98.75
5	3.95	2.5	9.875	1.975	1.25	19.50	12.34
6	3.95	2.5	9.875	5.925	1.25	58.51	12.34
7	3.95	2.5	9.875	9.875	1.25	97.52	12.34
8	3.95	2.5	9.875	13.825	1.25	136.52	12.34
			118.5			936.15	444.38

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Centro de Masa

El centro de masa es el punto en el que se concentra el peso de la estructura, entonces si la estructura se apoyara en ese punto, permanecería en equilibrio, también llamado centro de gravedad.

Para la distribución de fuerzas por marco, se debe considerar el giro ocasionado por la excentricidad del centro de masa respecto al centro de rigidez de la estructura, además de considerar una excentricidad accidental del 5 %¹⁵.

$$C_{mx} = \frac{\sum_{i=1}^n W_i * X}{\sum_{i=1}^n W_i} \quad C_{my} = \frac{\sum_{i=1}^n W_i * Y}{\sum_{i=1}^n W_i}$$

¹⁵ Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural para Guatemala NSE 3*, 2018. p. 40

Tabla XIII. Centro de masa sentido "X" segundo nivel

Losa	Area	CM	CV	Wi	Imx	Wi*Imx
1	19.75	6715	3950	10665	1.975	21063.375
2	19.75	6715	3950	10665	5.925	63190.125
3	19.75	6715	3950	10665	9.875	105316.875
4	19.75	6715	3950	10665	13.825	147443.625
5	9.875	3357.5	1975	5332.5	1.975	10531.6875
6	9.875	3357.5	1975	5332.5	5.925	31595.0625
7	9.875	3357.5	1975	5332.5	9.875	52658.4375
8	9.875	3357.5	1975	5332.5	13.825	73721.8125
				63990		505521

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

$$CM_{losa} = (19,75 \text{ m}^2 * 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,10 \text{ m}) + 100 \text{ kg/m}^2 * 19,75 \text{ m}^2 = 6\,715,00 \text{ kg}$$

$$CV_{losa} = 19,75 \text{ m}^2 * 200 \text{ kg/m}^2 = 3\,950,00 \text{ kg}$$

$$C_{mx} = \frac{505521,2}{63\,990} = 7,90 \text{ m}$$

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

Losa	Area	CM	CV	Wi	Imx	Imx * Wi
1	19.75	7663	9875	17538	1.975	34637.55
2	19.75	7663	9875	17538	5.925	103912.65
3	19.75	7663	9875	17538	9.875	173187.75
4	19.75	7663	9875	17538	13.825	242462.85
5	9.875	3831.5	4937.5	8769	1.975	17318.775
6	9.875	3831.5	4937.5	8769	5.925	51956.325
7	9.875	3831.5	4937.5	8769	9.875	86593.875
8	9.875	3831.5	4937.5	8769	13.825	121231.425
				105228		831301.2

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

$$CM_{losa} = (19,75 \text{ m}^2 * 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,12 \text{ m}) + 100 \text{ kg/m}^2 * 19,75 \text{ m}^2 = 7663,00 \text{ kg}$$

$$CV_{losa} = 19,75 \text{ m}^2 * 500 \text{ kg/m}^2 = 9875,00 \text{ kg}$$

$$C_{mx} = \frac{831301,2}{105228} = 7,90 \text{ m}$$

Tabla XV. Centro de masa sentido "Y" segundo nivel

Losa	Area	CM	CV	Wi	Imy	Imx * Wi
1	19.75	7663	9875	17538	5	87690
2	19.75	7663	9875	17538	5	87690
3	19.75	7663	9875	17538	5	87690
4	19.75	7663	9875	17538	5	87690
5	9.875	3831.5	4937.5	8769	1.25	10961.25
6	9.875	3831.5	4937.5	8769	1.25	10961.25
7	9.875	3831.5	4937.5	8769	1.25	10961.25
8	9.875	3831.5	4937.5	8769	1.25	10961.25
				105228		394605

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

$$C_{my} = \frac{394605}{105228} = 3,75 \text{ m}$$

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

Losa	Area	CM	CV	Wi	lmy	Imx * Wi
1	19.75	7663	9875	17538	5	87690
2	19.75	7663	9875	17538	5	87690
3	19.75	7663	9875	17538	5	87690
4	19.75	7663	9875	17538	5	87690
5	9.875	3831.5	4937.5	8769	1.25	10961.25
6	9.875	3831.5	4937.5	8769	1.25	10961.25
7	9.875	3831.5	4937.5	8769	1.25	10961.25
8	9.875	3831.5	4937.5	8769	1.25	10961.25
				105228		394605

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

$$C_{my} = \frac{394\,605}{105\,228} = 3,75\,m$$

Cálculo del centro de rigidez (CR).

El centro de rigidez (C.R) representa el centro geométrico de las rigideces de los elementos estructurales de un nivel, es importante que el centro de masas coincida con el centro de rigidez, para evitar efectos torsionantes en la estructura.

Para el cálculo de rigidez se utilizará la fórmula de Willbur. Dependiendo el nivel de la estructura analizada, la ecuación para el cálculo de la rigidez es.

$$R = \frac{1}{\frac{Ph^3}{3EI} + \frac{1,2Ph}{AG}}$$

Donde:

Rm = Rigidez del marco.

Ri = Sumatoria de las rigideces de los marcos paralelos a la carga.

D_i = Distancia de CR a marco considerado.

F_n = Fuerza por nivel.

E_i = Relación de rigideces y brazo de cada marco.

e = Excentricidad.

Nivel 2

La rigidez de la columna se trabaja como voladizo por ser el último nivel.

$$P = 10\,000,00 \text{ kg valor asumido}$$

$$E_i = 15\,100 * (210 \text{ kg/cm}^2)^{1/2} = 218\,819,78$$

$$G = 0,4 * 218\,819,78 = 87\,527,92$$

$$I = (1/12) * 30 * 303 = 67\,500,00 \text{ cm}^4$$

$$h = 285 \text{ cm}$$

$$\text{Área de la columna} = 900 \text{ cm}^2$$

Según el tipo de estructura que se esté analizando, así será el tipo de apoyo, y por lo tanto la ecuación de rigidez a utilizarse:

- Voladizo: condición presentada en edificios de un nivel o en los últimos niveles de edificios multiniveles, su ecuación de rigidez es:

$$R = \frac{1}{\frac{Ph^3}{3EI} + \frac{1,2Ph}{AG}}$$

- Doblemente empotrado: condición que se da a los primeros niveles o niveles intermedios de edificios multiniveles, su ecuación de rigidez es:

$$R = \frac{1}{\frac{Ph^3}{12EI} + \frac{1,2Ph}{AG}}$$

Para segundo nivel se utiliza la siguiente ecuación:

$$R = \frac{1}{\frac{10\,000(285)^3}{3 \cdot 21\,8819,78 \cdot 67\,500} + \frac{1,2 \cdot 10\,000 \cdot 285}{900 \cdot 87\,527,92}} = 0,19$$

Para primer nivel se utiliza la siguiente ecuación:

$$R = \frac{1}{\frac{10\,000(285)^3}{12 \cdot 21\,8819,78 \cdot 67\,500} + \frac{1,2 \cdot 10\,000 \cdot 285}{900 \cdot 87\,527,92}} = 0,74$$

Tabla XVII. **Cálculo de centro de rigidez nivel 2, eje – X**

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

MARCO	R	No. COLUMNAS	Rm=R*No.Col.	Lx	Rm* Lx
1	0.19	3	0.57	0	0
2	0.19	3	0.57	3.95	2.2515
3	0.19	3	0.57	7.9	4.503
4	0.19	3	0.57	11.85	6.7545
5	0.19	3	0.57	15.8	9.006
			2.85		22.515

$$C_{Rx} = \frac{\sum_{i=1}^n Wi \cdot X}{\sum_{i=1}^n Wi} = C_{Rx} = \frac{22,515}{2,85} = 7,90 \text{ m}$$

Tabla XVIII. **Cálculo de centro de rigidez nivel 1, eje – X**

MARCO	R	No. COLUMNAS	Rm=R*No.Col.	Lx	Rm* L x
1	0.74	3	2.22	0	0
2	0.74	3	2.22	3.95	8.769
3	0.74	3	2.22	7.9	17.538
4	0.74	3	2.22	11.85	26.307
5	0.74	3	2.22	15.8	35.076
			11.1		87.69

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

$$C_{Rx} = \frac{\sum_{i=1}^n Wi * X}{\sum_{i=1}^n Wi} = C_{Rx} = \frac{87,69}{11,1} = 7,90 \text{ m}$$

Tabla XIX. **Cálculo de centro de rigidez nivel 2, eje - Y**

MARCO	R	No. COLUMNAS	Rm=R*No.Col.	L	Rm* L
A	0.19	5	0.95	0	0
B	0.19	5	0.95	2.5	2.375
C	0.19	5	0.95	7.5	7.125
			2.85		9.5

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

$$C_{Ry} = \frac{\sum_{i=1}^n Wi * Y}{\sum_{i=1}^n Wi} = C_{Ry} = \frac{9,5}{2,85} = 3,33 \text{ m}$$

Tabla XX. **Cálculo de centro de rigidez nivel 1, eje – Y**

MARCO	R	No. COLUMNAS	Rm=R*No.Col.	Lx	Rm* L x
A	0.74	5	3.7	0	0
B	0.74	5	3.7	2.5	9.25
C	0.74	5	3.7	7.5	27.75
			11.1		37

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

$$C_{Ry} = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot Y}{\sum_{i=1}^n W_i} = \frac{37}{11.1} = 3,33 \text{ m}$$

Excentricidades directas

$$e_x = | C_{mx} - C_{Rx} |$$

$$e_y = | C_{my} - C_{Ry} |$$

Primer nivel

$$e_x = | 7,90 - 7,90 | = 0$$

$$e_y = | 3,75 - 3,33 | = 0,42$$

Segundo nivel

$$e_x = | 7,9 - 7,9 | = 0$$

$$e_y = | 3,75 - 3,33 | = 0,42$$

Excentricidad accidental

Además de la excentricidad directa, debe considerarse una excentricidad accidental¹⁶, que será, calculada con las ecuaciones siguientes:

¹⁶ Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural para Guatemala NSE 3*, 2018. p. 40.

$$e_{1xy} = | Cmx - Rx | + 0,05b$$

$$e_{2xy} = | Cmy - CRy | + 0,05b$$

$$\text{Lado X} = 15,8 \text{ m}, \quad \text{Lado Y} = 7,5 \text{ m}$$

Excentricidades para primer nivel

$$e_{1x} = 0 + 0,05 * (15,8) = 0,79$$

$$e_{2x} = 0 - 0,05 * (15,8) = -0,79$$

$$e_{1y} = 0,42 + 0,05 * (7,5) = 0,795$$

$$e_{2y} = 0,42 - 0,05 * (7,5) = 0,045$$

Para el cálculo de fuerzas por torsión, se utilizará el método simplificado de *Rosenblueth y Esteva* "Diseño Sísmico de Edificios" el cual considera lo siguiente:

- El centro de rigidez se debe calcular con la rigidez de los elementos de cada nivel.
- La fuerza cortante total soportada por todos los elementos en el nivel debe ser igual al valor más crítico de las fuerzas calculadas con la siguiente ecuación:

$$V_{tot.} = V_s \pm V_t$$

- Corte por sismo (Vs)

$$V_s = \frac{K_m + F_s}{\sum_{i=1}^n K_m}$$

- Corte por torsión (Vt)

$$V_t = \frac{e_{x,y} * F_n (K_m * d_i)}{\sum_{i=1}^n K_m * d_i^2}$$

Donde:

V_{total} = fuerza total en el marco (kg)

V_s = fuerza cortante por sismo en el marco (kg)

V_t = fuerza cortante por torsión en el marco (kg)

e = excentricidad de diseño en las direcciones x,y

d_i = distancia entre el CR y el eje de cada marco

F_n = fuerza por nivel (kg)

Tabla XXI. **Cortante por torsión y sismo sentido “X” Nivel- 1**

MARCO	e		Fx	Rm /10	d _i	Rm*Fx	Rm*d _i	Rm *d _i ²	Vs	Vt	Vs + Vt = Vtot.
1	e1x	0.79	32840	0.22	-7.9	7224.8	-1.74	13.73	6568	-1313.81	5254.19
	e2x	-0.79								1313.81	7881.81
2	e1x	0.79	32840	0.22	-3.95	7224.8	-0.87	3.43	6568	-656.91	5911.09
	e2x	-0.79								656.91	7224.91
3	e1x	0.79	32840	0.22	0	7224.8	0.00	0	6568	0.00	6568.00
	e2x	-0.79								0.00	6568.00
4	e1x	0.79	32840	0.22	3.95	7224.8	0.87	3.43	6568	656.91	7224.91
	e2x	-0.79								-656.91	5911.09
5	e1x	0.79	32840	0.22	7.9	7224.8	1.74	13.73	6568	1313.81	7881.81
	e2x	-0.79								-1313.81	5254.19
				1.1				34.32			

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tabla XXII. Cortante por torsión y sismo sentido “X” Nivel- 2

MARCO	e		Fx	Rm /10	di	Rm*Fx	Rm*di	Rm *di2	Vs	Vt	Vs + Vt = Vtot.
1	e1x	0.79	38390	0.057	-7.9	2188.23	-0.45	3.56	7678	-1534.47	6143.53
	e2x	-0.79								1534.47	9212.47
2	e1x	0.79	38390	0.057	-3.95	2188.23	-0.23	0.89	7678	-767.23	6910.77
	e2x	-0.79								767.23	8445.23
3	e1x	0.79	38390	0.057	0	2188.23	0.00	0	7678	0	7678
	e2x	-0.79								0	7678
4	e1x	0.79	38390	0.057	3.95	2188.23	0.23	0.89	7678	767.23	8445.23
	e2x	-0.79								-767.23	6910.77
5	e1x	0.79	38390	0.057	7.9	2188.23	0.45	3.56	7678	1534.47	9212.47
	e2x	-0.79								-1534.47	6143.53
				0.285				8.9			

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tabla XXIII. Cortante por torsión y sismo sentido “Y” Nivel- 1

MARCO	e		Fx	Rm /10	di	Fx*Rm	Rm*di	Rm *di2	Vs	Vt	Vs + Vt = Vtot.
A	e1x	0.795	32840	0.37	-3.75	12150.8	-1.39	5.2	10946.67	-3296.14	7650.53
	e2x	0.045								-186.57	10760.09
B	e1x	0.795	32840	0.37	-1.25	12150.8	-0.46	0.59	10946.67	-1098.71	9847.95
	e2x	0.045								-62.19	10884.48
C	e1x	0.795	32840	0.37	3.75	12150.8	1.39	5.2	10946.67	3296.14	14242.81
	e2x	0.045								186.57	11133.24
				1.11				10.99			

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tabla XXIV. Cortante por torsión y sismo sentido “Y” Nivel- 2

MARCO	e		Fx	Rm /10	di	Fx*Rm	Rm*di	Rm *di2	Vs	Vt	Vs + Vt = Vtot.
A	e1x	0.795	38390	0.095	-3.75	3647.05	-0.36	1.34	12796.67	-3882.41	8914.29
	e2x	0.045								-219.76	12576.94
B	e1x	0.795	38390	0.095	-1.25	3647.05	-0.12	0.15	12796.67	-1294.14	11502.53
	e2x	0.045								-72.49	12724.18
C	e1x	0.795	38390	0.095	3.75	3647.05	0.36	1.34	12796.67	3882.41	16679.08
	e2x	0.045								219.76	13016.43
				0.285				2.83			

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tabla XXV. Resumen de cortantes finales por marco

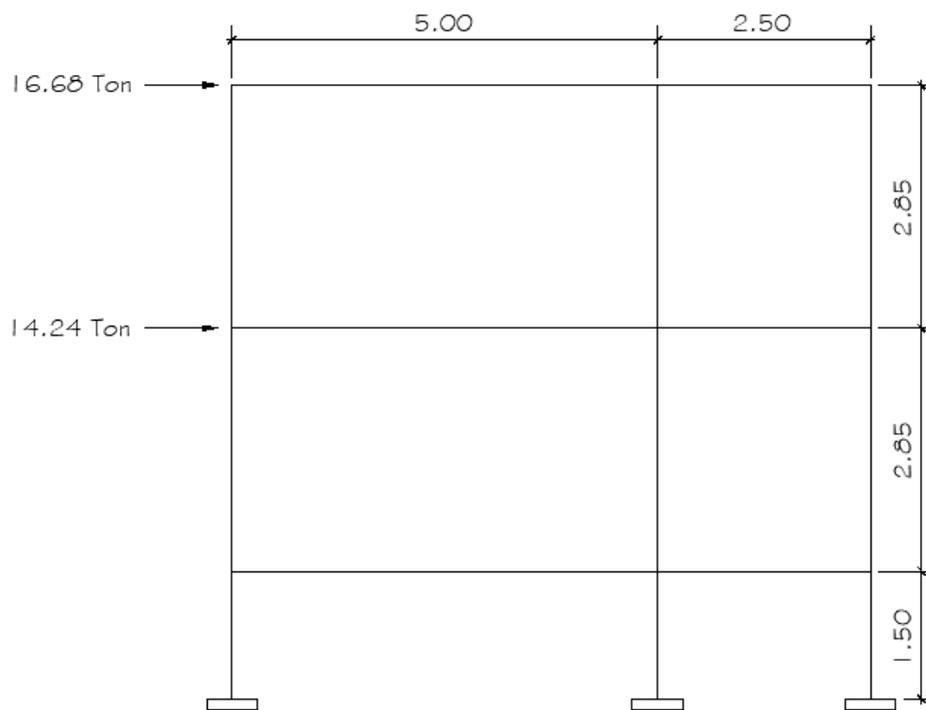
CARGAS SISMICAS POR NIVEL Y MARCO			
MARCO	NIVEL	F (Kg)	F(T)
1	1	7881.81	7.88
	2	9212.47	9.21
2	1	7224.91	7.22
	2	6910.77	6.91
3	1	6568	6.57
	2	7678	7.68
4	1	7224.91	7.22
	2	6910.77	6.91
5	1	7881.81	7.88
	2	9212.47	9.21
A	1	10760.09	10.76
	2	12576.94	12.58
B	1	10884.48	10.88
	2	12724.18	12.72
C	1	14242.81	14.24
	2	16679.08	16.68

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Modelos matemáticos para fuerzas sísmicas y torsión de marcos dúctiles rígidos.

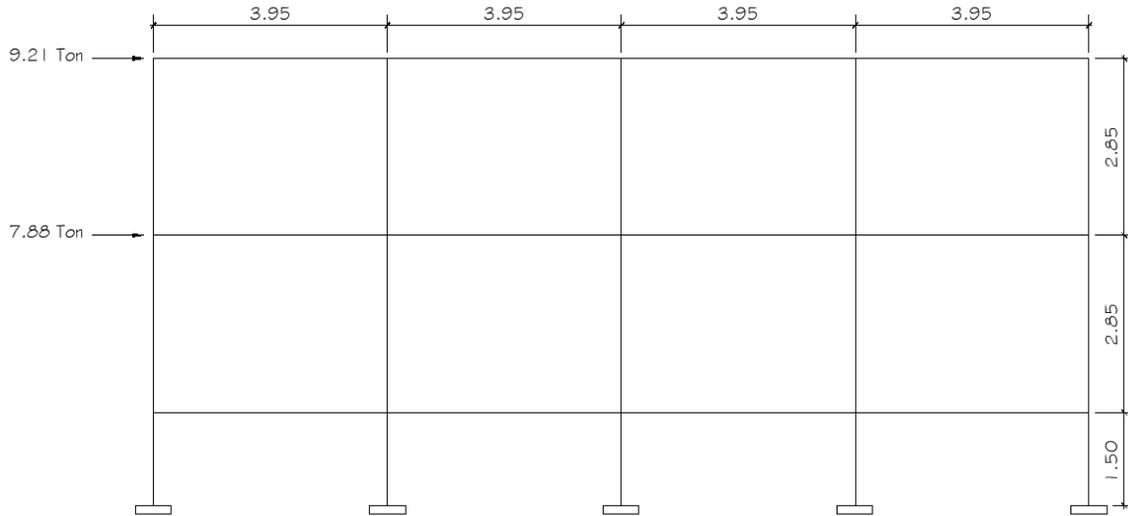
Es la idea de realizar un esquema en forma general para representar las fuerzas que actúan en la estructura, con la finalidad de facilitar los cálculos realizados anteriormente en los marcos del edificio.

Figura 15. **Cortante sísmico y torsión marco C**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 16. Cortante sísmico y torsión marco 2

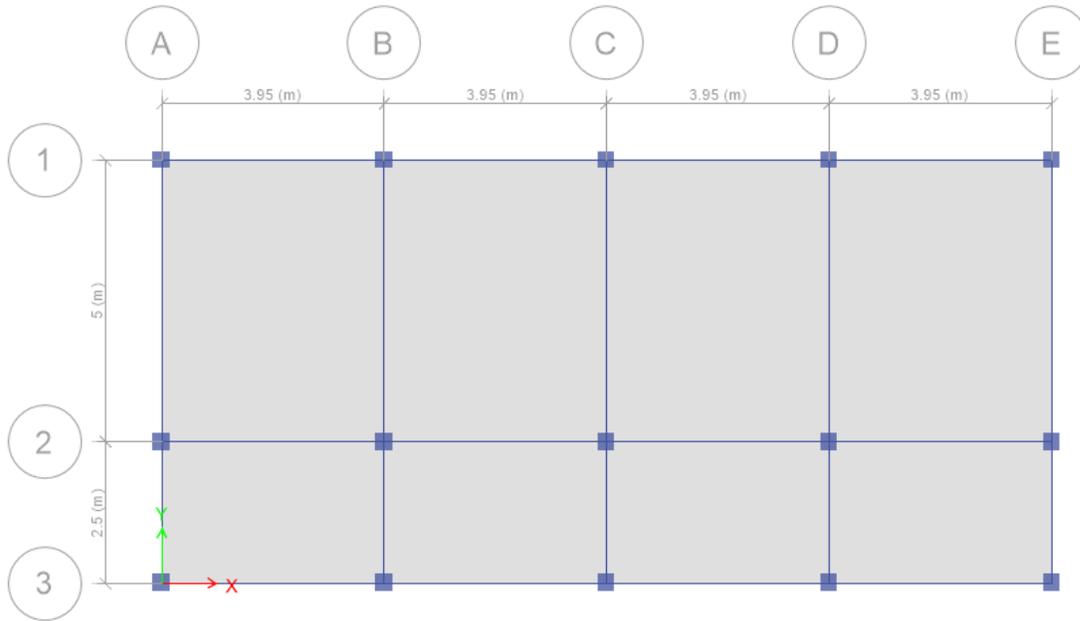


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.1.5.7. Análisis por medio de software ETABS

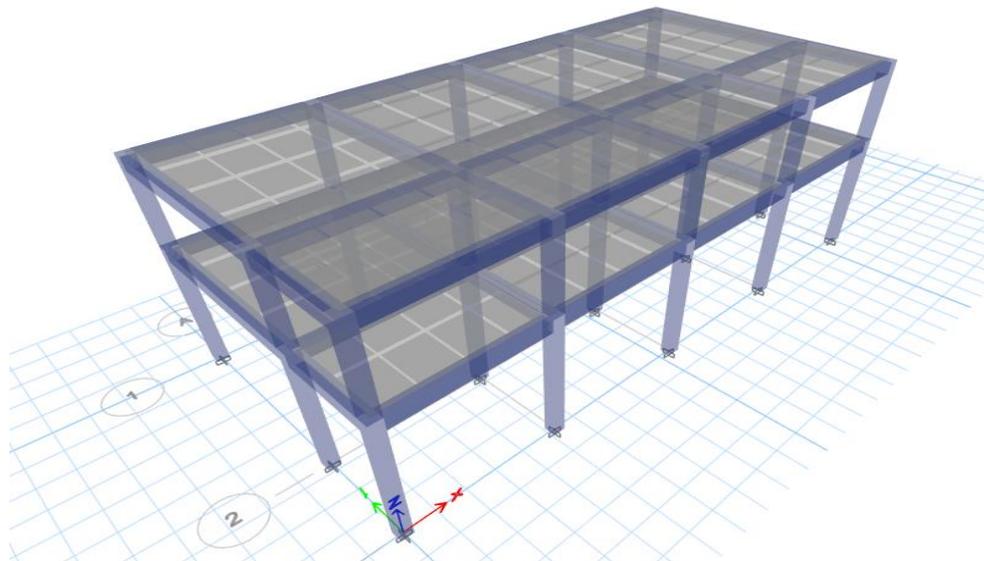
Este programa ETABS 2018, basado por el método de elementos finitos, con el cual se realiza el análisis dimensional de la estructura de acuerdo con los elementos estructurales de las secciones transversales principales definidos anteriormente. Al ejecutar este programa nos sirve para dar un resultado aproximado comparativo con el método numérico Kani utilizado anteriormente. A continuación, se muestra el modelo de análisis en el software ETABS.

Figura 17. **Planta principal módulo 1**



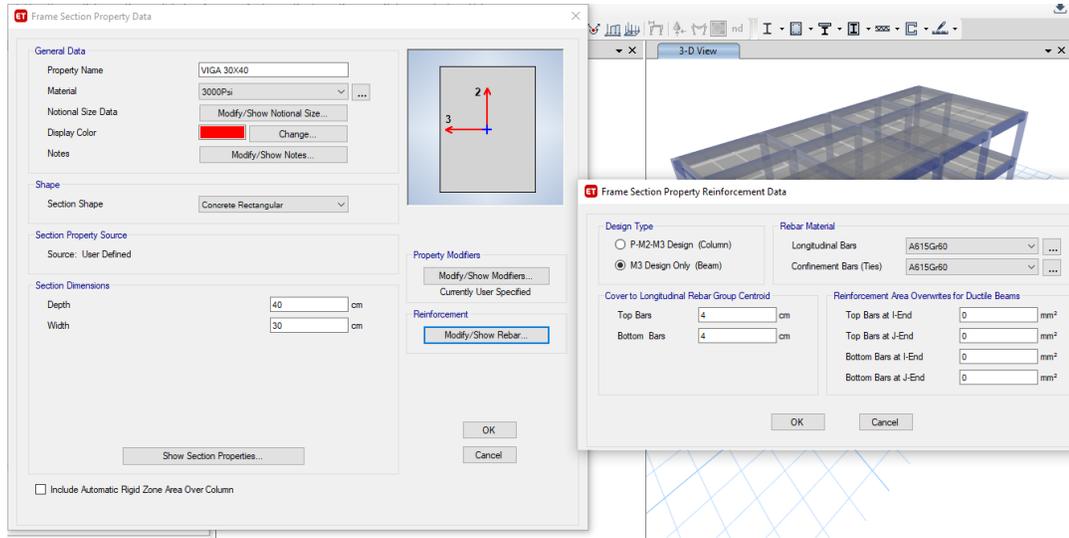
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Figura 18. **Planta modelo en 3D**



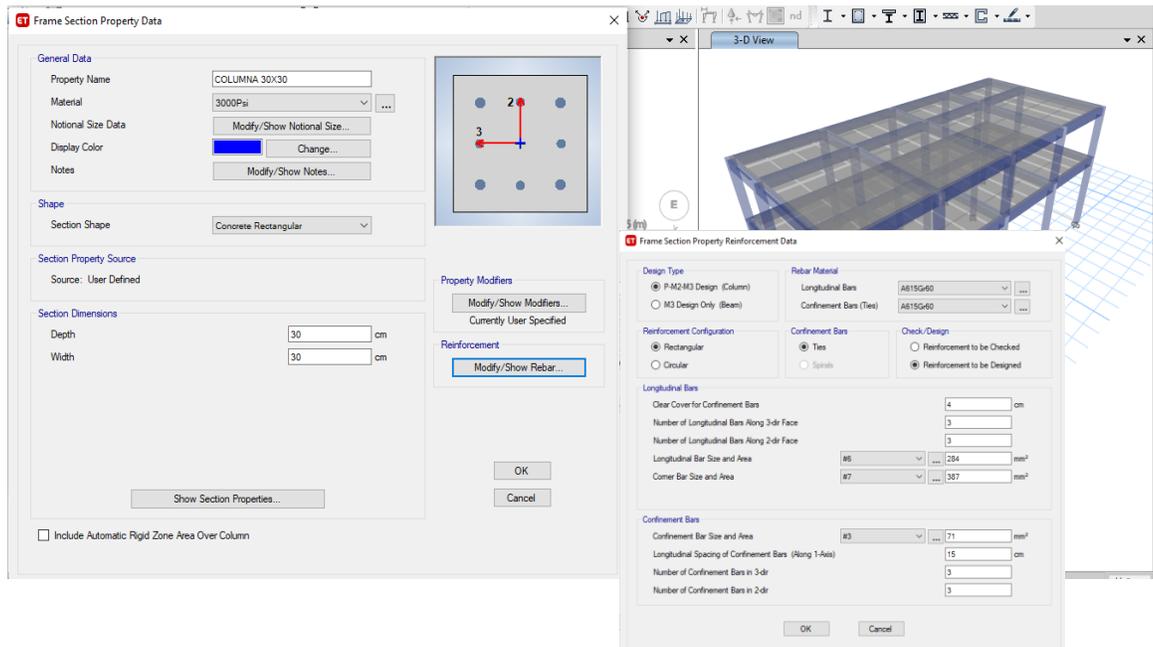
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Figura 19. Propiedades de sección vigas



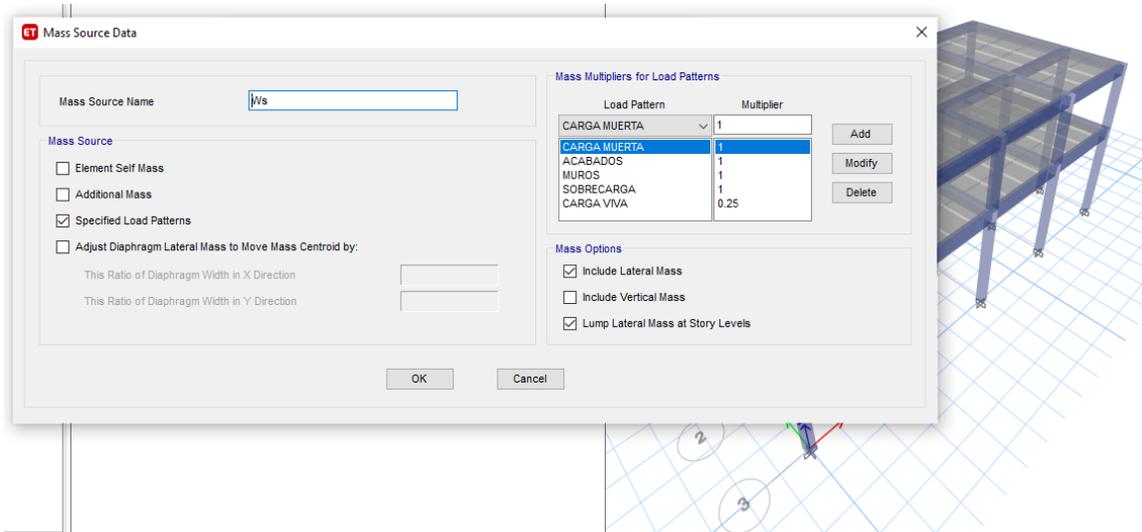
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Figura 20. Propiedades de sección columnas



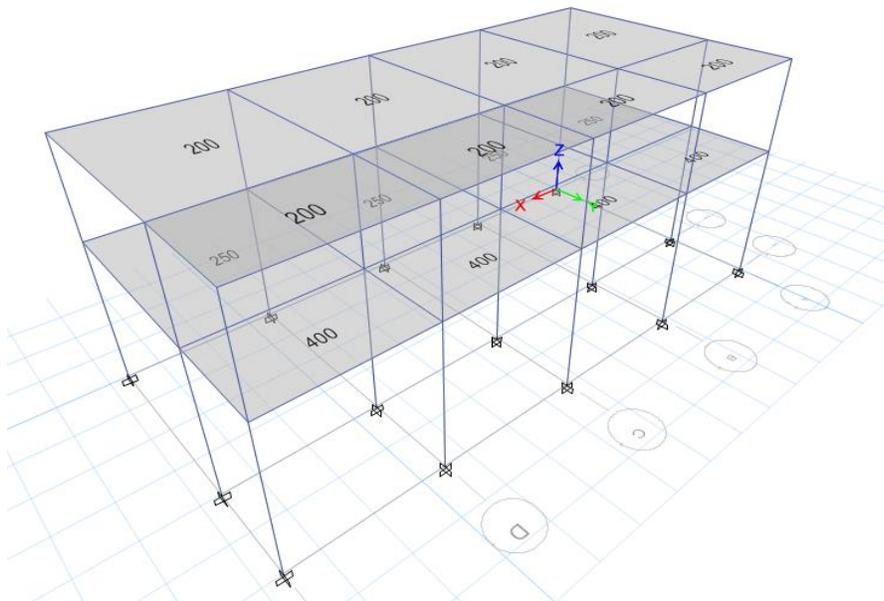
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Figura 21. **Peso de la estructura**



Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

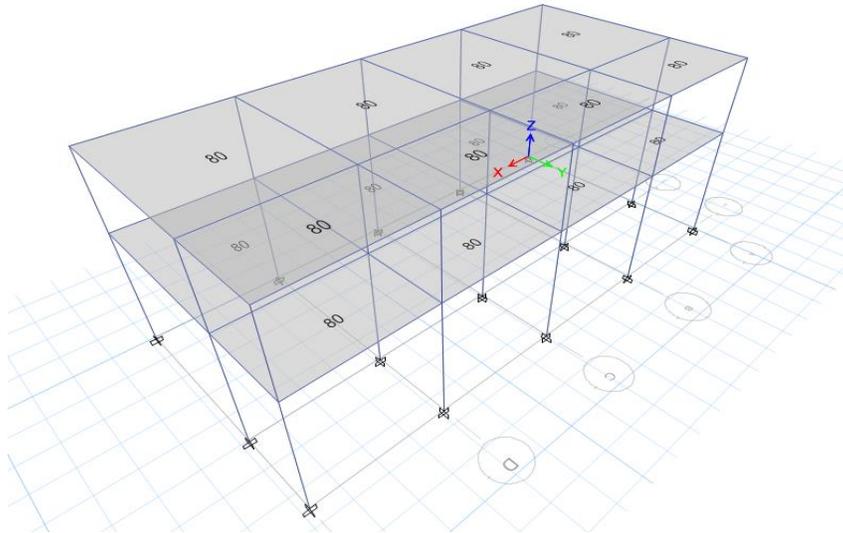
Figura 22. **Cargas vivas aplicadas**



Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

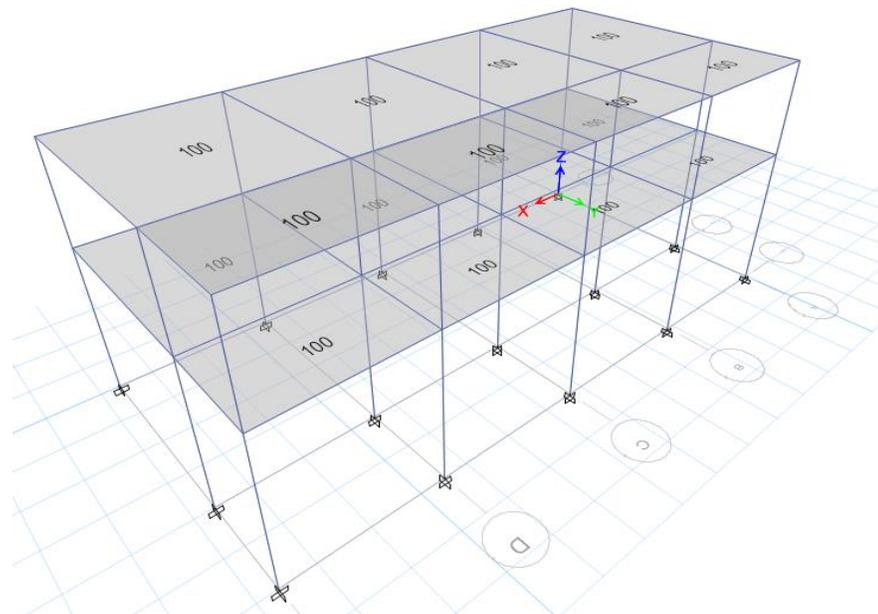
Cargas Muertas Aplicadas

Figura 23. **Carga de acabados**



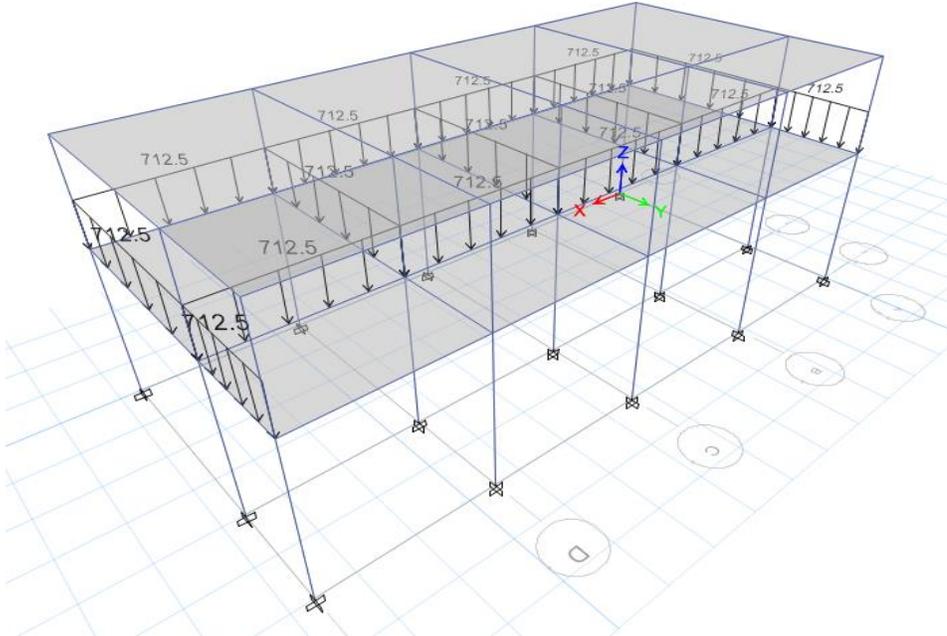
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Figura 24. **Sobrecarga**



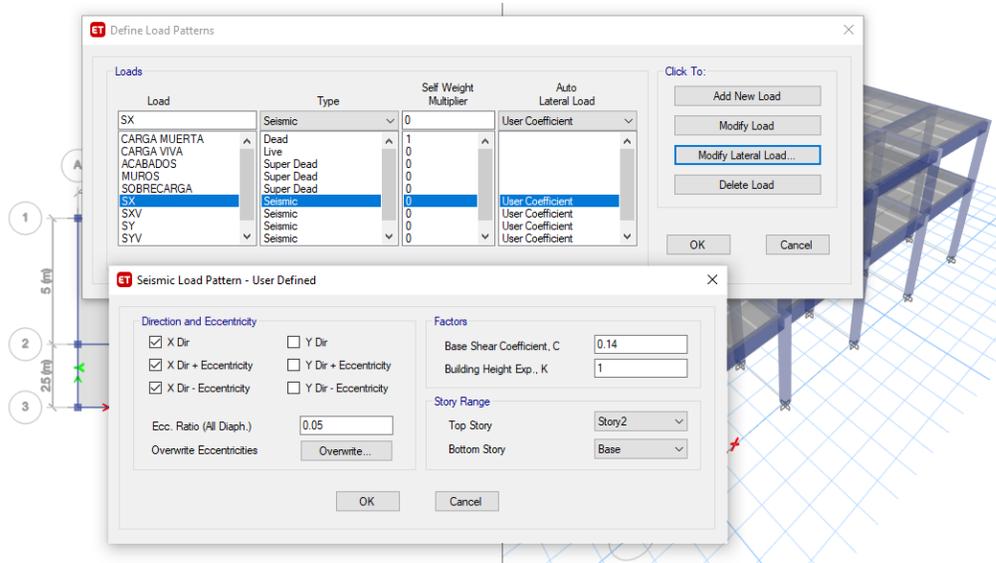
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Figura 25. Carga de muros



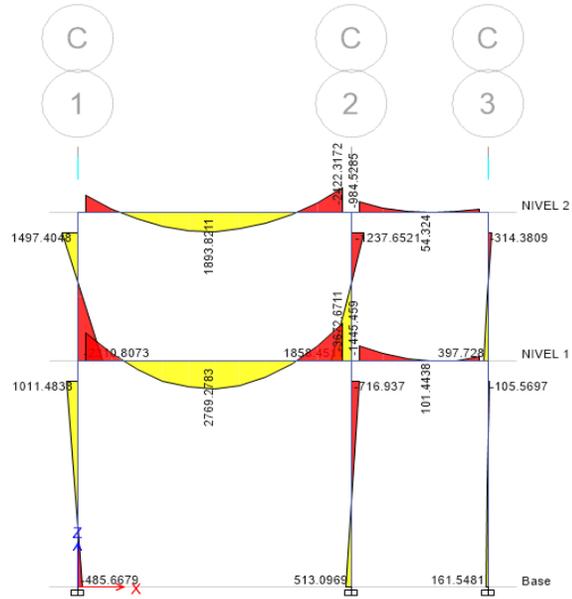
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Figura 26. Carga Sísmica



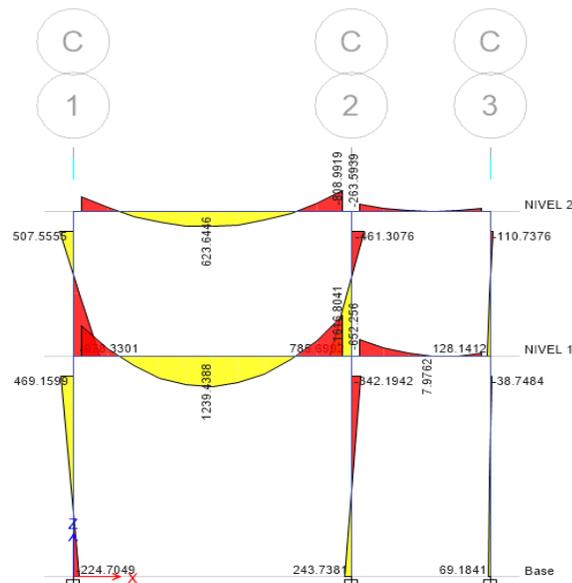
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Figura 27. **Análisis de marco "C", carga muerta**



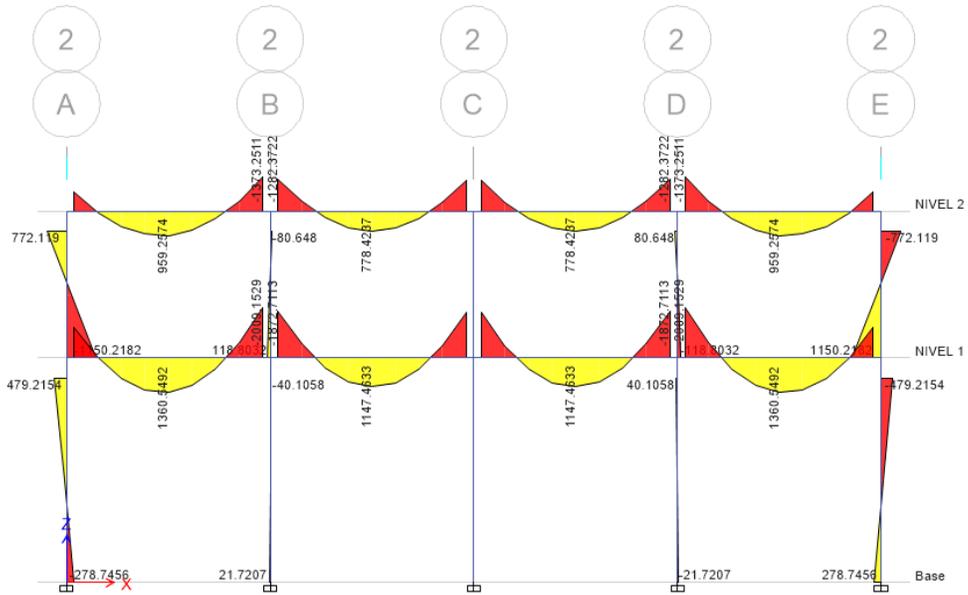
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Figura 28. **Análisis de marco "C", carga viva**



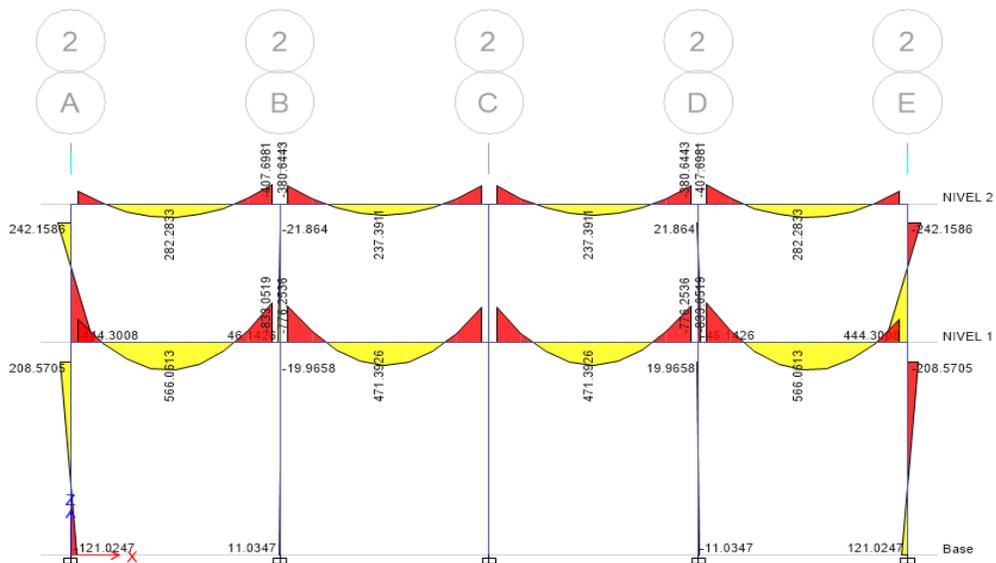
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Figura 29. Análisis de marco "2", carga muerta



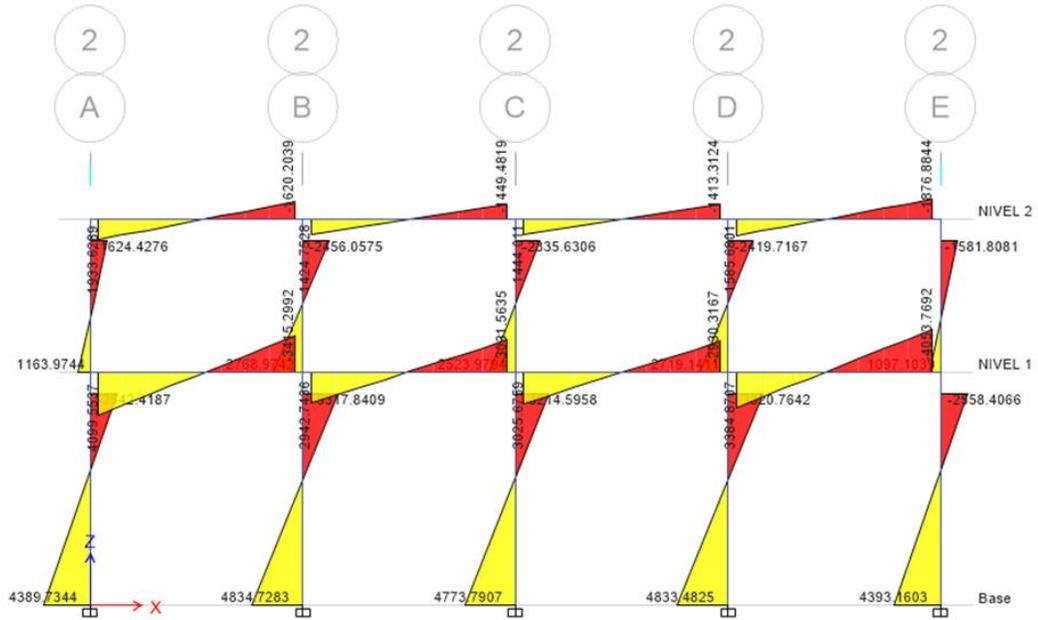
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Figura 30. Análisis de marco "2", carga viva



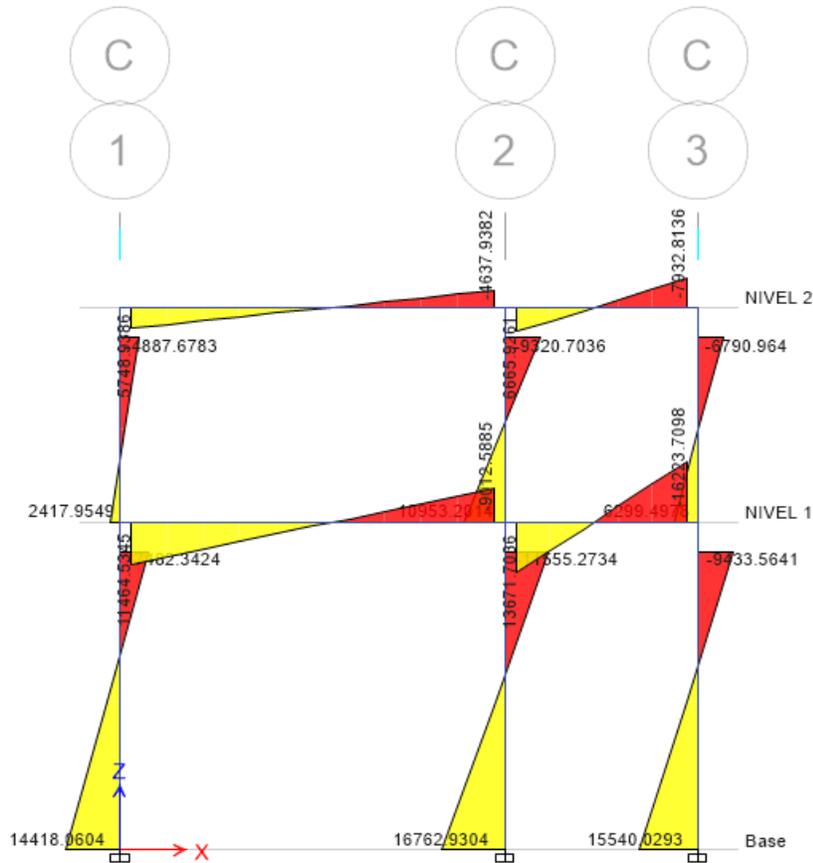
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Figura 31. Carga de sismo marco 2, sentido "X"



Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

Figura 32. Carga de sismo marco C, sentido "Y"



Fuente: elaboración propia, empleando ETABS 2018.

2.1.5.8. Análisis estructural por el método de Kani

Este método es fundamental, que rige el comportamiento de las estructuras, el análisis es básico para el desarrollo del proyecto, es un método exacto que elimina los errores ocasionales que se cometen en el desarrollo iterativo. La utilización de este método sobre otros conduce a evitar el planeamiento y solución de ecuaciones simultáneas.

Se calcula la rigidez de cada elemento de la estructura:

$$K = I/L \qquad I = bh^3/12 \qquad K = (bh^3/12) / L$$

K = Rigidez

I = Inercia.

L = Longitud del elemento

$$K_{viga} = (0,3 \cdot 0,43^3 / 12) / 2,5 = 0,00064$$

$$K_{viga} = (0,3 \cdot 0,43^3 / 12) / 5 = 0,00032$$

$$K_{col.} = (0,3 \cdot 0,33^3 / 12) / 2,85 = 0,00024$$

Distribución de giro

μ = Factor de giro o de reparto

K= Rigidez del elemento

Σ = Sumatoria de rigideces en el nudo

$$\mu = - \frac{1}{2} \frac{K}{\Sigma K}$$

NODO A

$$\mu_{AB} = - 0,50 (0,00032 / 0,00032 + 0,00024) = - 0,286$$

$$\mu_{AD} = - 0,214$$

NODO B

$$\mu_{BA} = - 0,50 (0,00032 / 0,00032 + 0,00064 + 0,00024) = - 0,133$$

$$\mu_{BC} = - 0,267$$

$$\mu_{BE} = - 0,50 (0,00032 / 0,00032+0,00064 + 0,00024) = - 0,100$$

NODO C

$$\mu_{CB} = -0,50 (0,00064/ 0,00064 + 0,00024) = - 0,364$$

$$\mu_{CF} = - 0,136$$

NODO D

$$\mu_{DE} = -0,50 (0,00032 / 0,00032+0,00024+0,00024) = - 0,200$$

$$\mu_{DA} = -0,150$$

NODO E

$$\mu_{ED} = - 0,50 (0,00032 / 0,00032+0,00064 + 0,00024+0,00024) = - 0,111$$

$$\mu_{EF} = - 0,222$$

$$\mu_{EB} = - 0,083$$

NODO F

$$\mu_{FE} = -0,50 (0,00064 / 0,00064+ 0,00024+0,00024) = - 0,287$$

$$\mu_{FC} = - 0,107$$

Cálculo de momentos fijos - Carga muerta sentido "Y"

Donde:

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

MF = Momento Fijo

W = Carga

L = Longitud de la viga

Momentos Fijos de cargas muertas

$$MF_{AB} = - MF_{BA} = 1,131 * 5^2 / 12 = -2,356$$

$$MF_{BC} = - MF_{CB} = 0,7848 * (2,5)^2 / 12 = -0,409$$

$$MF_{DE} = - MF_{ED} = 1,8724 * 5^2 / 12 = -3,900$$

$$MF_{EF} = - MF_{FE} = 1,2327 * (2,5)^2 / 12 = -0,642$$

Figura 33. Iteración de Kani con carga muerta, marco "C"

A			B			C						
			-2.357	2.357			-0.409	0.409				
	-2.357	-0.286			-0.113	1.948	-0.267			-0.364	0.409	
	-0.214		0.674		-0.296		-0.1		-0.700		0.106	
0.504			0.600		-0.274		-0.262	-0.646		0.113	0.040	
0.449			0.586		-0.264		-0.242	-0.624		0.081	0.042	
0.439			0.583		-0.259		-0.234	-0.612		0.068	0.030	
0.436			0.581		-0.257		-0.229	-0.608		0.065	0.025	
0.435			0.581		-0.257		-0.228	-0.607		0.065	0.024	
0.434			0.580		-0.257		-0.227	-0.607		0.064	0.024	
0.434			0.580		-0.257		-0.227	-0.607		0.064	0.024	
0.434							-0.227			0.064	0.024	
D			E			F						
	-0.15		-3.901	3.901			-0.083		-0.642	0.642		-0.107
	-3.901	-0.2			-0.111	3.259	-0.222				-0.287	0.642
	-0.15		0.742		-0.311		-0.083		-0.622		-0.196	-0.107
0.556			0.556	0.773	-0.415	-0.232		-0.232	-0.830		-0.018	-0.073
0.580			0.580	0.778	-0.427	-0.310		-0.310	-0.853		0.045	-0.007
0.583			0.583	0.779	-0.429	-0.319		-0.319	-0.857		0.053	0.017
0.584			0.584	0.779	-0.429	-0.320		-0.320	-0.858		0.055	0.020
0.584			0.584	0.779	-0.429	-0.321		-0.321	-0.858		0.055	0.020
0.584			0.584	0.779	-0.429	-0.321		-0.321	-0.858		0.055	0.021
0.584			0.584	0.779	-0.429	-0.321		-0.321	-0.858		0.055	0.021
0.584			0.584		-0.321		-0.321			0.021		0.021
G			H			I						

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Cálculo de momentos finales carga muerta

Donde:

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

M_{AB} = Momento final

MF_{AB} = Momento fijo

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

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

Cálculo de momentos finales

Nodo A

$$M_{AB} = - 2,357 + 2(0,580) - 0,256 = - 1,453 \text{ Ton-m}$$

$$M_{AD} = 0,000 + 2(0,434) + 0,584 = 1,452 \text{ Ton-m}$$

El mismo procedimiento se utilizó para calcular los demás nodos en las vigas y columnas, del sistema de iteración Kani en cargas vivas, muertas y sísmicas.

Cálculo de momentos positivos carga muerta

Donde:

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

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

W = Carga distribuida

L = Longitud del tramo

M_{AB} = Negativo de A hacia B

M_{BA} = Momento negativo de B hacia

Cálculo de momentos fijos Carga Viva sentido "Y"

Donde:

$$MF = (WL^2) / 12$$

MF= Momento Fijo

W = Carga

L = Longitud de la viga

$$MF_{AB} = -MF_{BA} = 0,478 * 25 / 12 = - 0,996$$

$$MF_{BC} = -MF_{CB} = 0,2896 * 6,25 / 12 = - 0,151$$

$$MF_{DE} = -MF_{ED} = 0,956 * 25 / 12 = -1,992$$

$$MF_{EF} = -MF_{FE} = 0,5792 * 6,25 / 12 = - 0,302$$

Figura 34. Iteración de Kani con carga viva, marco "C"

A			B			C				
			-0.996	0.996			-0.151	0.151		
	-0.996	-0.286			-0.133	0.845	-0.267		-0.364	0.151
	-0.214		0.285			-0.1		-0.302	0.055	-0.136
0.213			0.244	-0.150			-0.113	-0.273	0.057	0.020
0.183			0.237	-0.130			-0.102	-0.260	0.039	0.021
0.177			0.234	-0.126			-0.097	-0.254	0.033	0.015
0.175			0.233	-0.125			-0.095	-0.251	0.031	0.012
0.175			0.233	-0.125			-0.094	-0.251	0.031	0.012
0.174			0.233	-0.125			-0.094	-0.251	0.031	0.012
0.174			0.233	-0.125			-0.094	-0.251	0.031	0.012
0.174							-0.094			0.012
D			E			F				
	-0.15		-1.992	1.992		-0.083		-0.302	0.302	-0.107
	-1.992	-0.2			-0.111	1.69	-0.222			-0.287
	-0.15		0.389			-0.083		-0.330	-0.093	-0.107
0.292		0.292	0.406	-0.220	-0.123		-0.123	-0.439	0.002	-0.035
0.304		0.304	0.408	-0.226	-0.164		-0.164	-0.451	0.035	0.001
0.306		0.306	0.409	-0.227	-0.169		-0.169	-0.453	0.039	0.013
0.307		0.307	0.409	-0.227	-0.170		-0.170	-0.454	0.040	0.015
0.307		0.307	0.409	-0.227	-0.170		-0.170	-0.454	0.040	0.015
0.307		0.307	0.409	-0.227	-0.170		-0.170	-0.454	0.040	0.015
0.307		0.307	0.409	-0.227	-0.170		-0.170	-0.454	0.040	0.015
0.307		0.307			-0.170		-0.170		0.040	0.015
									0.015	0.015

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Cálculo de momentos finales carga viva

Donde:

$M_{F_{AB}}$ = Momento final

$M_{F_{AB}}$ = Momento fijo

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

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

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

Cálculo de momentos fijos

Nodo A

$$M_{AB} = - 0,996 + 2(0,233) - 0,125 = - 0,655 \text{ Ton-m}$$

$$M_{AD} = 0,000 + 2(0,174) + 0,307 = 0,655 \text{ Ton-m}$$

Cálculo de momentos positivos carga viva

Donde:

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

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

W = Carga distribuida

L = Longitud del tramo

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

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

Factor de correjimiento en columnas

Para el análisis con cargas en columnas se utiliza un factor de corrimiento en cada nivel para ello se necesita aplicar la siguiente ecuación:

$$\gamma = - \frac{3}{2} \frac{K}{\sum K}$$

$$\gamma_{AD} = - \frac{3}{2} \frac{0,00024}{\sum(0,00024+0,00024+0,00024)} = - 0,50$$

$$\gamma_{BE} = - 0,50$$

$$\gamma_{CF} = - 0,50$$

$$\gamma_{DG} = - \frac{3}{2} \frac{0,00024}{\sum(0,00024+0,00024+0,00024)} = - 0,50$$

$$\gamma_{EH} = - 0,50$$

$$\gamma_{FI} = - 0,50$$

Fuerza cortante en el piso

Donde:

M_n = momento de piso en K-m

Q_n = fuerza cortante del piso en Kg

h_n = altura del nivel en m

$$\text{Nivel 2} = 12,72 \text{ Ton}, \quad \text{Nivel 1} = 10,88 \text{ Ton.}$$

$$\text{Nivel 1} = \text{nivel 2} + \text{nivel 1}$$

$$\text{Nivel 1} = 12,72 + 10,88 = 23,6 \text{ Ton.}$$

Momento de piso nivel 1 y 2

$$M_{r2} = \frac{Q \cdot h}{3} = 12,72 \cdot 2,85 / 3 = 12,08$$

$$Mr_1 = \frac{23,6 * 2,85}{3} = 22,42$$

Factor de corrimiento o desplazamiento nivel 2

$$Y_{AD} = - \frac{3}{2} \frac{0,00024}{\sum(0,00024+0,00024+0,00024)} = - 0,50$$

$$Y_{BE} = Y_{CF} = -0,50$$

Factor de corrimiento o desplazamiento nivel 1

$$Y_{DG} = - \frac{3}{2} \frac{0,00024}{\sum(0,00024+0,00024+0,00024)} = - 0,5$$

$$Y_{EH} = Y_{FI} = -0,50$$

Cálculo de momentos finales en sentido "X"

Para los momentos finales en los extremos de cada elemento se utiliza la siguiente ecuación:

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$$

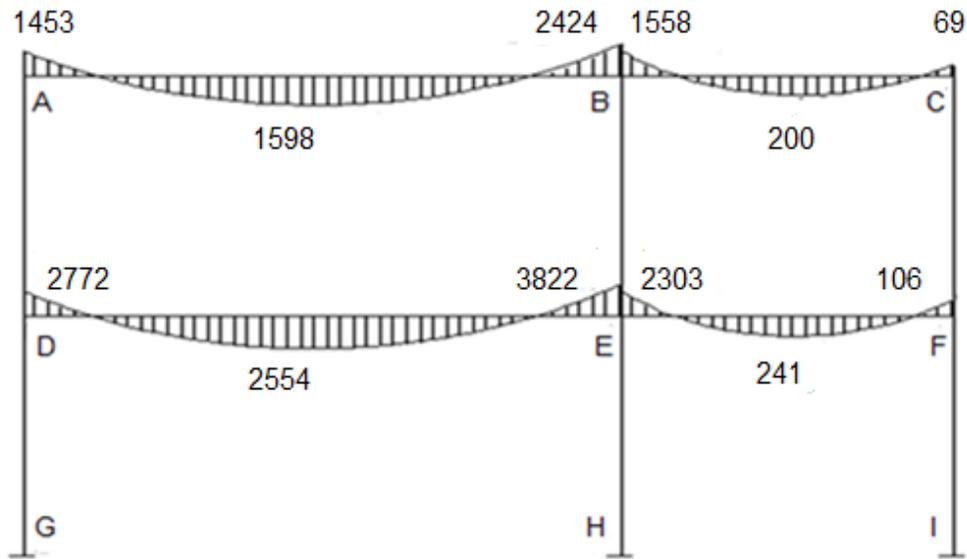
Nodo A

$$M_{AB} = 0,00 + 2(1,976) + 0,682 = 4,634 \text{ Ton-m}$$

$$M_{AD} = 0,00 + 2(1,478) + 3,378 = 4,632 \text{ Ton-m}$$

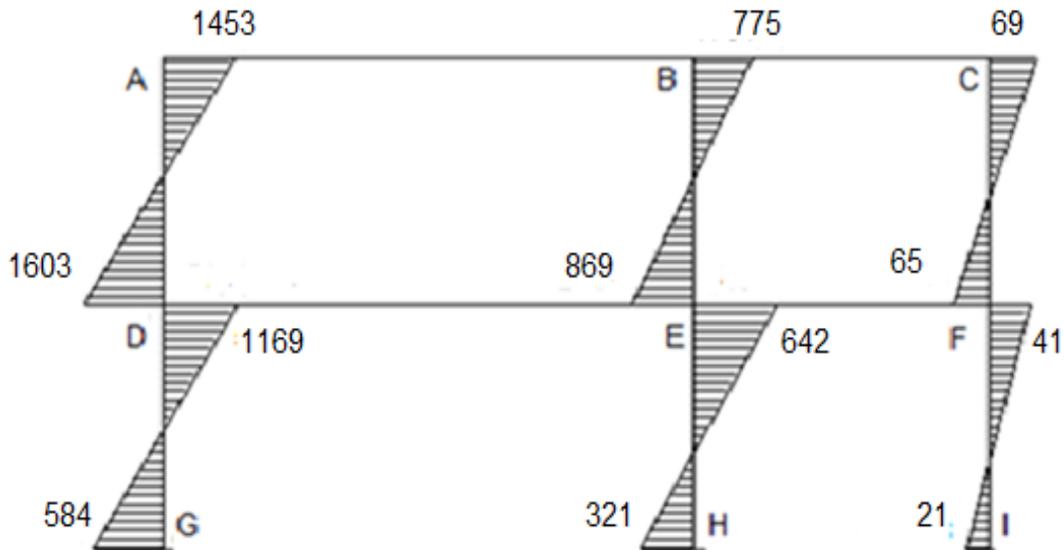
Para el sentido X se aplicó el mismo procedimiento utilizado en el sentido Y con el Método de Kani, a continuación, se muestran los diagramas siguientes.

Figura 39. **Diagrama de momento en vigas MARCO "C", debido a la carga muerta, sentido Y módulo 1**



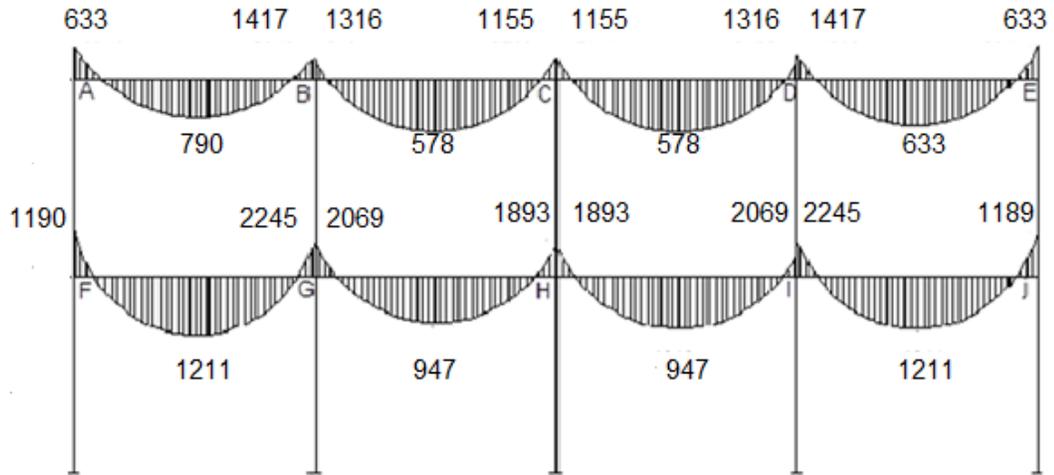
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 40. **Diagrama de momento en columnas MARCO "C", debido a la carga muerta, sentido Y módulo 1**



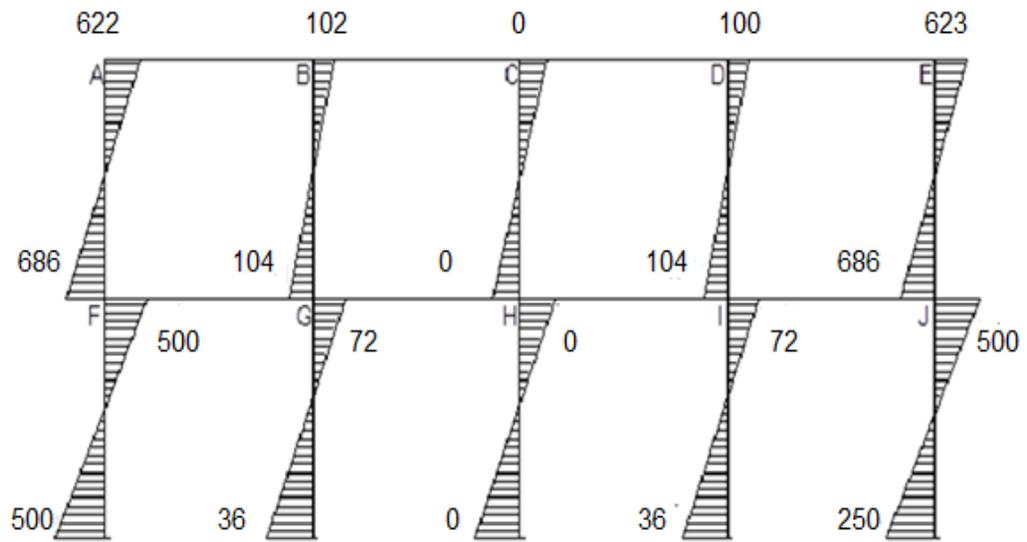
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 41. **Diagrama de momento en vigas, MARCO "2", debido a la carga muerta, sentido X módulo 1**



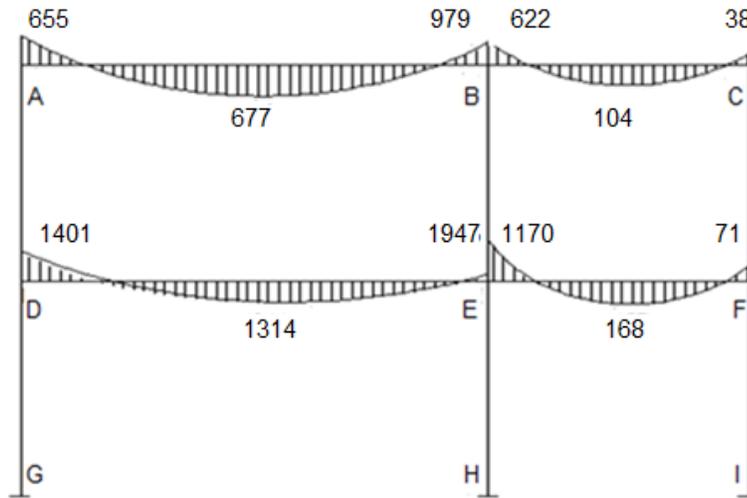
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 42. **Diagrama de momento en columnas MARCO "2", debido a la carga muerta, sentido X módulo 1**



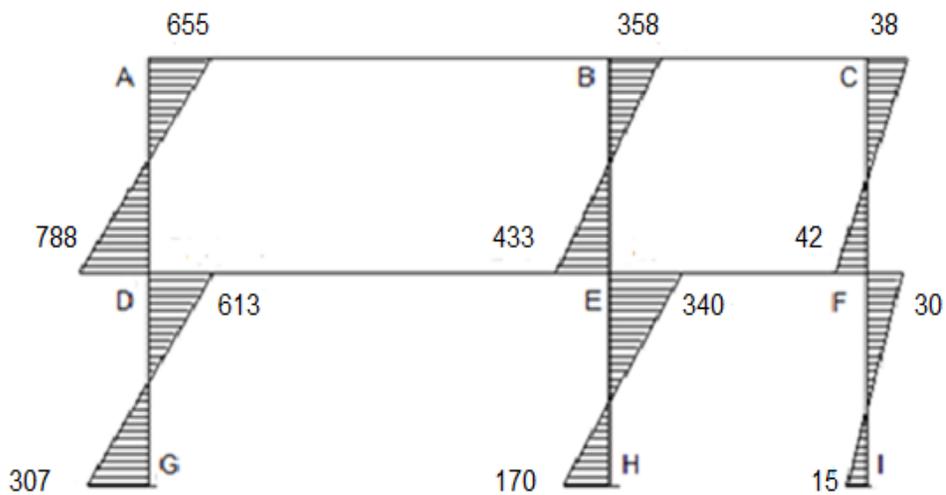
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 43. **Diagrama de momento en vigas MARCO "C", debido a la carga viva, sentido Y módulo 1**



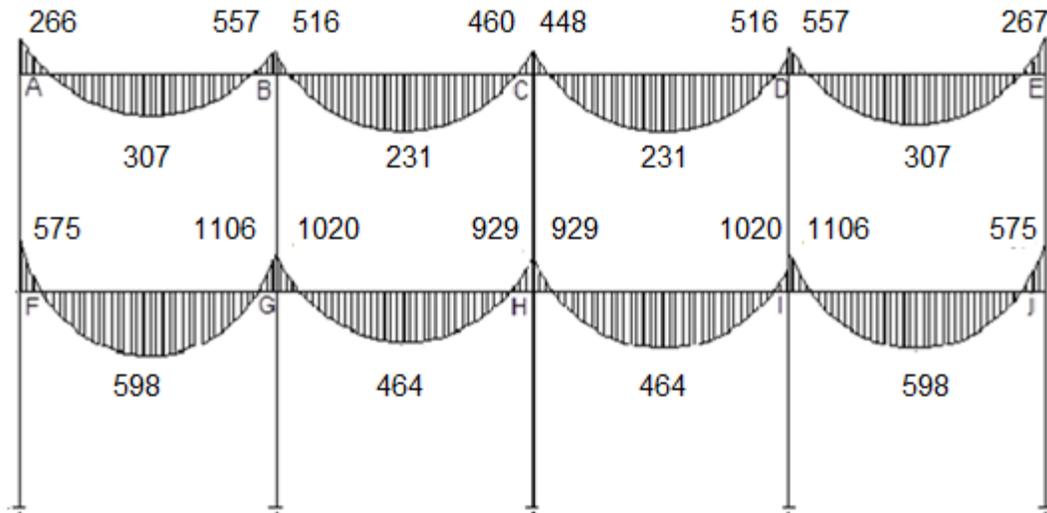
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 44. **Diagrama de momento en columnas MARCO "C", debido a la carga viva, sentido Y módulo 1**



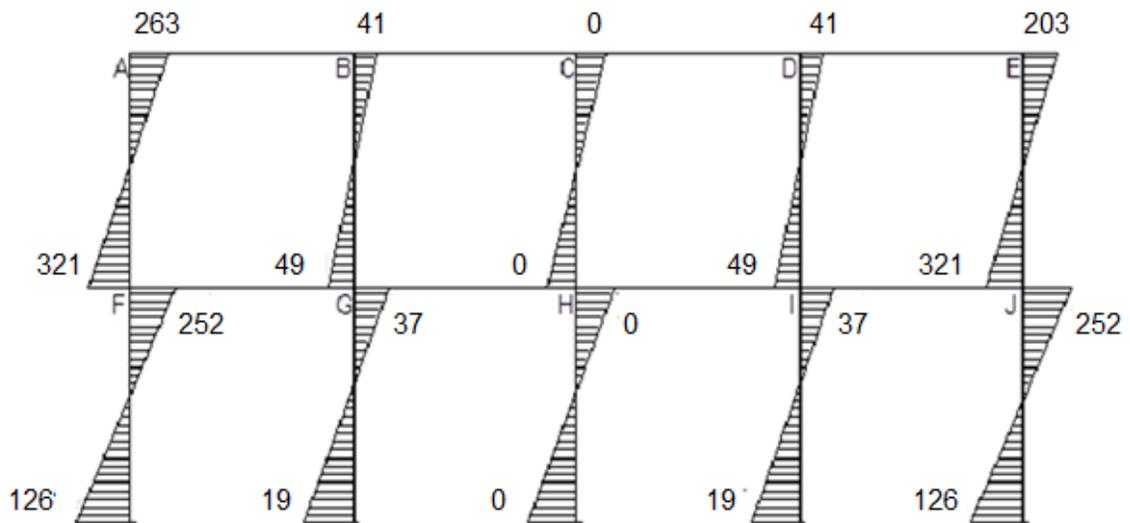
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 45. Diagrama de momento en vigas MARCO "2", debido a la carga viva, sentido X módulo 1



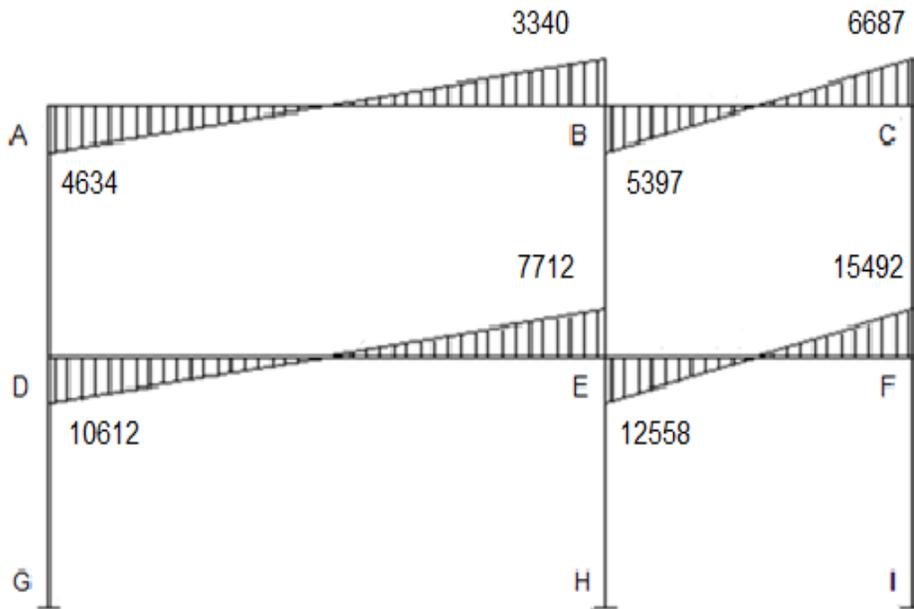
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 46. Diagrama de momento en columnas MARCO "2", debido a la carga viva, sentido X módulo 1



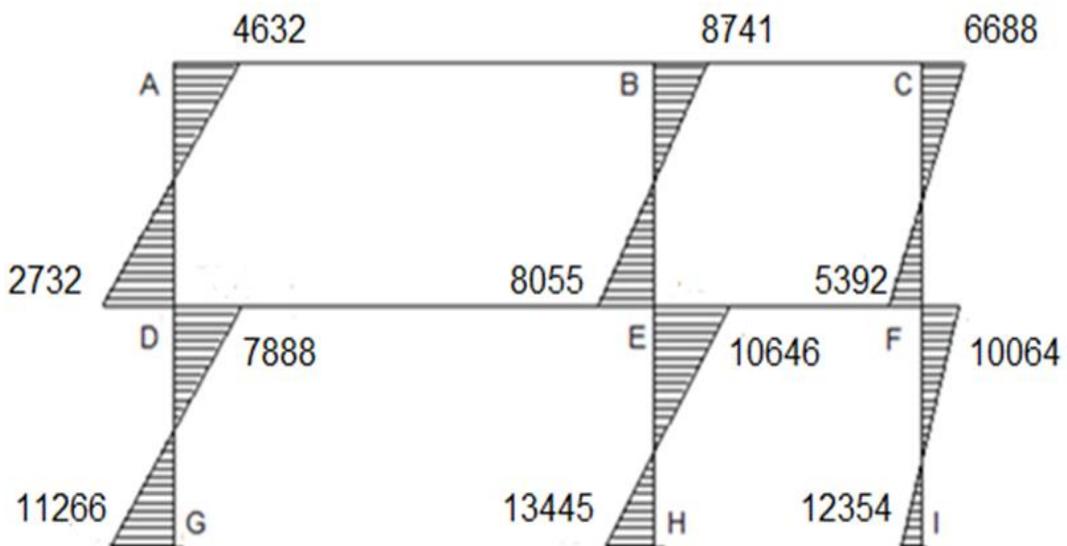
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 47. **Diagrama de momento en vigas MARCO "C", debido a la carga sísmica, sentido Y modulo 1**



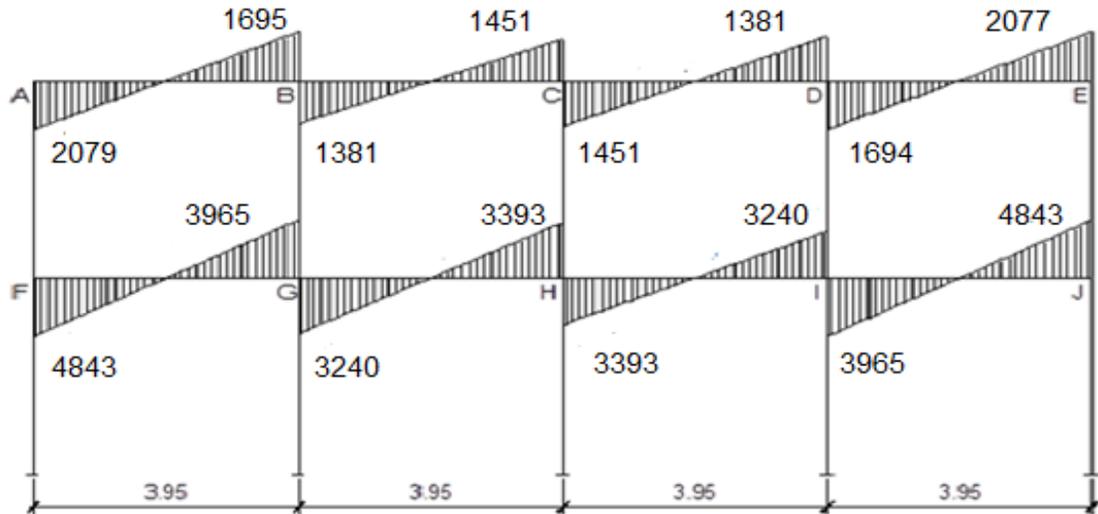
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 48. **Diagrama de momento en columna MARCO "C", debido a la carga sísmica, sentido Y modulo 1**



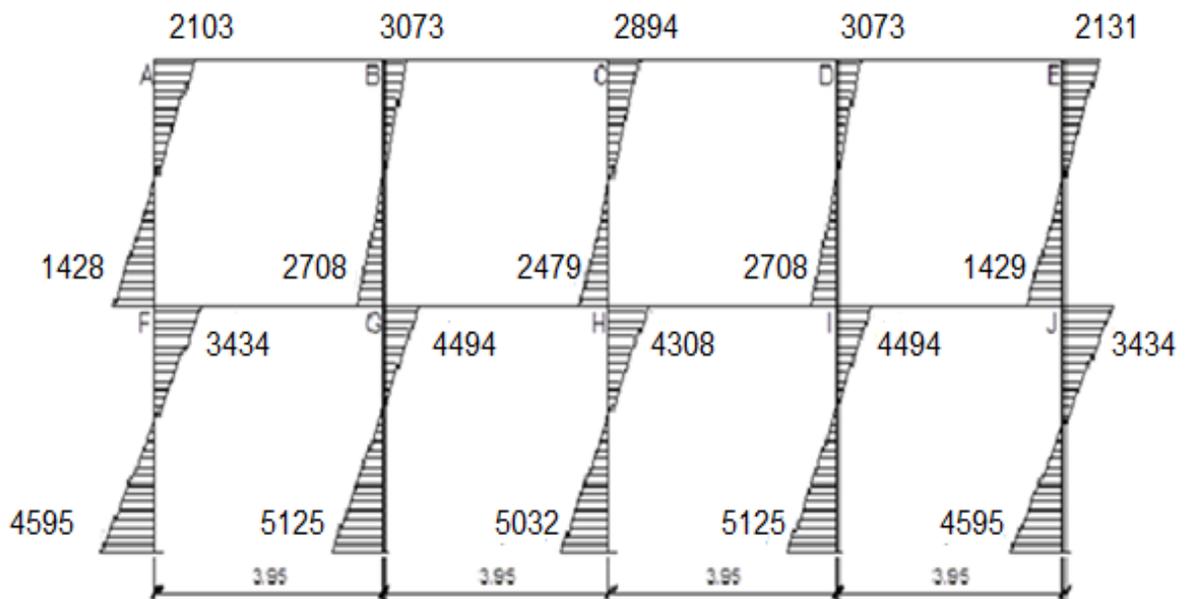
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 49. Diagrama de momento en vigas MARCO "2", debido a la carga sísmica, sentido X módulo 1



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 50. Diagrama de momento en columnas MARCO "2", debido a la carga sísmica, sentido X módulo 1



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Comparación de resultados por el método Kani y con el software ETABS para los marcos dúctiles de la estructura.

Tabla XXVI. **Comparación entre Kani y ETABS – Carga Muerta Sentido “Y”**

NIVEL	VIGA	KANI (Kg - m)	ETABS (Kg - m)
N - 2	AB	-1 452,93	1 631,17
	BA	2 423,93	2 422,31
	BC	-1 557,79	984,52
	CB	-68,72	291,95
N - 1	DE	-2 771,80	2 721,52
	ED	3 821,89	3 672,67
	EF	-2 303,40	1 445,45
	FE	-105,97	340,65
	COLUMNA		
N - 2	AD	1 452,95	1 497,40
	DA	1 603,04	1 987,07
	BE	-775,29	1 237,65
	EB	-868,98	1 007,56
	CF	68,73	114,97
	FC	65,21	103,12
N - 1	DG	1 168,76	1 011,48
	GD	584,38	485,66
	EH	-641,78	716,93
	HE	-320,89	513,09
	FI	41,13	105,56
	IF	20,56	161,54

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tabla XXVII. Comparación entre Kani y ETABS – Carga Viva Sentido “Y”

NIVEL	VIGA	KANI (Kg - m)	ETABS (Kg - m)
N - 2	AB	-655,17	583,47
	BA	979,10	808,99
	BC	-621,57	263,59
	CB	-38,06	109,22
N - 1	DE	-1 401,12	1 183,82
	ED	1 946,88	1 616,80
	EF	-1 169,82	652,25
	FE	-71,40	112,53
	COLUMNA		
N - 2	AD	655,19	507,55
	DA	787,67	978,33
	BE	-357,55	461,30
	EB	-433,43	785,69
	CF	38,07	60,73
	FC	41,59	63,14
N - 1	DG	613,44	469,15
	GD	306,72	224,70
	EH	-339,54	342,79
	HE	-169,77	243,73
	FI	30,08	38,74
	IF	15,04	69,18

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tabla XXVIII. Comparación entre Kani y ETABS – Carga Muerta Sentido “X”

NIVEL	VIGA	KANI (Kg - m)	ETABS (Kg - m)
N - 2	AB	-632,69	766,84
	BA	1 416,78	1 373,25
	BC	-1 316,16	1 282,37
	CB	1 155,44	1 219,38
	CD	-1 155,42	1 219,38
	DC	1 316,12	1 282,37
	DE	-1 416,81	1 373,25
	ED	632,71	766,84
N - 1	FG	-1 189,66	1 231,27
	GF	2 245,34	2 009,15
	GH	-2 069,13	1 872,71
	HG	1 893,41	1 793,88
	HI	-1 893,38	1 793,88
	IH	2 069,29	1 872,71
	IJ	-2 245,16	2 009,15
	JI	1 189,70	1 231,27
	COLUMNA		
N - 2	AF	622,59	772,11
	FA	686,17	1 150,21
	BG	-101,20	80,64
	GB	-104,43	118,8
	CH	0,00	0,00
	HC	-0,01	0,00
	DI	100,11	80,64
	ID	103,98	118,80
	EJ	-622,58	772,11
	JE	-686,19	1 150,21
N - 1	FK	499,84	479,21
	KF	249,92	278,74
	GL	-71,78	40,10
	LG	-35,89	21,70
	HM	-0,02	0,00
	MH	-0,01	0,00
	IN	71,90	40,10
	NI	35,95	21,70
	JÑ	-499,87	479,21
	ÑJ	-249,94	278,74

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tabla XXIX. Comparación entre Kani y ETABS – Carga Viva Sentido “X”

NIVEL	VIGA	KANI (Kg - m)	ETABS (Kg - m)
N - 2	AB	266,58	255,43
	BA	-557,30	407,69
	BC	516,21	380,64
	CB	-460,40	372,27
	CD	460,39	372,27
	DC	-516,21	380,64
	DE	557,31	407,69
	ED	-266,58	255,43
N - 1	FG	574,90	490,22
	GF	-1 105,50	833,05
	GH	1 019,73	776,25
	HG	-928,64	736,36
	HI	928,64	736,36
	IH	-1 019,73	776,25
	IJ	1 105,50	833,05
	JI	-574,90	490,22
	COLUMNA		
N - 2	AF	-262,87	242,15
	FA	-320,70	444,3
	BG	41,29	21,86
	GB	48,56	46,14
	CH	0,00	0,00
	HC	0,00	0,000
	DI	-41,28	21,86
	ID	-48,56	46,14
	EJ	262,86	242,15
	JE	320,70	444,3
N - 1	FK	-252,36	208,57
	KF	-126,18	121,02
	GL	37,22	19,96
	LG	18,61	11,03
	HM	0,00	0
	MH	0,00	0
	IN	-37,22	19,96
	NI	-18,61	11,03
	JÑ	252,36	208,57
	ÑJ	126,18	121,02

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Comparación del análisis de resultados entre Etabs y Kani

La comparación de resultados de la estructura entre ETABS y Kani, se tomaron los datos de las vigas y columnas debido a la carga Muerta, Viva y Sísmica del primer y segundo nivel de ambos sentidos (X y Y) para ejemplificar únicamente.

Tabla XXX. **Diferencia en porcentajes de resultados entre ETABS y Kani, Carga Muerta sentido “Y”**

NIVEL	VIGA	KANI	ETABS	DIFERENCIA
N - 2	A-B	1 452,93	1 631,17	2,89 %
	B-A	2 423,93	2 422,31	0,02 %
	B-C	1 557,79	984,52	11,27 %
	C-B	68,72	291,95	30,95 %
N - 1	D-E	2 771,80	2 721,52	0,46 %
	E-D	3 821,89	3 672,67	1,00 %
	E-F	2 303,40	1 445,45	11,44 %
	F-E	105,97	340,65	26,27 %
				10,54 %
NIVEL	COLUMNA	KANI	ETABS	DIFERENCIA
N - 2	A-D	1 452,95	1 497,40	0,75 %
	D-A	1 603,04	1 987,07	5,35 %
	B-E	775,29	1 237,65	11,48 %
	E-B	868,98	1 007,56	3,69 %
	C-F	68,73	114,97	12,59 %
	F-C	65,21	103,12	11,26 %
N - 1	D-G	1 168,76	1 011,48	3,61%
	G-D	584,38	485,66	4,61 %
	E-H	641,78	716,93	2,77 %
	H-E	320,89	513,09	11,52 %
	F-I	41,13	105,56	21,96 %
	I-F	20,56	161,54	38,71 %
				10,69 %

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tabla XXXI. Diferencia en porcentajes de resultados entre ETABS y Kani,
Carga Viva sentido “Y”

NIVEL	VIGA	KANI	ETABS	DIFERENCIA
N - 2	AB	655,17	583,47	2,89 %
	BA	979,10	808,99	4,76 %
	BC	621,57	263,59	20,22 %
	CB	38,06	109,22	24,16 %
N - 1	DE	1 401,12	1 183,82	4,20 %
	ED	1 946,88	1 616,80	4,63 %
	EF	1 169,82	652,25	14,20 %
	FE	71,40	112,53	11,18 %
				10,78 %
NIVEL	COLUMNA	KANI	ETABS	DIFERENCIA
N - 2	AD	655,19	507,55	6,35 %
	DA	787,67	978,33	5,40 %
	BE	357,55	461,30	6,33 %
	EB	433,43	785,69	14,45 %
	CF	38,07	60,73	11,47 %
	FC	41,59	63,14	10,29 %
N - 1	DG	613,44	469,15	6,66%
	GD	306,72	224,70	7,72 %
	EH	339,54	342,79	0,24 %
	HE	169,77	243,73	8,94 %
	FI	30,08	38,74	6,29 %
	IF	15,04	69,18	32,14 %
				9,69 %

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tabla XXXII. Diferencia en porcentajes de resultados entre ETABS y Kani,
Carga Muerta sentido "X"

NIVEL	VIGA	KANI	ETABS	DIFERENCIA
N - 2	AB	632,69	766,84	4,79 %
	BA	1 416,78	1 373,25	0,78 %
	BC	1 316,16	1 282,37	0,65 %
	CB	1 155,44	1 219,38	1,35 %
	CD	1 155,42	1,219,38	1,35 %
	DC	1 316,12	1 282,37	0,65 %
	DE	1 416,81	1 373,25	0,78%
	ED	632,71	766,84	4,79 %
N - 1	FG	1 189,66	1 231,27	0,86 %
	GF	2 245,34	2 009,15	2,78%
	GH	2 069,13	1 872,71	2,49 %
	HG	1 893,41	1 793,88	1,35 %
	HI	1 893,38	1 793,88	1,35 %
	IH	2 069,29	1 872,71	2,49 %
	IJ	2 245,16	2 009,15	2,77 %
	JI	1 189,70	1 231,27	0,86 %
				1,88 %
NIVEL	COLUMNAS	KANI	ETABS	DIFERENCIA
N - 2	AF	622,59	772,11	5,36 %
	FA	686,17	1 150,21	12,63 %
	BG	101,20	80,64	5,65 %
	GB	104,43	118,80	3,22 %
	CH	0,00	0,00	0,00 %
	HC	0,01	0,00	0,00 %
	DI	100,11	80,64	5,38 %
	ID	103,98	118,80	3,33 %
	EJ	622,58	772,11	5,36 %
	JE	686,19	1 150,21	12,63 %
N - 1	FK	499,84	479,21	1,05 %
	KF	249,92	278,74	2,73 %
	GL	71,78	40,10	14,16 %
	LG	35,89	21,70	12,32 %
	HM	0,02	0,00	0,00 %
	MH	0,01	0,00	0,00 %
	IN	71,90	40,10	14,20 %
	NI	35,95	21,70	12,36 %
		JÑ	499,87	479,21
	ÑJ	249,94	278,74	2,72%
				5,46 %

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tabla XXXIII. Diferencia en porcentajes de resultados entre ETABS y Kani,
Carga Viva sentido "X"

NIVEL	VIGA	KANI	ETABS	DIFERENCIA
N - 2	AB	266,58	255,43	1,07 %
	BA	557,30	407,69	7,75 %
	BC	516,21	380,64	7,56 %
	CB	460,40	372,27	5,29 %
	CD	460,39	372,27	5,29 %
	DC	516,21	380,64	7,56 %
	DE	557,31	407,69	7,75 %
	ED	266,58	255,43	1,07 %
N - 1	FG	574,90	490,22	3,98 %
	GF	1 105,50	833,05	7,03 %
	GH	1 019,73	776,25	6,78%
	HG	928,64	736,36	5,77 %
	HI	928,64	736,36	5,77 %
	IH	1 019,73	776,25	6,78 %
	IJ	1 105,50	833,05	7,03 %
	JI	574,90	490,22	3,98 %
				5,65 %
NIVEL	COLUMNAS	KANI	ETABS	DIFERENCIA
N - 2	AF	262,87	242,15	2,05 %
	FA	320,70	444,30	8,08 %
	BG	41,29	21,86	15,38 %
	GB	48,56	46,14	1,28 %
	CH	0,00	0,00	0,00 %
	HC	0,00	0,00	0,00 %
	DI	41,28	21,86	15,38%
	ID	48,56	46,14	1,28 %
	EJ	262,86	242,15	2,05 %
	JE	320,70	444,30	8,08 %
N - 1	FK	252,36	208,57	4,75 %
	KF	126,18	121,02	1,04 %
	GL	37,22	19,96	15,09%
	LG	18,61	11,03	12,79 %
	HM	0,00	0,00	0,00 %
	MH	0,00	0,00	0,00 %
	IN	37,22	19,96	15,09%
	NI	18,61	11,03	12,79 %
	JÑ	252,36	208,57	4,75 %
	ÑJ	126,18	121,02	1,04 %
				5,88 %

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tabla XXXIV. Diferencia en porcentajes de resultados entre ETABS y Kani,
Carga Sísmica sentido “Y”

NIVEL	VIGA	KANI	ETABS	DIFERENCIA
N - 2	A-B	4 634	5 748	5,37 %
	B-A	3 340	4 637	8,13 %
	B-C	5 397	6 665	5,26 %
	C-B	6 687	7 932	4,26 %
N - 1	D-E	10 612	11 464	1,93 %
	E-D	7 712	9 013	3,89 %
	E-F	12 558	13 671	2,12 %
	F-E	15 492	16 223	1,15 %
				4,01 %
NIVEL	COLUMNA	KANI	ETABS	DIFERENCIA
N - 2	A-D	4 632	4 887	1,34 %
	D-A	2 732	2 418	3,05 %
	B-E	8 741	9 320	1,60 %
	E-B	8 055	10 953	7,62 %
	C-F	6 688	6 790	0,38 %
	F-C	5 392	6 299	3,88 %
N - 1	D-G	7 888	7 482	1,32%
	G-D	11 266	14 418	6,14 %
	E-H	12 245	11 555	1,45 %
	H-E	13 445	16 762	5,49 %
	F-I	10 064	9 433	1,62 %
	I-F	12 354	15 540	5,71 %
				3,30 %

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tabla XXXV. Diferencia en porcentajes de resultados entre ETABS y Kani,
Carga Sísmica sentido “X”

NIVEL	VIGA	KANI	ETABS	DIFERENCIA
N - 2	AB	2 084	1 934	1,87 %
	BA	1 699	1 620	1,18 %
	BC	1 383	1 425	0,73 %
	CB	1 453	1 449	0,07 %
	CD	1 454	1 444	0,17 %
	DC	1 384	1 413	0,52 %
	DE	1 699	1 586	1,72 %
	ED	2 083	1 877	2,60 %
N - 1	FG	4 847	4 100	4,18 %
	GF	3 968	3 415	3,75 %
	GH	3 243	2 943	2,42 %
	HG	3 395	3 032	2,83 %
	HI	3 395	3 026	2,88 %
	IH	3 242	2 930	2,53 %
	IJ	3 968	3 385	3,97 %
	JI	4 848	4 054	4,46 %
				2,24 %
NIVEL	COLUMNA	KANI	ETABS	DIFERENCIA
N - 2	AF	2 108	1 624,4	6,48 %
	FA	1 433	1 164,0	5,18 %
	BG	3 080	2 456,1	5,63 %
	GB	2 715	2 769,0	0,49 %
	CH	2 901	2 335,6	5,40 %
	HC	2 485	2 524,0	0,39 %
	DI	3 079	2 419,7	6,00 %
	ID	2 715	2 719,1	0,04 %
	EJ	2 109	1 581,8	7,14 %
	JE	1 433	1 097,1	6,65 %
N - 1	FK	3 433	2 542,4	7,45 %
	KF	4 595	4 389,7	1,14 %
	GL	4 495	3 317,8	7,53 %
	LG	5 126	4 834,7	1,46 %
	HM	4 308	3 214,6	7,27 %
	MH	5 033	4 773,8	1,32 %
	IN	4 495	3 320,8	7,51 %
	NI	5 126	4 833,5	1,47 %
	JÑ	3 433	2 558,4	7,30 %
	ÑJ	4 595	4 393,2	1,12 %
				4,35 %

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tomando los valores que se obtuvieron del análisis de sismo, el porcentaje de variación entre Kani y ETABS entre eje Y y eje X, no supera el 10 % en diferencia como límite permisible. Por lo tanto, los valores que se estarán utilizando para el diseño de la edificación, corresponden a los datos obtenidos por el método de Kani.

2.1.5.9. Envoltente de momentos

El cálculo de la envoltente de momentos con carga sísmica se realiza con el fin de encontrar la condición más crítica que afecta la estructura. Se efectúa los cálculos utilizando las combinaciones de carga descritas del AGIES utilizando los valores máximos encontrados para efectos de seguridad.

Las combinaciones utilizadas para este trabajo son:

Tabla XXXVI. **Combinaciones de cargas**

COMBINACIÓN DE CARGA	ECUACIÓN	CARGA PRIMARIA
$U = 1,4 D$	CR1	D
$U = 1,2D + 1,6L$	CR2	L
$U = 1,2D + 1,0L$	CR3	D
$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L$	CR4	E
$U = 0,9D - 1,0E$	CR5	E

Fuente: elaboración propia, de acuerdo a AGIES NS2-2 – 2018, capítulo 8. p 8-5.

Se utilizarán los valores críticos en todas las combinaciones con valor absoluto.

Combinación 1,2M + 1,6V

$$U_1 = 1,2 * |1\ 453| + 1,6 * |654| = 2\ 790,00$$

$$U_2 = 1,2 * |1\ 597| + 1,6 * |677| = 2\ 999,6 \text{ (momento positivo)}$$

$$U_3 = 1,2 * |2\ 425| + 1,6 * |981| = 4\ 479,6$$

Tabla XXXVII. **Envolvente de momentos en vigas, sentido “Y”**

VIGAS (Uidades en Kg)									
Elemento	CV	CM	CS	1.4CM	1.2CM+1.6CV	1.2CM + 1CV	1.2CM+CV+ CS	0.9 CM- CS	ENVOL.
VIGA A-B	N-2								
M A-B	655	1453	4634	2034.20	2791.60	2398.60	7032.60	-3326.30	7033
M(+)	677	1598	0	2237.20	3000.80	2594.60	2594.60	1438.20	3000
MB-A	979	2425	3340	3395.00	4476.40	3889.00	7229.00	-1157.50	7229
VIGA B-C	N-2								
MB-C	621	1558	5397	2181.20	2863.20	2490.60	7887.60	-3994.80	7887.60
M(+)	104	200	0	280.00	406.40	344.00	344.00	180.00	406
MC-B	38	69	6687	96.60	143.60	120.80	6807.80	-6624.90	6808
VIGA D-E	N-1								
MD-E	1947	2772	10612	3880.80	6441.60	5273.40	15885.40	-8117.20	15885
M(+)	1314	2554	0	3575.60	5167.20	4378.80	4378.80	2298.60	5167
ME-D	1947	3822	7712	5350.80	7701.60	6533.40	14245.40	-4272.20	14245
VIGA E-F	N-1								
ME-F	1170	2303	12558	3224.20	4635.60	3933.60	16491.60	-10485.30	16492
M(+)	168	241	0	337.40	558.00	457.20	457.20	216.90	558
MF-E	71	106	15492	148.40	240.80	198.20	15690.20	-15396.60	15690

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tabla XXXVIII. **Envolvente de momentos en columnas, sentido “Y”**

COLUMNAS (Unidades Kg)									
Elemento	CM	CV	CS	1.4CM	1.2CM+1.6CV	1.2CM + 1CV	1.2CM+CV+ CS	0.9 CM- CS	ENVOL.
COL. A-D									
A-D	1453	655	4632	2034.20	2791.60	2398.60	7030.60	-3324.30	7030.60
D-A	1603	788	2732	2244.20	3184.40	2711.60	5443.60	-1289.30	5445
COL. B-E									
B-E	775	358	8741	1085.00	1502.80	1288.00	10029.00	-8043.50	10029
E-B	869	433	8055	1216.60	1735.60	1475.80	9530.80	-7272.90	9531
COL. C-F									
C-F	69	38	6688	96.60	143.60	120.80	6808.80	-6625.90	6809
F-C	65	41	5392	91.00	143.60	119.00	5511.00	-5333.50	5511
COL. D-G									
D-G	1169	614	7888	1636.60	2385.20	2016.80	9904.80	-6835.90	9905
G-D	585	307	11266	819.00	1193.20	1009.00	12275.00	-10739.50	12275
COL. E-H									
E-H	642	340	10646	898.80	1314.40	1110.40	11756.40	-10068.20	11756
H-E	321	170	13445	449.40	657.20	555.20	14000.20	-13156.10	14000
COL. F-I									
F-I	41	30	10064	57.40	97.20	79.20	10143.20	-10027.10	10143
I-F	21	15	12354	29.40	49.20	40.20	12394.20	-12335.10	12394

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tabla XXXIX. **Envolvente de momentos en vigas, sentido “X”**

VIGAS (Unidades Kg)									
Elemento	CM	CV	CS	1.4CM	1.2CM+1.6CV	1.2CM + 1CV	1.2CM+CV+ CS	0.9 CM- CS	ENVOL.
VIGA A-B	N-2								
M A-B	633	267	2084	886.20	1186.80	1026.60	3110.60	-1514.30	3111
M(+)	790	307	0	1106.00	1439.20	1255	1255	711	1439
M B-A	1417	557	1699	1983.80	2591.60	2257.40	3956.40	-423.70	3956
VIGA B-C	N-2								
M B-C	1316	516	1383	1842.40	2404.80	2095.20	3478.20	-198.60	3478
M(+)	578	231	0	809.20	1063.20	924.60	924.60	520.20	1063
M C-B	1155	460	1453	1617.00	2122	1846	3299	-413.50	3299
VIGA C-D	N-2								
M C-D	1155	460	1453	1617	2122	1846	3299	-413.50	3299
M(+)	578	231	0	809.20	1063.20	924.60	924.60	520.20	1063
M D-C	1316	516	1384	1842.40	2404.80	2095.20	3479.20	-199.60	3479
VIGA D-E	N-2								
M D-E	1417	557	1699	1983.80	2591.60	2257.40	3956.40	-423.70	3956
M(+)	789	307	0	1104.60	1438	1253.80	1253.80	710.10	1254
M E-D	633	267	2083	886.20	1186.80	1026.60	3109.60	-1513.30	3110
VIGA F-G	N-1								
M F-G	1190	575	4847	1666	2348	2003	6850	-3776	6850
M (+)	1211	598	0	1695.40	2410	2051.20	2051.20	1089.90	2410
M G-F	2245	1106	3969	3143	4463.60	3800	7769	-1948.50	7769
VIGA G-H	N-1								
M G-H	2069	1020	3242	2896.60	4114.80	3502.80	6744.80	-1379.90	6745
M (+)	947	464	0	1325.80	1878.80	1600.40	1600.40	852.30	1879
M H- G	1893	929	3395	2650.20	3758	3200.60	6595.60	-1691.30	6596
VIGA H-I	N-1								
M H-I	1893	929	3395	2650.20	3758	3200.60	6595.60	-1691.30	6596
M (+)	947	464	0	1325.80	1878.80	1600.40	1600.40	852.30	1879
M I-H	2069	1020	3242	2896.60	4114.80	3502.80	6744.80	-1379.90	6745
VIGA I-J	N-1								
M I-J	2245	1106	3968	3143	4463.60	3800	7768	-1947.50	7768
M (+)	1211	598	0	1695.40	2410	2051.20	2051.20	1089.90	2410
M J-I	1190	575	4847	1666	2348	2003	6850	-3776	6850

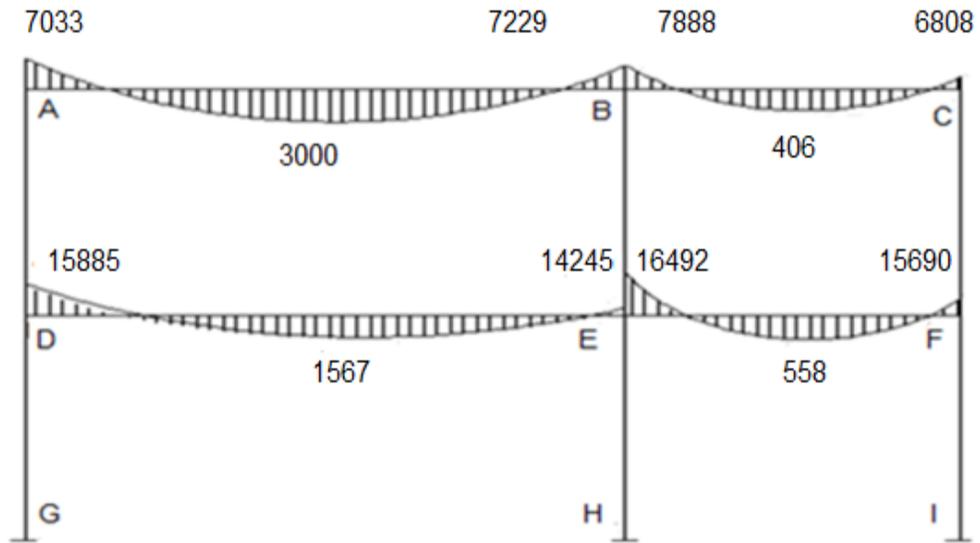
Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tabla XL. **Envolvente de momentos en columnas, sentido “X”**

COLUMNAS (Unidades Kg)									
Elemento	CM	CV	CS	1.4CM	1.2CM+1.6CV	1.2CM + 1CV	1.2CM+CV+ CS	0.9 CM- CS	ENVOL.
COL. A-F	N-2								
A-F	623	263	2108	872.20	1168.40	1010.60	3118.60	-1547.30	3119
F-A	686	321	1433	960.40	1336.80	1144.20	2577.20	-815.60	2577
COL. B-G									
B-G	101	41	3080	141.40	186.80	162.20	3242.20	-2989.10	3242
G-B	104	49	2715	145.60	203.20	173.80	2888.80	-2621.40	2889
COL. C-H									
C-H	0	0	2901	0	0	0	2901	-2901	2901
H-C	10	0	2485	14	12	12	2497	-2476	2497
COL. D-I									
D-I	100	41	3079	140	185.60	161	3240	-2989	3240
G-L	104	49	2715	145.60	203.20	173.80	2888.80	-2621.40	2889
COL. E-J									
E-J	623	263	2109	872.20	1168.40	1010.60	3119.60	-1548.30	3120
J-E	686	321	1433	960.40	1336.80	1144.20	2577.20	-815.60	2577
COL. F-K	N-1								
F-K	500	252	3433	700	1003.20	852	4285	-2983	4285
K-F	250	126	4595	350	501.60	426	5021	-4370	5021
COL. G-L									
G-L	72	37	4495	100.80	145.60	123.40	4618.40	-4430.20	4618
L-G	36	19	5126	50.40	73.60	62.20	5188.20	-5093.60	5188
COL. H-M									
H-M	20	0	4308	28	24	24	4332	-4290	4332
M-H	10	0	5033	14	12	12	5045	-5024	5045
COL. I-N									
I-N	72	37	4495	100.80	145.60	123.40	4618.40	-4430.20	4618
N-I	36	19	5126	50.40	73.60	62.20	5188.20	-5093.60	5188
COL. J-Ñ									
J-Ñ	500	252	3433	700	1003.20	852	4285	-2983	4285
N-J	250	126	4595	350	501.60	426	5021	-4370	5021

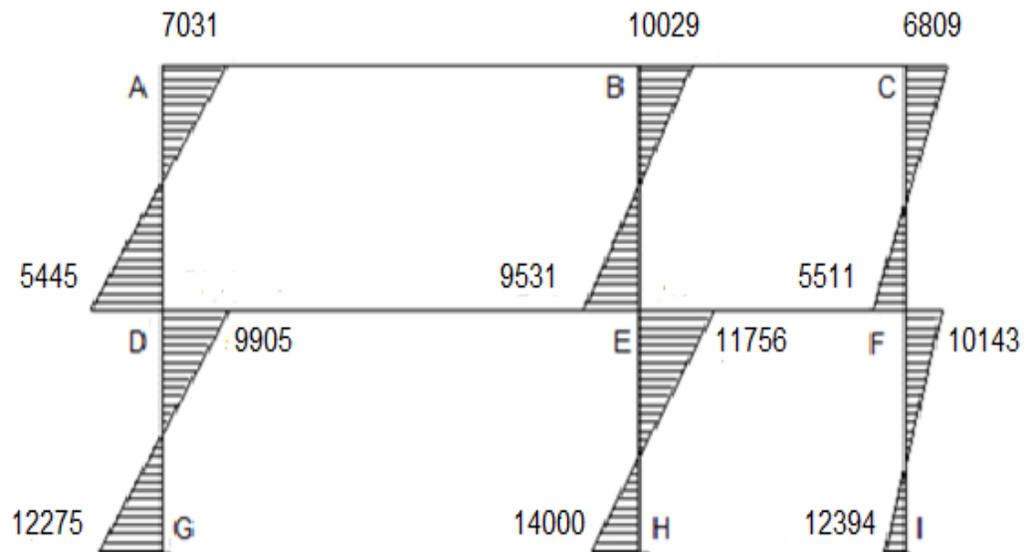
Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Figura 51. **Diagrama de envolventes de momentos en vigas, MARCO “C” sentido Y, módulo 1**



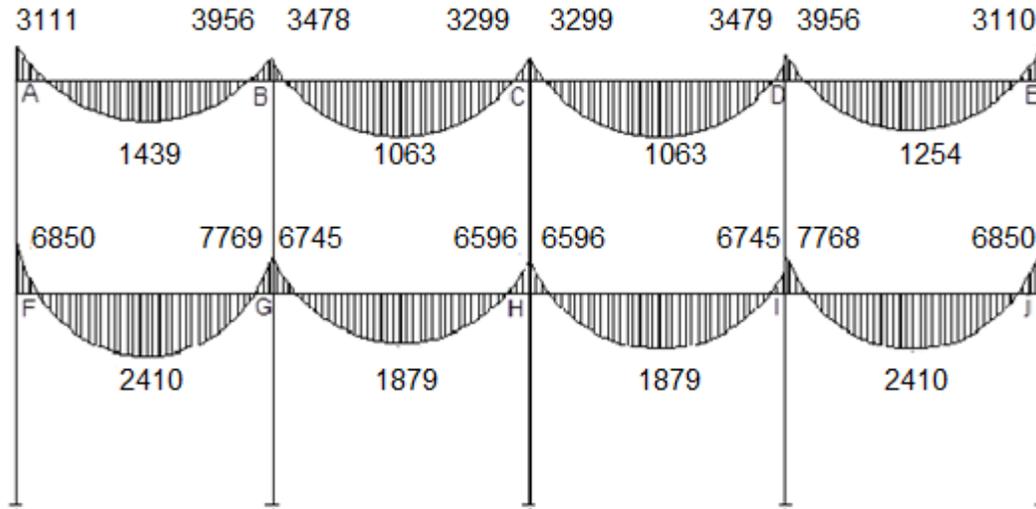
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 52. **Diagrama de envolventes de momentos en columnas, MARCO “C” sentido Y, módulo 1**



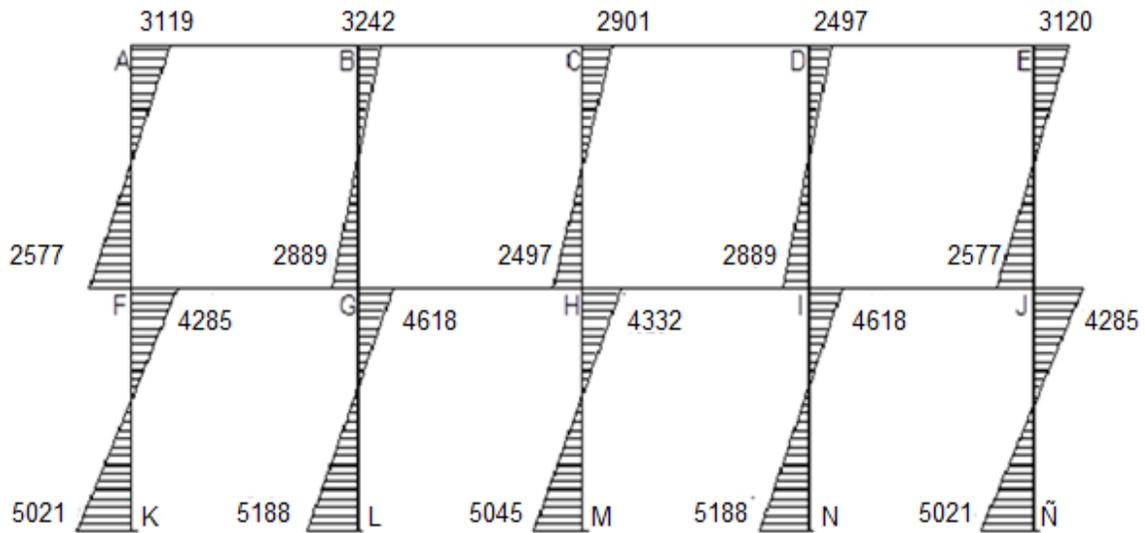
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 53. **Diagrama de envolventes de momentos en vigas, MARCO “2” sentido X, módulo 1**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 54. **Diagrama de envolventes de momentos en columnas, MARCO “2” sentido X, módulo 1**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.1.5.10. Diagramas de cortes y momentos últimos

Se utilizan para determinar la capacidad de las fuerzas cortantes, que actúan en los distintos elementos estructurales que fueron diseñados. Las ecuaciones de vigas y columnas son fundamentales para las distintas cargas que se les aplican, en consecuencia, están de la manera siguiente:

Corte en vigas

$$V_v = 0,75 \left[\frac{1,4W_{cm} * L}{2} + \frac{1,7W_{CV} * L}{2} + \frac{1,87(\sum Ms)}{L} \right]$$

Donde:

W_{cm} = carga muerta distribuida sobre la viga = 1131,52 kg

W_{cv} = carga viva distribuida sobre la viga = 478 kg

M_{cs} = momentos sísmicos en los extremos de la viga

$L_{vig.}$ = longitud de la viga

$$V_{AB} = 0.75 \left[\frac{1,4 * 1131,52 * 5}{2} + \frac{1,7 * 478 * 5}{2} + \frac{1,87(1\ 707 + 1\ 215)}{5} \right]$$

$$V_{AB} = 5\ 315,00 \text{ Ton.}$$

Corte en columnas

$$V_c = \frac{\sum M_{col.}}{L}$$

M_u = momentos últimos en columnas

L_c = longitud de la columna

$$V_{AD} = \frac{4\,632 + 2\,732}{2,85}$$

$$V_{AD} = 2583,86 \text{ kg}$$

Tabla XLI. **Cortante en vigas, sentido “Y”**

VIGAS		W _{CM} (kg/m)	W _{CV} (kg/m)	L	Mviga Sismo		V
2 NIVEL	AB	1 131,52	478	5	4 634	3 340	6 730,57
	BC	784,86	289,6	2,50	5 397	6 687	8 270,80
1 NIVEL	DE	1 872,42	956	5	10 612	7 712	13 102,23
	EF	1 232,74	579,2	2,50	12 558	15 492	18 277,12

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tabla XLII. **Cortante en columnas, sentido “Y”**

COLUMNAS		L	MOMENTOS		V
2 NIVEL	AD	2,85	4 632	2 732	2 583,86
	BE	2,85	8 741	8 055	5 893,33
	CF	2,85	6 688	5 293	4 203,86
1 NIVEL	DG	2,85	7 888	11 266	6 720,70
	EH	2,85	10 646	13 445	8 452,98
	FJ	2,85	10 064	12 354	7 865,96

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tabla XLIII. Cortante en vigas, sentido "X"

VIGAS		W _{CM} (kg/m)	W _{Cv} (kg/m)	L	Mviga Sismo		V
2 NIVEL	AB	930,24	368,62	3,95	1 549	1 310	3 872,44
	BC	930,24	368,62	3,95	1 014	957	3 557,15
	CD	930,24	368,62	3,95	957	1 050	3 569,93
	DE	930,24	368,62	3,95	1 310	1 495	3 853,27
1 NIVEL	FG	1 501,58	737,22	3,95	4 143	3 345	7 629,03
	GH	1 501,58	737,22	3,95	3 918	447	6 520,16
	HI	1 501,58	737,22	3,95	3 965	3 118	7 485,23
	IJ	1 501,58	737,22	3,95	3 323	4 375	7 703,59

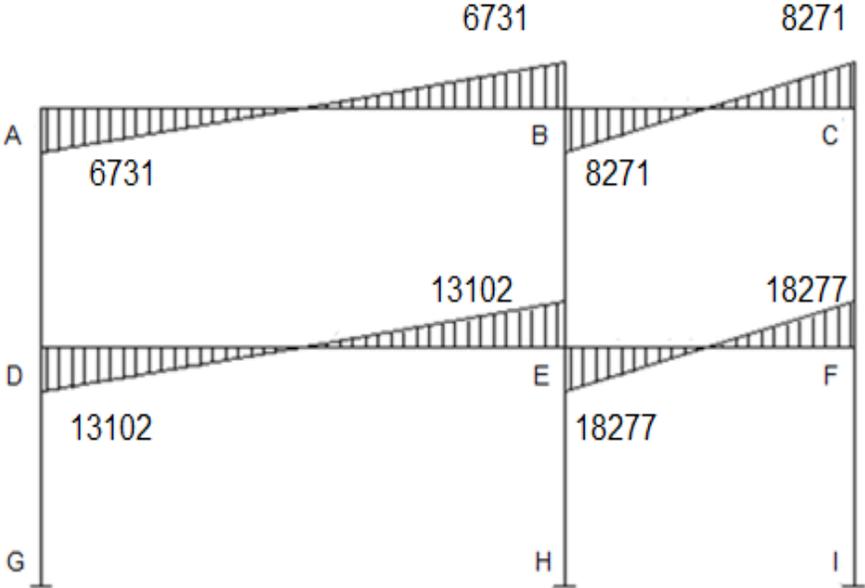
Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tabla XLIV. Cortante en columnas, sentido "X"

COLUMNAS		L	MOMENTOS		V
2 NIVEL	AF	2,85	1 566	916	870,88
	BG	2,85	3 170	2 441	1 968,77
	CH	2,85	1 926	1 126	1 070,88
	DI	2,85	2 355	2 119	1 569,82
	EJ	2,85	2 718	1 345	1 425,61
1 NIVEL	FK	2,85	3 242	4 245	2627,02
	GL	2,85	4 206	4 727	3 134,39
	HM	2,85	3 282	4265	2 648,07
	IN	2,85	4 320	4 784	3 194,39
	JÑ	2,85	3 046	4 147	2 523,86

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Figura 55. Diagrama de cortante último en vigas, sentido “Y”, módulo 1



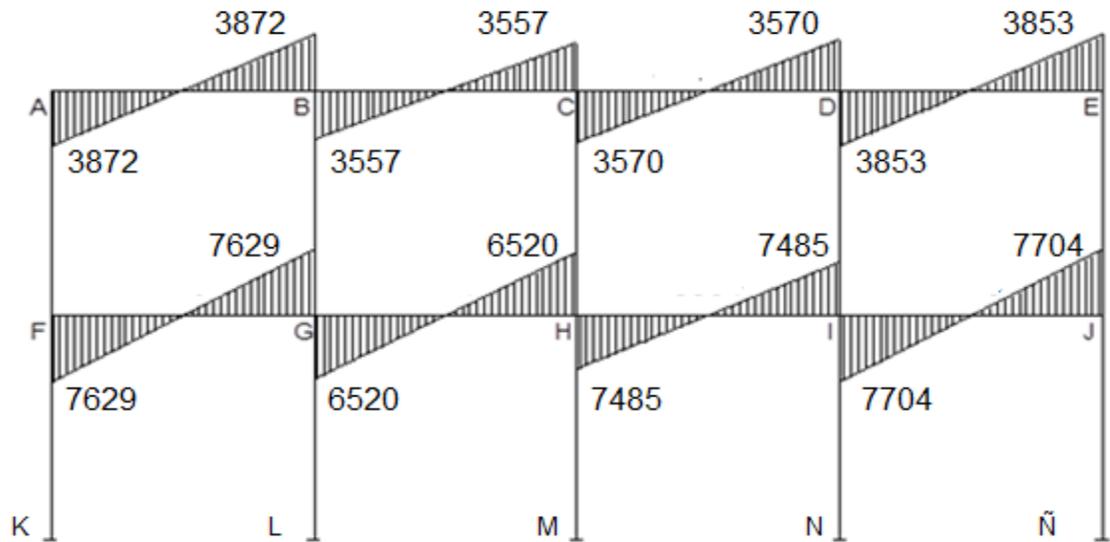
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 56. Diagrama de cortante último en columnas, sentido “Y”, módulo 1



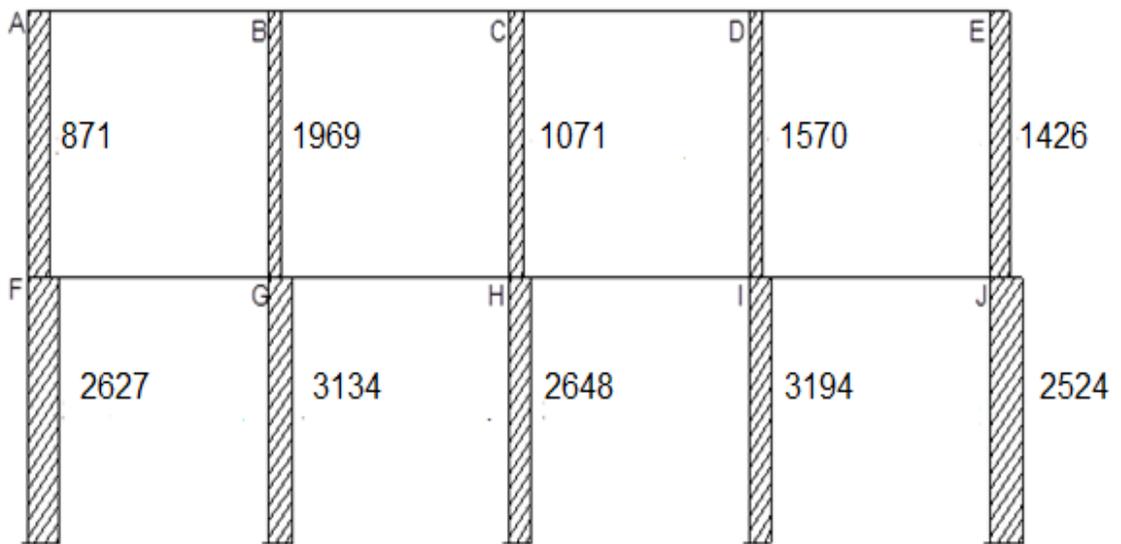
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 57. Diagrama de cortante último en vigas, sentido "X", módulo 1



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 58. Diagrama de cortante último en columnas, sentido "X", módulo 1



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.1.6. Diseño estructural

Después de la correcta selección de los elementos estructurales se desarrolla el diseño de la infraestructura, que provea un nivel de seguridad acorde con el sistema estructural y sus componentes. Deben ser diseñados para resistir las solicitaciones permanentes y eventuales que pueden afectar la estructura, además los sistemas de protección que se consideren deberán ser factibles de construir y susceptibles de un mantenimiento efectivo, que el diseño de la edificación sea funcional y resistente ante los momentos y las cargas axiales a las que estar sometida durante su vida útil.

El diseño de los elementos estructurales será con base al código ACI 318S-19 y los materiales contarán con las siguientes propiedades: resistencia a la compresión del concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2 = (3\ 000 \text{ psi})$ resistencia a la fluencia del acero $f_y=2\ 810 \text{ kg/cm}^2 = (40\ 000 \text{ psi})$, y peso específico del concreto $\gamma_c=2\ 400 \text{ kg/m}^3$.

2.1.6.1. Diseño en losas

Las losas son estructuras macizas que están apoyadas sobre vigas y muros en sus cuatro lados, las cuales transmiten carga y éstas a la vez a las columnas. Para este caso se utilizan en dos direcciones.

Para el diseño de losas existen varios métodos, pero para este caso se utiliza el método tres de coeficientes, Losas en dos direcciones, que consiste en obtener los momentos en losas por medio de coeficientes¹⁷.

¹⁷ *American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.* p. 103.

Figura 50 Coeficientes para momentos en losas

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{l_s}{l_b}$									

Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: NILSON, Arthur H. *Diseño de Estructuras*. p. 378.

Las losas según su comportamiento se clasifican en:

Losas en una dirección:

Las losas en una dirección son elementos bidimensionales, se le conoce así porque trabajan únicamente en la dirección perpendicular a los apoyos.

Losas en dos direcciones

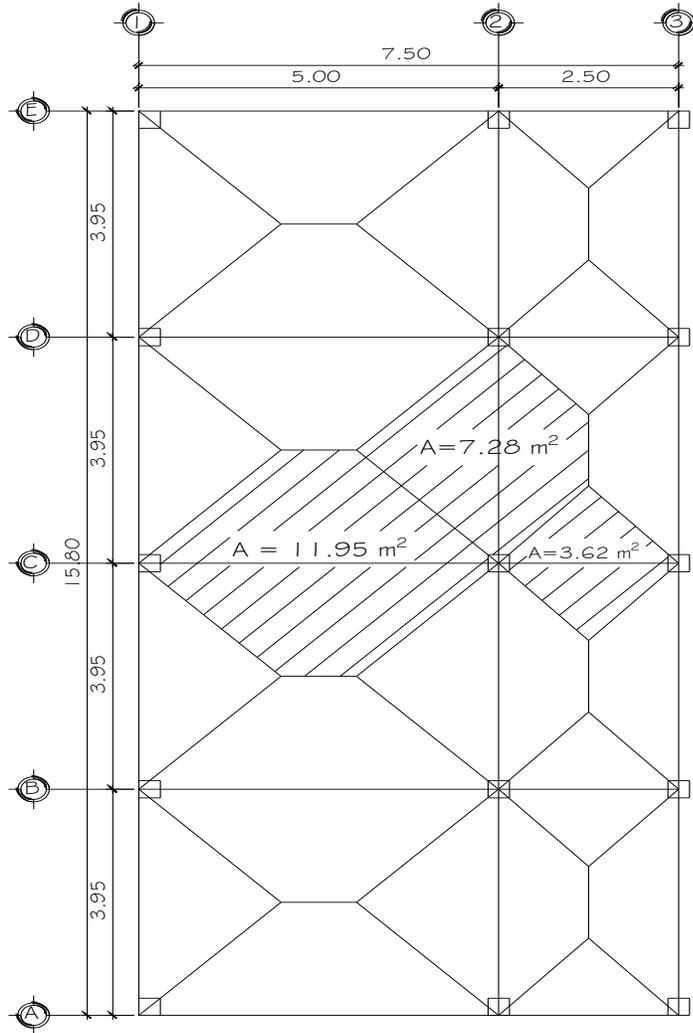
Son losas apoyadas sobre vigas en ambos lados, o en sus cuatro direcciones dando lugar a un sistema de vigas y losas, actúa bajo cargas de gravedad.

Figura 60. **Planta de distribución de losas en nivel 1 y 2**

caso 4 1	caso 8 3	caso 8 5	caso 4 7
caso 4 2	caso 8 4	caso 8 6	caso 4 8

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 61. **Planta de áreas tributarias de losas**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Diseño de losa nivel – 1

Para determinar el sentido de la losa se utiliza el criterio de la relación lado mayor y lado menor, para definir si trabaja en una o dos direcciones.

$$\frac{a}{b} \leq 1 \text{ losa en un sentido ; } \frac{a}{b} > 1 \text{ losa en dos sentidos}$$

$$\text{Losas salón } m = 3,95 / 5,0 = 0,79 > 0,50$$

$$\text{Losas pasillos } m = 2,50 / 3,95 = 0,63 > 0,50$$

Trabajan en dos sentidos, las losas del salón y pasillos.

Tabla XLV. **Valores para integración de cargas para losas**

W	CARGA MUERTA	W	CARGA VIVA
LOSA	288 kg/m ²	ENTREPISO	200 kg/m ²
SOBRECARGA	150 kg/m ²	AZOTEA	200 kg/m ²
MUROS	250 kg/m ²	PASILLOS	500 kg/m ²
ACABADOS	100 kg/m ²		

Fuente: elaboración propia, en base a AGIES NSE 2 sección 3.7.

Integración de cargas - SALÓN

Integración de carga – PASILLO

Carga muerta

Carga muerta

Peso losa = 288 kg/m²

Peso losa = 288 kg/m²

Peso piso = 60 kg/m²

Peso piso = 60 kg/m²

Peso muros = 250 kg/m²

Peso sobrecarga = 100kg/m

Pesos acabados = 80 kg/m²

Tot. CM = 448 kg/m²

Peso sobrecarga = 100 kg/m²

Total CM = 778,00 kg/m²

Carga viva

Carga viva

Losas salón = 500 kg/m²

Losas pasillos = 450 kg/m²

Combinaciones de carga¹⁸:

Combinación 1,2D + 1,6L

SALÓN	PASILLO
$C_{mu} = 1,2 \cdot 778 = 933,6 \text{ kg/m}^2$	$C_{mu} = 1,2 \cdot 448 = 537,60 \text{ kg/m}^2$
$C_{vu} = 1,6 \cdot 500 = 800 \text{ kg/m}^2$	$C_{vu} = 1,6 \cdot 450 = 720 \text{ kg/m}^2$
Carga última	Carga última
$CU = 1,2 \text{ CM} + 1,6 \text{ CV}$	$CU = 1,2 \text{ CM} + 1,6 \text{ CV}$
Losas salón	Losas pasillos
$CU = 1,2 (778) + 1,6 (500)$	$CU = 1,2 (448) + 1,6 (450)$
$CU = 1\ 733,6 \text{ kg/m}^2$	$CU = 1\ 257,60 \text{ kg/m}^2$

Momentos actuantes

Para el cálculo de momentos para losas se determinan los momentos positivos y negativos con el método en ACI 318S-2019, losas en dos direcciones¹⁹, que consiste en obtener los momentos en losas por medio de coeficientes.

¹⁸ Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural para Guatemala NSE 2*, 2018. p. 47.

¹⁹ Cfr. *American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. p. 103.

Donde:

Ci = Coeficiente de tablas ACI 318 – 63

CU = Carga Última actuante sobre una franja unitaria.

A = Dimensión del lado corto de la losa.

B = Dimensión del lado largo de la losa.

CMU = Carga Muerta multiplicada por el factor de seguridad (1,4) actuante sobre una franja unitaria.

CVU = Carga Viva multiplicada por el factor de seguridad (1,7) actuante sobre una franja unitaria.

- Cálculo de momentos (losas salón)

CASO No.4 - LOSA 1-7

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

$$M_A - = CCMA * CU_{tot} * A^2$$

$$M_B - = CCMB * CU_{tot} * B^2$$

$$M_{A+} = CCMA * CMU * A^2 + CCVA * CVU * A^2$$

$$M_{B+} = CCMB * CMU * B^2 + CCVB * CVU * B^2$$

- Caso No.4 – Losa 1-7 (Salón)

$$M_A - = 0,071 * 1\,733,60 * 3,95^2 = 1\,920,44 \text{ kg-m}$$

$$M_B - = 0,029 * 1\,733,60 * 5,0^2 = 1\,256,86 \text{ kg-m}$$

$$M_{A+} = 0,039 * 933,60 * 3,95^2 + 0,048 * 800 * 3,95^2 = 1\,167,23 \text{ kg-m}$$

$$M_{B+} = 0,016 * 933,60 * 5,0^2 + 0,020 * 800 * 5,0^2 = 773,44 \text{ kg-m}$$

- Caso No.4 – Losa 2- 8 (Pasillos)

$$A = 2,50, B = 3,95$$

$$M_{A-} = 0,085 * 1\ 257,60 * 2,50^2 = 668,10 \text{ kg.m}$$

$$M_{B-} = 0,015 * 1\ 257,60 * 3,95^2 = 294,33 \text{ kg.m}$$

$$M_{A+} = 0,055 * 537,60 * 2,50^2 + 0,062 * 720 * 2,50^2 = 463,8 \text{ kg-m}$$

$$M_{B+} = 0,009 * 537,60 * 3,95^2 + 0,011 * 720 * 3,95^2 = 199,06 \text{ kg.m}$$

- Caso No.8 – Losa 3- 5 (Salón)

$$A = 3,95 \quad B = 5$$

$$M_{A-} = 0,055 * 1\ 733,60 * 3,95^2 = 1\ 487,67 \text{ kg-m}$$

$$M_{B-} = 0,041 * 1\ 733,60 * 5,0^2 = 1\ 776,94 \text{ kg-m}$$

$$M_{A+} = 0,032 * 933,60 * 3,95^2 + 0,044 * 800 * 3,95^2 = 1\ 015,34 \text{ kg-m}$$

$$M_{B+} = 0,015 * 933,60 * 5,0^2 + 0,019 * 800 * 5,0^2 = 730,10 \text{ kg-m}$$

- Caso No.8 – Losa 4-6 (Pasillo)

$$A = 2,50 \quad B = 3,95$$

$$M_{A-} = 0,074 * 1\ 257,60 * 2,50^2 = 581,64 \text{ kg-m}$$

$$M_{B-} = 0,024 * 1\ 257,60 * 3,95^2 = 470,92 \text{ kg-m}$$

$$M_{A+} = 0,044 * 537,60 * 2,50^2 + 0,059 * 720 * 2,50^2 = 413,34 \text{ kg-m}$$

$$M_{B+} = 0,009 * 527,60 * 3,95^2 + 0,011 * 720 * 3,95^2 = 199,06 \text{ kg-m}$$

En los lados que no existe continuidad, se debe colocar un tercio (1/3) del momento positivo.

Diseño de losas de NIVEL- 2

Integración de cargas - SALÓN

$$t = 0,10 \text{ m}$$

Carga muerta

$$\begin{aligned} \text{Peso losa} &= 240 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Pesos acabados} &= 80 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Peso sobrecarga} &= \underline{100 \text{ kg/m}^2} \\ \text{Total CM} &= 420 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Carga viva

$$\text{Losas salón} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CMu} = 1,2 * 420 = 504$$

$$\text{CVu} = 1,6 * 200 = 320$$

CARGA ÚLTIMA

$$\text{CU} = 1,2 (420) + 1,6(200)$$

$$\text{CUtot.} = 824 \text{ kg/m}^2$$

Integración de caga - PASILLO

Carga muerta

$$\begin{aligned} \text{Peso losa} &= 240 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Peso sobrecarga} &= \underline{100 \text{ kg/m}^2} \\ \text{Tot. CM} &= 340 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Carga viva

$$\text{Losas pasillos} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CMu} = 1,2 * 340 = 408$$

$$\text{CVu} = 1,6 * 200 = 320$$

CARGA ÚLTIMA

$$\text{CU} = 1,2 (340) + 1,6 (200)$$

$$\text{CU} = 728 \text{ kg/m}^2$$

Para el cálculo de los momentos se utilizó el mismo procedimiento como en nivel uno.

Tabla XLVI. Momentos positivos y negativos actuantes para losas, Nivel- 1

LOSA	PRIMER NIVEL									Ccm		Ccv		MOMENTOS NEGATIVOS		MOMENTOS POSITIVOS	
	a	b	m	CMU	CVU	CU	CASO	Ca	Cb	Ccma	Ccmb	Ccva	Ccvb	Ma-	Mb-	Ma+	Mb+
1	3.95	5.00	0.80	933.60	800.00	1733.60	4.00	0.071	0.029	0.039	0.048	0.016	0.020	1920.44	1256.86	1167.23	773.44
2	2.50	3.95	0.65	537.60	720.00	1257.60	4.00	0.085	0.015	0.050	0.062	0.090	0.011	668.10	294.33	463.80	199.06
3	3.95	5.00	0.80	933.60	800.00	1733.60	8.00	0.055	0.041	0.032	0.044	0.015	0.019	1487.67	1776.94	1015.34	730.10
4	2.50	3.95	0.65	537.60	720.00	1257.60	8.00	0.074	0.024	0.044	0.059	0.009	0.011	581.64	470.92	413.34	199.06
5	3.95	5.00	0.80	933.60	800.00	1733.60	8.00	0.055	0.041	0.032	0.044	0.015	0.019	1487.67	1776.94	1015.34	730.10
6	2.50	3.95	0.65	537.60	720.00	1257.60	8.00	0.074	0.024	0.044	0.059	0.009	0.011	581.64	470.92	413.34	199.06
7	3.95	5.00	0.80	933.60	800.00	1733.60	4.00	0.071	0.029	0.039	0.048	0.016	0.020	1920.44	1256.86	1167.23	773.44
8	2.50	3.95	0.65	537.60	720.00	1257.60	4.00	0.085	0.015	0.050	0.062	0.090	0.011	668.10	294.33	463.80	199.06

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tabla XLVII. Momentos positivos y negativos actuantes en losas, Nivel- 2

LOSA	SEGUNDO NIVEL									Ccm		Ccv		MOMENTOS NEGATIVOS		MOMENTOS POSITIVOS	
	a	b	m	CMU	CVU	CU	CASO	Ca	Cb	Ccma	Ccmb	Ccva	Ccvb	Ma-	Mb-	Ma+	Mb+
1	3.95	5.00	0.80	504.00	320.00	824.00	4.00	0.071	0.029	0.039	0.048	0.016	0.020	1721.30	646.95	933.64	368.69
2	2.50	3.95	0.65	408.00	320.00	728.00	4.00	0.085	0.015	0.050	0.062	0.090	0.011	386.75	170.38	264.25	627.84
3	3.95	5.00	0.80	504.00	320.00	824.00	8.00	0.055	0.041	0.032	0.044	0.015	0.019	1168.78	1396.05	471.32	341.00
4	2.50	3.95	0.65	408.00	320.00	728.00	8.00	0.074	0.024	0.044	0.059	0.009	0.011	336.70	272.61	230.20	112.21
5	3.95	5.00	0.80	504.00	320.00	824.00	8.00	0.055	0.041	0.032	0.044	0.015	0.019	1168.78	1396.05	471.32	341.00
6	2.50	3.95	0.65	408.00	320.00	728.00	8.00	0.074	0.024	0.044	0.059	0.009	0.011	336.70	272.61	230.20	112.21
7	3.95	5.00	0.80	504.00	320.00	824.00	4.00	0.071	0.029	0.039	0.048	0.016	0.020	1721.30	646.95	933.64	368.69
8	2.50	3.95	0.65	408.00	320.00	728.00	4.00	0.085	0.015	0.050	0.062	0.090	0.011	386.75	170.38	264.25	627.84

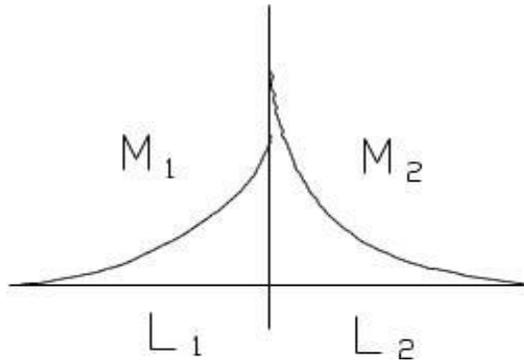
Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

- Balance de momentos Nivel 1

Los momentos que se encuentran encerrados en un círculo, deben ser balanceados, para tener un solo momento en la unión de dos losas

Para determinar el momento balanceado, el código ACI recomienda el siguiente procedimiento:

Figura 62. **Diagrama de balance de momentos**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Donde:

M_1 = Momento menor.

M_2 = Momento mayor.

L_1 = Lado del momento menor. = 2,50 m

L_2 = Lado del momento mayor. = 5,00 m

$0,8 M_2 > M_1$ entonces por Rigidez

$0,8 M_2 < M_1$ entonces $(M_1 + M_2) / 2$

K_1, K_2 = Las rigideces de las losas 1 y 2, son

$$K_1 = 1 / L_1 \qquad K_2 = 1 / L_2$$

D_1, D_2 = Los factores de distribución de las losas 1 y 2.

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

M_{b1}, M_{b2} = Los momentos balanceados de las losas 1 y 2

$$M_{b1} = M_1 + [(M_2 - M_1) * D_1]$$

$$M_{b2} = M_2 - [(M_2 - M_1) * D_2]$$

En esta losa se presentan 3 casos de balanceo a, b y c, para poder trabajarlos, se identifican de la siguiente manera:

- Caso a: losas: 1- 2, 7- 8

$$0,8 M_2 > M_1 \quad \text{entonces por Rigidez}$$

$$0,8 M_2 < M_1 \quad \text{entonces } (M_1 + M_2) / 2$$

$$M_2 = 1\,256,86 \text{ kg-m}$$

$$M_1 = 668,10 \text{ kg-m}$$

$$1\,256,86 * 0,8 = 1\,005,48 \text{ kg-m} > M_1 \quad \text{entonces por rigidez}$$

$$K_1 = 1 / 2,5 = 0,400$$

$$K_2 = 1 / 5 = 0,200$$

$$D_1 = 0,400 / 0,400 + 0,200$$

$$D_2 = 0,200 / 0,400 + 0,200$$

$$D_1 = 0,667$$

$$D_2 = 0,333$$

$$M_{b1} = 668,10 + [(1\ 256,86 - 668,10) * 0,667] = 1\ 061,00 \text{ kg-m}$$

$$M_{b2} = 1\ 256,86 - [(1\ 256,86 - 668,10) * 0,333] = 1\ 061,00 \text{ kg-m}$$

$$M_{b1} = 1\ 061,00 \text{ kg-m}$$

$$M_{b2} = 1\ 061,00 \text{ kg-m}$$

- Caso b: las losas 3-4, 5-6

$$M_2 = 1\ 776,94 \text{ kg-m}$$

$$M_1 = 581,64 \text{ kg-m}$$

$$0,8(1\ 776,94) = 1\ 421,55 \text{ kg-m}$$

$$0,8 M_2 > M_1, \text{ por rigidez}$$

- Rigideces de losas

$$K_1 = 0,400 \quad K_2 = 0,200$$

- Factores de distribución

$$D_1 = 0,667 \quad D_2 = 0,333$$

$$M_{b1} = 581,64 + [(1\ 776,94 - 581,64) * 0,667] = 1\ 379,00 \text{ kg-m}$$

$$M_{b2} = 1\ 776,94 - [(1\ 776,94 - 581,64) * 0,333] = 1\ 379,00 \text{ kg-m}$$

$$M_{b1} = 1\,379,00 \text{ kg-m}$$

$$M_{b2} = 1\,379,00 \text{ kg-m}$$

○ Caso c: losas 1-3, 5-7

▪ Momentos balanceados

$$M_2 = 1\,920,44 \text{ kg-m}$$

$$M_1 = 1\,487,67 \text{ kg-m}$$

$$0,8 * 1\,920,44 = 1\,536,35 > M_1, \text{ por rigidez.}$$

$$K_1 = 1/3,95 = 0,253$$

$$K_2 = 1/3,95 = 0,253$$

▪ Factores de distribución

$$D_1 = 0,253 / 0,506 = 0,50$$

$$D_2 = 0,253 / 0,506 = 0,50$$

$$D_1 = 0,50$$

$$D_2 = 0,50$$

$$M_{b1} = 1\,487,67 + [(1\,920,44 - 1\,487,67) * 0,50] = 1\,704,00$$

$$M_{b2} = 1\,920,44 - [(1\,920,44 - 1\,487,67) * 0,50] = 1\,704,00$$

$$M_{b1} = 1\,704 \text{ kg-m}$$

$$M_{b2} = 1\,704 \text{ kg-m}$$

- Caso d: losas 2-4, 6-8

$$M_2 = 470,92 \text{ kg-m}$$

$$M_1 = 294,33 \text{ kg-m}$$

$0,8 * 470,92 = 376,74 \text{ kg-m} > M_1$, entonces por rigidez

- Rigideces de losas

$$K_1 = 1 / 3,95 = 0,253$$

$$K_2 = 1 / 3,95 = 0,253$$

- Factores de distribución

$$D_1 = 0,253 / 0,506 = 0,50$$

$$D_2 = 0,253 / 0,506 = 0,5$$

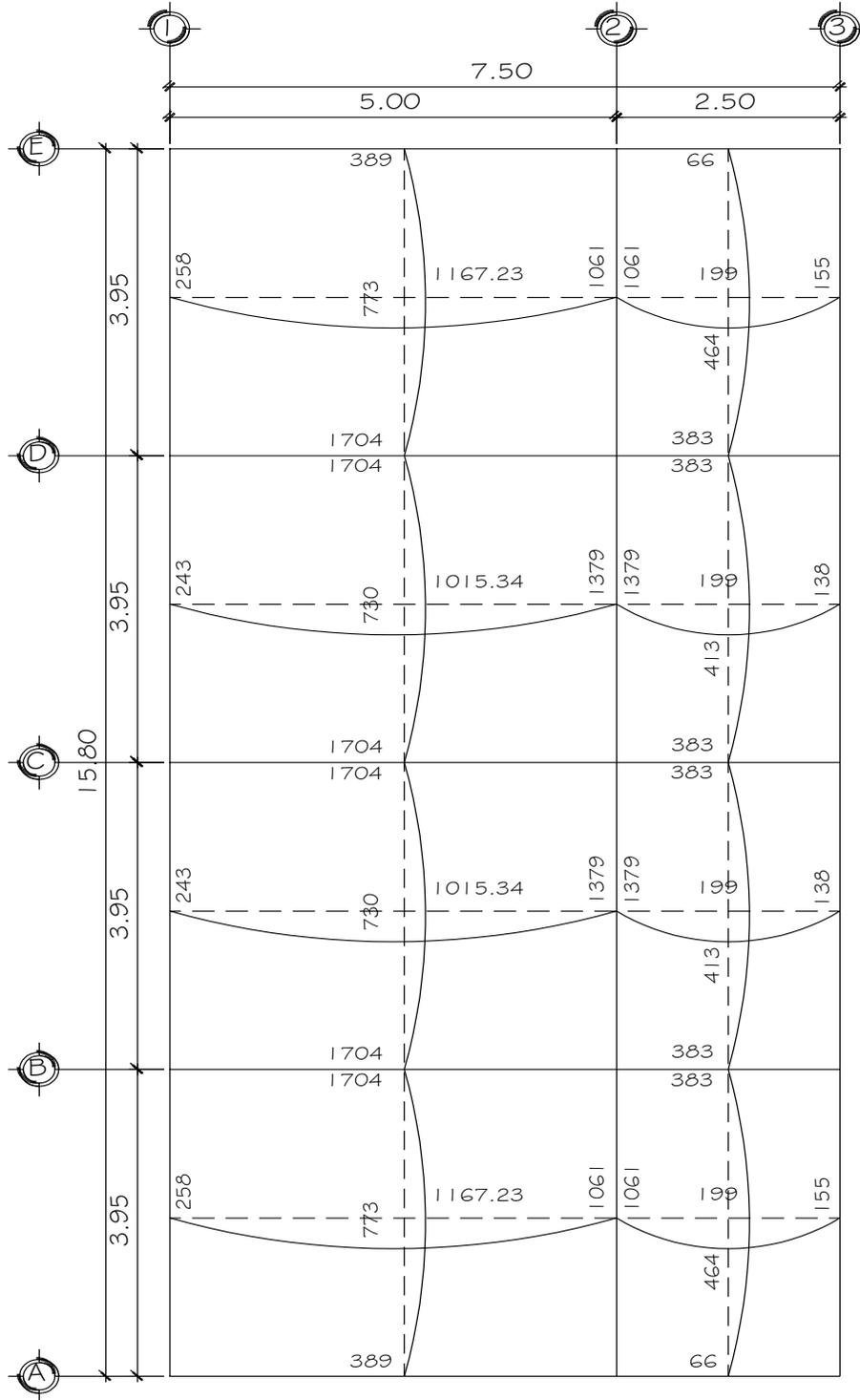
$$M_{b1} = 294,33 + [(470,92 - 294,33) * 0,5] = 383 \text{ kg-m}$$

$$M_{b2} = 470,92 - [(470,92 - 294,33) * 0,50] = 383 \text{ kg-m}$$

$$M_{b1} = 383 \text{ kg-m}$$

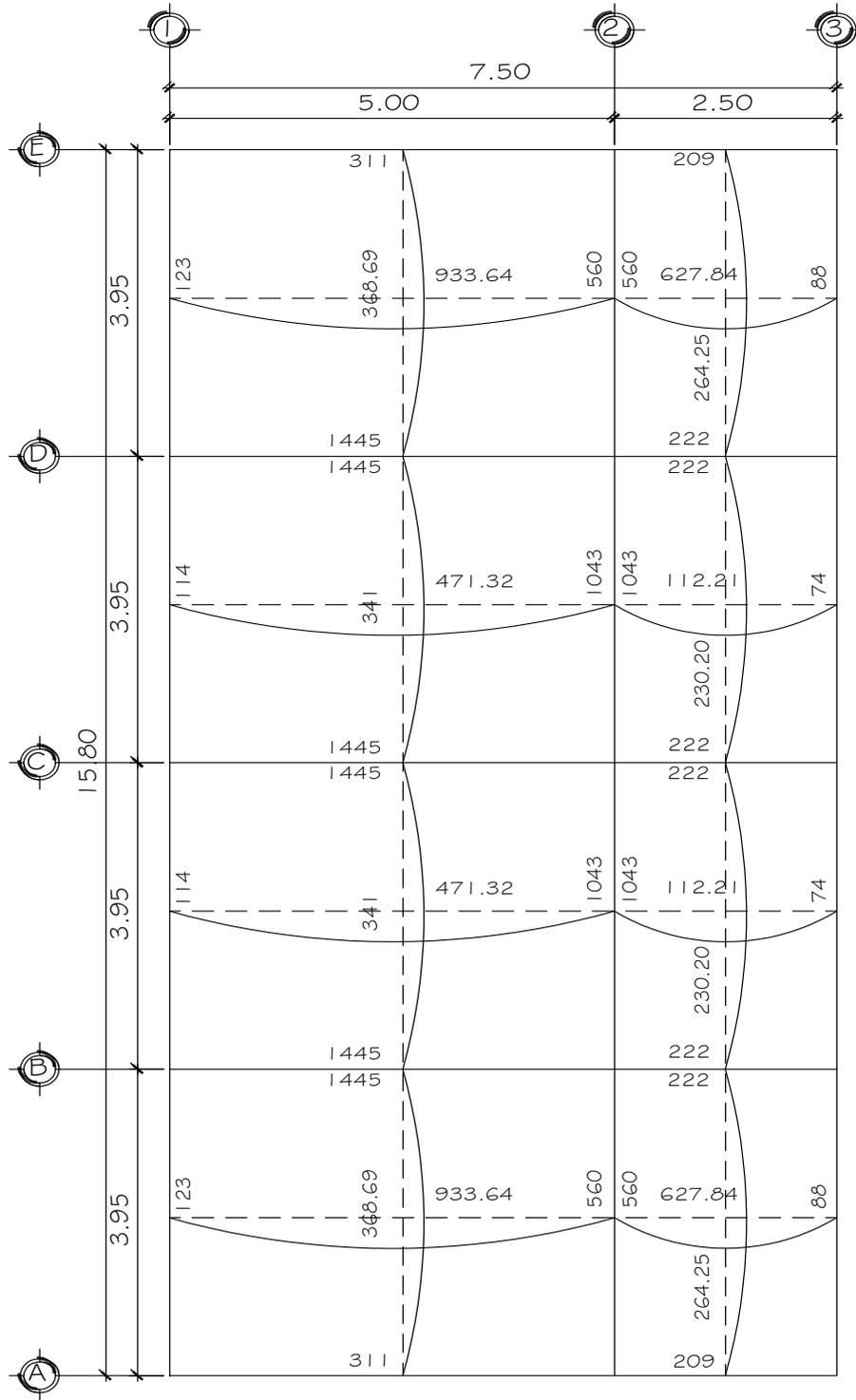
$$M_{b2} = 383 \text{ kg-m}$$

Figura 63. Balance de momentos primer nivel, módulo 1



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 64. Balance de momentos segundo nivel, módulo 1



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Diseño del acero de refuerzo Nivel 1

Los elementos de concreto no preesforzados construidos en sitio deben tener un recubrimiento de concreto especificado para el refuerzo debe ser igual a 20 mm²⁰.

El acero a utilizar se propone varilla con diámetro No. 3

t= espesor de losa r= recubrimiento, Ø= diámetro de varilla.

Datos:

t= 12 cm. r= 2 cm. Ø = 3/8" = 0,952cm

d = t - r - Ø / 2 d = 12 - 2 - 0,952 / 2

d = 9,52 cm

Área de acero mínimo

De acuerdo con el código ACI 318S-19, sección 9.6.1.2, el refuerzo mínimo para elementos sometidos a flexión, debe ser el mayor que (a) y (b).

Donde:

$A_{s_{min}}$ = área de acero mínimo.

f_y = límite de fluencia del acero.

²⁰ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 396.

b = base (franja unitaria).

d = peralte efectivo

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

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

b = 100 cm

d = 9,52 cm

a) $A_{smin} = 0,80 * \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} (b*d)$

b) $A_{smin} \geq \left(\frac{14,1}{f_y}\right) * b * d$

a) $A_{smin} = 0,80 * (\sqrt{210} / 2810) * (100\text{cm} * 9,52\text{cm}) = 3,93 \text{ cm}^2$

b) $A_{smin} \geq (14,1 / 2810) * 100\text{cm} * 9,52\text{cm} = 4,78 \text{ cm}^2$

Se toma el A_{smin} mayor 4,78 cm²

Espaciamiento para A_{smin}

Para losas macizas no presforzadas el espaciamiento máximo (S) del refuerzo longitudinal corrugado debe ser el menor de entre 2h y 450 mm en las direcciones críticas no debe exceder el doble del espesor de la losa²¹.

$$S_{max} = 2 * t_{losa}$$

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

²¹ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 118.

El espaciamiento se calcula con el área del acero mínimo 4,78 cm² mayor obtenido anteriormente, utilizando acero No.3 con área transversal de 0,71 cm² con la siguiente ecuación:

Espaciamiento entre varillas (S)

$$4,78 \text{ cm}^2 \text{-----} 100 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{-----} S \text{ cm}$$

$$S = 0,71 * 100 / 4,78 = 14,85 = 14 \text{ cm}$$

Para facilitar el proceso de armadura se utilizará No.3 @ 14 cm < 24 cm, en todas las secciones cumpliendo con el espaciamiento máximo establecido, por el ACI.

Cálculo del momento que resiste el $A_{smin} = 4,78 \text{ cm}^2$

$$M_{Asmin} = 0,90 * \left[A_{smin} * f_y \left(d - \frac{A_{smin} * f_y}{1,7 * f'c * b} \right) \right]$$

$$M_{Asmin} = 0,9 [4,78 * 2 810 (9,52 - 4,78 * 2 810 / 1,7 * 210 * 100)]$$

$$M_{Asmin} = 110 538,34 \text{ Kg-cm} * 1\text{m} / 100\text{cm}$$

$$M_{Asmin} = 1 105,34 \text{ kg-m}$$

Para los momentos menores al M_{Asmin} , se utilizará el refuerzo mínimo.

Para los momentos que excedan al M_{Asmin} se calculará el área del acero y espaciamiento requerido de la siguiente ecuación de Diseño de concreto reforzado, Jack C. Mc Corman 8va edición, sección 3.4.

$$A_{SR} = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mu * b}{0,003825 * f'c}} \right] 0,85 * \left(\frac{f'c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left[100 * 9,52 - \sqrt{(100 * 9,52)^2 - \frac{1\ 105,34 * 100}{0,003825 * 210}} \right] 0,85 * \left(\frac{210}{2\ 810} \right)$$

$$A_s = 4,79 \text{ cm}^2$$

Tabla XLVIII. Áreas y espaciamiento de acero de losas módulo 1

AREAS Y ESPACIAMIENTO DE ACERO A UTILIZAR						
MOMENTO	As Req.(cm)	As min (cm)	As a utilizar (cm)	No. Varilla	Espaciamiento calculado (cm)	Espaciamiento a utilizar (m)
1105	4.78	4.78	Acero minimo	No.3	14.85	0.14
1601	7.06	4.78	Acero requerido	No.3	10.1	0.14
1379	6.03	4.78	Acero requerido	No.3	11.77	0.14
1043	4.50	4.78	Acero requerido	No.3	15.78	0.14
1704	7.55	4.78	Acero requerido	No.3	9.4	0.14
1445	6.33	4.78	Acero requerido	N0.3	11.22	0.14

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

- Chequeo por corte, nivel - 1 con 12 cm. de espesor
 - Chequeo por corte

Para verificar el espesor de la losa diseñada sometida a esfuerzos de corte $V_{máx}$, se debe calcular como²²:

$V_{máx} \geq V_{máx \text{ act}}$; espesor de losa adecuada
 $V_{máx} < V_{máx \text{ act}}$; aumento de espesor de losa

$$V_{máx} = \frac{C_{ult} * a}{2} ; V = \phi * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d_{losa}$$

Corte máximo actuante - nivel 2

CU = Carga última unitaria ; a = lado corto de la losa

$$CU = 1\,939 \text{ kg/m} ; a = 3,95 \text{ m}$$

$$V_{act} = CU * a / 2$$

$$V_{act} = 1\,733,6 * 3,95 / 2$$

$$V_{act} = 3\,423,86 \text{ kg}$$

²² American Concrete Institute. ACI 318S-19. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. p. 416.

Corte máximo resistente

$$V_{res.} = 0,85 * 0,53 \sqrt{f'c} * t$$

$$V_{res.} = 0,85 * 0,53 \sqrt{210} * 100 * 12$$

$$V_{res.} = 7\ 834,04 \text{ kg.}$$

Comparación entre $V_{res.} > V_{act}$

$$7\ 834,04 \text{ kg} > 3\ 423,86 \text{ kg}$$

Se concluye que el espesor de 12 cm es el adecuado, el cortante actuante es menor al corte del concreto; el peralte de la losa resiste al corte.

2.1.6.2. Diseño de vigas

Una viga de concreto armado es un elemento estructural que está sujeto a cargas transversales, sobre ellas se apoya el contrapiso, por lo tanto, es necesario determinar la sección transversal y la selección del acero de refuerzo, utilizando las normas correspondientes del ACI 318S-19.

Para el diseño de vigas, es necesario utilizar los datos que se obtuvo de la envolvente de momentos descritos anteriormente.

Peralte efectivo de la viga

Para recubrimiento mínimo de una viga de concreto no expuesta a la intemperie ni en contacto con el suelo es de 40 mm²³, para tal efecto se propone de acero Ø No.5, con un refuerzo transversal de varilla Ø No.3.

Como ejemplo para el diseño vigas, se tomará la viga del marco B, ubicada dentro del tramo D-E primer nivel.

Diseño por flexión

Para calcular el área del acero de la viga es necesario tomar los requerimientos sísmicos del capítulo 18 del ACI 318S-19.

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

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

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

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 40$$

$$d = 40 - 4\text{cm} - 1,99/2 = 35 \text{ cm}$$

²³ American Concrete Institute. ACI 318S-19. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. p. 396.

Cálculo del área de acero mínimo y máximo

Para elementos sometidos a flexión, se recomienda que área de acero mínimo debe ser el mayor que (a) A_{smin} y (b) A_{smin}^{24} .

Acero mínimo:

$$a) A_{smin} = (14,1 / f_y) * b * d$$

$$A_{smin} = (14,1 / 2810) * 30 * 35 = 5,27 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{smin} = (0,80 * \sqrt{f'_c} / f_y) * b * d$$

$$A_{smin} = (0,80 * \sqrt{210} / 2810) * 30 * 35 = 4,33 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el área mayor $A_{smin} = 5,27 \text{ cm}^2$

Área de acero máximo

El límite de cuantía ρ de refuerzo de acero no debe exceder 0,025, para refuerzo grado 420 y 0,02 para refuerzo grado 550²⁵.

$$S_{m\acute{a}x} = 0,025 * 30 * 35 = 26,25 \text{ cm}^2$$

El área de acero para la viga determinada debe estar entre los siguientes límites: $5,27 \text{ cm}^2 \leq A_s \text{ vig.} \leq 26,25 \text{ cm}^2$.

²⁴ American Concrete Institute. ACI 318S-19. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. p. 139-140.

²⁵ *Ibíd.* p. 311.

Acero balanceado

$$A_{S_{bal.}} = \rho_{bal} * b * d$$

$$\rho_{bal} = (\beta * 0,85 * \frac{f'c}{fy}) * (\frac{6120}{6120 + fy})$$

$$\rho_{bal} = (0,85 * 0,85 * 210 / 2810) * (6120 / 6120 + 2810) = 0,037$$

$$\rho_{bal} = 0,037$$

$$A_{S_{bal}} = (0,037) * 30 * 35 = 41,07 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{bal}} = 38,85 \text{ cm}^2$$

Acero máximo

$$A_{S_{max.}} = 0,50 * A_{S_{bal}}$$

$$A_{S_{max}} = 0,5 * 38,85 = 19,42 \text{ cm}^2$$

Refuerzo longitudinal requerido

Para el refuerzo requerido se toma la diferencia entre el A_s requerido menos el $A_{s_{min}}$ corrido en ambas camas, se coloca como bastones adicionales al armado existente, para el refuerzo requerido se utiliza la ecuación siguiente de Jack McCormac diseño de concreto reforzado octava edición en la sección 3.4.

$$A_{S_{req.}} = 0,85 * \frac{f'c}{fy} \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mu * b}{0,003825 * f'c}} \right]$$

$$A_{s \text{ req.}} = 0,85 * \frac{210}{2810} \left[(30 * 35) - \sqrt{(30 * 35)^2 - \frac{15885 * 30}{0,003825 * 210}} \right]$$

$$A_{s \text{ req.}} = 21,37 \text{ cm}^2$$

Tabla XLIX. Área de acero para viga D-E, primer nivel

MOMENTO	As req. (cm ²)	As min (cm ²)	As máx (cm ²)
M - = 15885	21.37	5.27	19.42
M + = 5167	6.12	5.27	19.42
M - = 14245	18.72	5.27	19.42

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Cálculo de áreas finales del refuerzo a flexión en cada sección de la viga, tomando las “disposiciones de Estructuras Sismo Resistentes”²⁶ de acuerdo con lo establecido.

Armado de viga superior

De acuerdo a lo establecido, para el armado superior, debe tener al menos dos barras continuas como mínimo²⁷, con el mayor de los siguientes valores:

$$A_{s \text{ min}} = 5,27 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318S-19 sección 9.6.1.2.)}$$

²⁶ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 295.

²⁷ Ibíd. p. 311.

$$\frac{1}{4} * A_s - (mayor) = 1/4 * 21,37 \text{ cm}^2 = 5.34 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318S-19 sección 18.6.3.2)}$$

Para el armado se utilizarán, tres varillas corridas No.8 corridas más 2 bastones No.7 ($A_s = 22,97 \text{ cm}^2$) refuerzo necesario para cumplir con los requisitos del ACI.

Armado de viga inferior

De acuerdo con lo establecido, para el armado superior, debe tener al menos dos barras continuas como mínimo²⁸, con el mayor de los siguientes valores:

$$A_{s_{\min}} = 5,27 \text{ cm}^2, \text{ (ACI 318S-19 sección 9.6.1.2.)}$$

$$\frac{1}{4} * A_s - (mayor) = 1/4 * 21,37 \text{ cm}^2 = 5,34 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318S-19) sección 18.6.3.2)}$$

$$\frac{1}{2} * A_s - (\text{nudo}) = 1/2 * 21,37 = 10,69 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318S-19 sección 18.6.3.2)}$$

Para el armado se utilizarán, tres varillas corridas No. 7 corridas ($A_s = 11,64 \text{ cm}^2$) refuerzo necesario para cumplir con los requisitos del ACI 318S-19.

Cálculo del corte resistente

Para el cálculo del refuerzo de la viga es necesario que esta resista ante los esfuerzos cortantes, esto significa que su posición debe permanecer en su

²⁸ American Concrete Institute. ACI 318S-19. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. p. 311.

posición longitudinal para ello debe tener la mayor ductilidad principalmente en el acero en los extremos para evitar deformaciones.

si $V_c \geq V_u$; la viga necesita estibos solo por armado
si $V_c < V_u$; diseñar estribos por corte, calcular S y lo

Cortante máximo que resiste el concreto²⁹

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

Donde:

φ = factor de reducción de resistencia a corte en vigas = 0,85

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 30 \text{ cm} * 35 \text{ cm}$$

$$V_c = 6 \ 855 \text{ kg}$$

Corte actuante, según el diagrama de corte último en la sección de marcos.

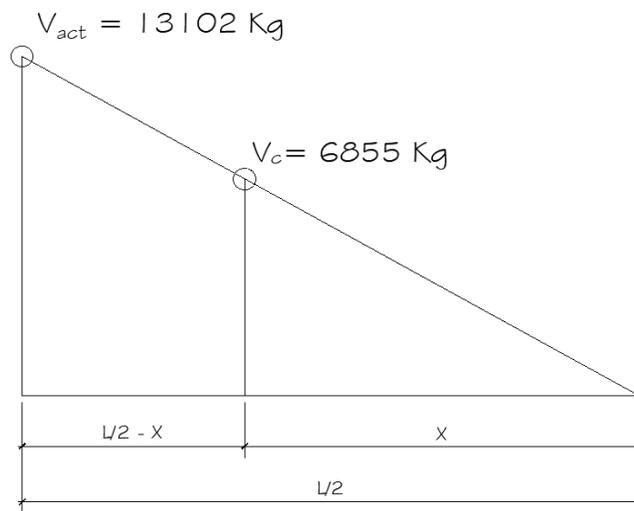
$$V_u = 7 \ 629 \text{ kg}$$

Comparación de corte resistente con corte último

²⁹ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 419.

Debido que $V_c < V_u = 6\ 855\ \text{kg} < 7\ 629\ \text{kg}$, se procederá a diseñar estribos por corte para el espaciamiento de la longitud del confinamiento de la viga por medio de lo siguiente:

Figura 65. **Diagrama de corte actuante y corte resistente**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Con base en la figura anterior se determina la distancia de confinamiento el refuerzo por corte, de la siguiente manera:

$$\frac{V_u}{L/2} = \frac{V_{act}}{X}$$

$$X = \frac{V_{act} * L/2}{V_u} = \frac{6\ 855 * 5/2}{13\ 102}$$

$$X = 1,30\ \text{m}$$

La longitud de confinamiento es $Y = 5/2 = 2,5 - 1,3 = 1,20$ m

Para el espaciamiento del refuerzo de confinamiento, utilizamos la siguiente ecuación:

$$S = \frac{2 * A_v * f_y * d}{V_u} = \frac{2 * 0,71 * 2810 * 35}{13102}$$

$$S = 10,66 \text{ cm}$$

Espaciamiento de estribos por confinamiento sísmico

El primer estribo de confinamiento no debe estar situado a no más de 50 mm, de la cara de la columna de apoyo³⁰.

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

- El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 500 mm de la cara del miembro de apoyo.
- $d / 4 = 35 / 4 = 8,75$ cm.
- Seis veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro. $= 6 * 1,91 = 11,46$ cm.
- 15 cm.

El espaciamiento de los estribos es a cada 10 cm en zona confinada con acero No.3 con una longitud de confinamiento de 1,20 m.

³⁰ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 313.

Espaciamiento máximo

Después de la longitud de confinamiento, se deben colocar los estribos según los lineamientos del ACI 318S-19³¹, siendo el siguiente:

Para zona no confinada se usará:

$S_{\text{máx.}} = 35 / 2 = 17,5 \text{ cm}$ se utilizará a cada 15 cm.

Debido que la separación de las camas excede 300 mm es necesario colocar refuerzo adicional, para prevenir el agrietamiento causado por las fuerzas internas producidas por el fraguado. Se especifica que debe ser $1,61 \text{ cm}^2$ por cada pie de altura (30 cm)³².

Se colocarán, dos varillas No.4 ($2,58 \text{ cm}^2$), entre camas de la viga.

Para el armado de las demás vigas del primer y segundo nivel, se siguió el procedimiento descrito anteriormente; los cálculos están en la siguiente tabla:

³¹ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 314.

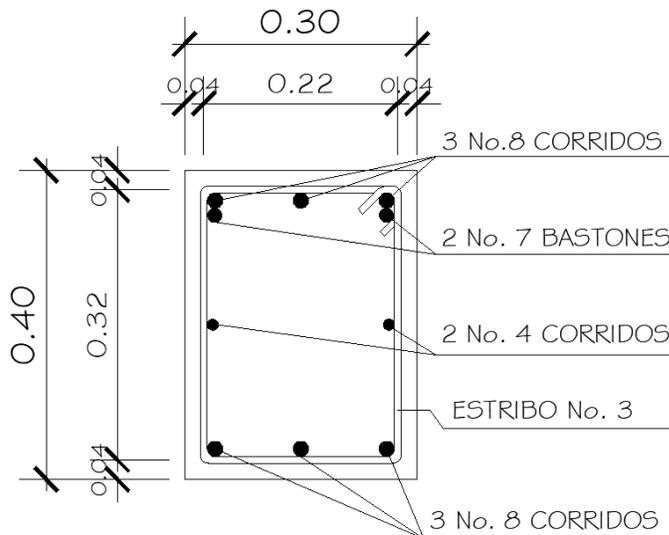
³² Ibid. p. 313.

Tabla L. **Cálculo de áreas de acero en vigas eje Y, para nivel 1 y 2**

ELEMENTO	MOMENTO NEG.	As req. cm ²	As min cm ²	As máx cm ²	NIVEL	PROPUESTA DE ARMADO
M A-B	7033	8.49	5.27	19.42	N-2	3 No.8 corridas + 1 No.7
M +	3000	3.48	5.27	19.42	N-2	3 No. 8 corridas
M B-A	7229	8.74	5.27	19.42	N-2	3No. 8 + 1 baston No. 7
M B-C	7888	9.60	5.27	19.42	N-2	3 No.8 + 1 baston No. 7
M+	406	0.46	5.27	19,42	N-2	3 No.8 corridas
M C-B	6808	8.19	5.27	19.42	N-2	3No.8 corridas + 1 No.7
M D-E	15885	21.37	5.27	19.42	N-1	3 No. 8 + 2 bastones No.7
M+	5167	6.12	5.27	19.42	N-1	3 No.8 + 1 baston No. 4
M E-D	14245	18.72	5.27	19.42	N-1	3 No.8+ 1 bastones No. 7
M E-F	16492	22.39	5.27	19.42	N-1	3 No.8 + 2 bastones No.7
M+	558	0.63	5.27	19.42	N-1	3 No.5 corridas
M F-E	15690	21.05	5.27	19.42	N-1	3 No.8 + 2 bastones No.7

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Figura 66. **Secciones de viga 1 y 2**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.1.6.3. Diseño de columnas

Las columnas son elementos que sostienen principalmente cargas a compresión, a marcos estructurales que sirve de apoyo a las vigas que transmiten cargas hasta la cimentación de la estructura, ACI recomienda para el diseño de columnas se utilicen factores menores de reducción a la resistencia a flexión, cortante y otros elementos estructurales ya que las fallas a compresión son pocos visibles.

Los parámetros que deben cumplir las columnas como elementos sismorresistentes de acuerdo ACI 318S-19³³ son:

$$0,01 \% * A_g \leq A_s \leq 0,06 \% A_g$$

- El área de acero longitudinal mínimo es 0,01 % de la sección de la columna.

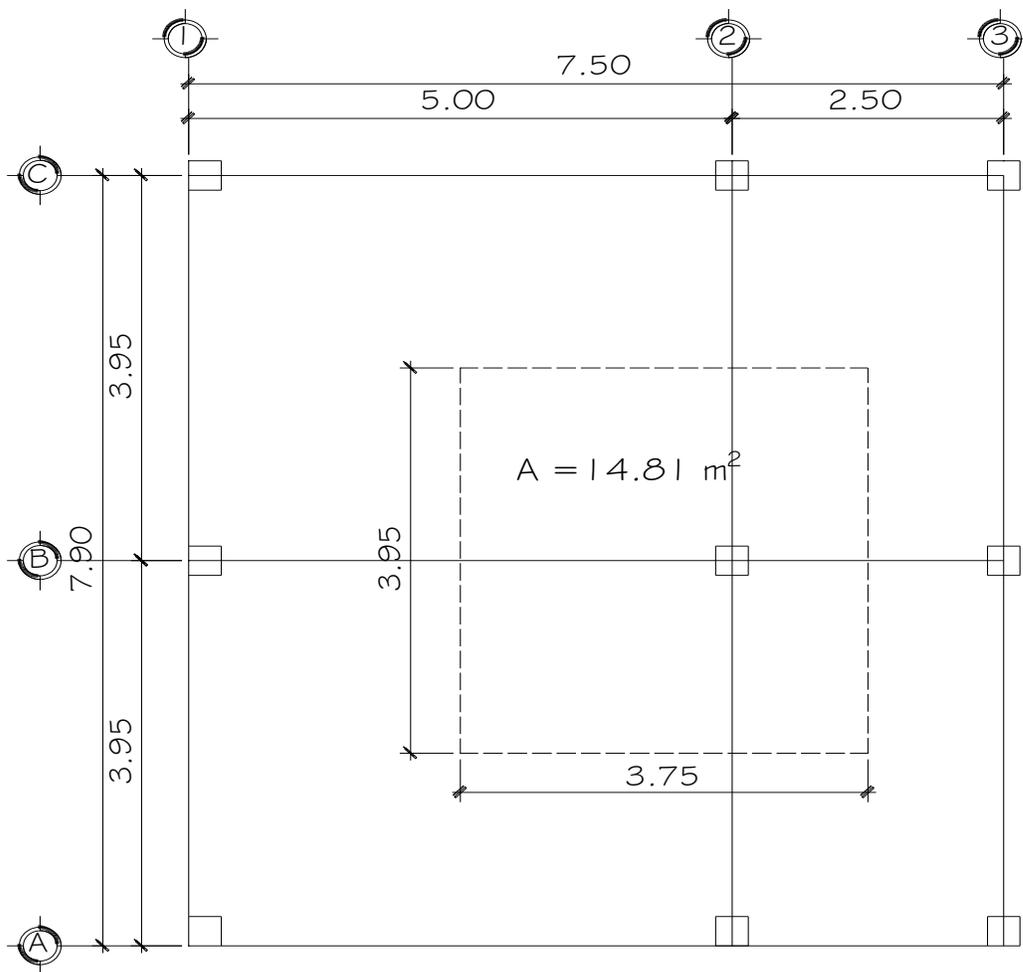
$$A_{st} = 0,01 A_g \quad A_g = \text{área gruesa de la columna}$$

- El área de acero longitudinal máximo será de 6 % para zonas sísmicas y de 8 % para zonas no sísmicas de la sección.
- La columna deberá tener como mínimo cuatro varillas de refuerzo longitudinal.
- El lado más pequeño de una columna estructural será de 30 cm.
- La sección mínima para columnas estructurales deberá ser de 900 cm².
- El refuerzo transversal (estribos), nunca podrá ser menor que 3/8" para barras longitudinales menores al No.10; y por lo menos No.4 para barras No.11, 14, 18 y barras empaquetadas.

³³ Cfr. *American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.* p. 317.

- El recubrimiento mínimo de una columna en condiciones normales es de 4 cm.
- La longitud de confinamiento no debe ser superior a 16 diámetros de la barra longitudinal, ni a 48 diámetros del estribo, ni a la dimensión mínima de la columna y 1/6 a la luz libre.

Figura 67. **Planta tributaria en columna**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Carga axial

Es la fuerza aplicada a lo largo del eje longitudinal de la columna exactamente al centroide de su sección transversal produciendo un esfuerzo uniforme de compresión.

$$P_u = A_t \cdot C_{U \text{ tot}} + P_{p \text{ vigas}} \cdot F_{CU}; \quad F_{CU} = C_{U \text{ tot}} / C_t; \quad C_t = C_M + C_V$$

Datos para diseño de la columna:

Longitud de columna N-1, N-2 = 2,85 m

Longitud de viga Área tributaria = 7,5 m

$A_t = 14,81 \text{ m}$

Sección = 0,30 x 0,30 m

Losa N-1, $t = 0,10 \text{ m}$

Losa N-2, $t = 0,12 \text{ m}$

$M_x = 5 \ 188 \text{ kg-m}$

$M_y = 10 \ 029 \text{ kg-m}$

Corte máx. (x) = 7 485 Kg-m

Corte máx (y) = 8 453 Kg-m

$C_{U \text{ tot.}} = 1,4 C_M + 1,6 C_V$

Cálculo de carga última Nivel 2

$$CM = (\text{losa} + \text{viga} + \text{acabados} + \text{sobrecarga}) \text{ Kg/m}^2 = 240 + 288 + 80 + 100 = 708 \text{ Kg/m}^2$$

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

Cálculo de carga última Nivel 1

$$CM = (\text{losa} + \text{viga} + \text{muros} + \text{acabados}) \text{ Kg/m}^2 = 288 + 288 + 150 + 80 = 806 \text{ Kg/m}^2$$

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

Sumatoria de cargas vivas y muertas

$$N-1 = CM = 806 \text{ Kg/m}^2 \quad CV = 200 \text{ Kg/m}^2$$

$$N-2 = CM = 708 \text{ Kg/m}^2 \quad CV = 200 \text{ Kg/m}^2$$

$$CM_{\text{tot.}} = 1\,514 \text{ Kg/m}^2 \quad CV_{\text{tot.}} = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$CU_{\text{tot}} = 1,2 CM + 1,6 CV$$

$$CU_{N-2} = 1,2 (708) + 1,6(200) = 1\,169,6 \text{ kg/m}^2$$

$$CU_{N-1} = 1,2 (806) + 1,6(200) = 1\,287,2 \text{ Kg/m}^2$$

$$CU_{\text{tot.}} = 1\,169,6 + 1\,287,2 = 2\,456,8 \text{ Kg/m}^2$$

Factor de carga última

$$F_{cu} = \frac{CU}{\Sigma CM + CV}$$

$$F_{cu1} = \frac{1\,287,2}{1\,006,00} = 1,30$$

$$F_{cu2} = \frac{1\,169,6}{908,00} = 1,30$$

Carga axial última

La carga axial se utiliza para calcular la resistencia de elementos sujetos a carga axial combinada es decir los que van ligados, al área tributaria, peso de las vigas, peso de las columnas, entre otros. Las cargas posteriores al primer nivel se acumulan su peso y aumentan la capacidad de carga última.

$$P_{U_{tot.}} = P_{U_{2N}} + P_{U_{1N}}$$

$$P_{U_{2N}} = (A_{\text{rea trib.}} * C_{U2}) + (P_{\text{vig.}} * F_{CU2})$$

$$P_{U_{1N}} = (A_{\text{rea trib.}} * C_{U1}) + (P_{\text{vig.}} * F_{CU1}) + (P_{\text{col. N2}} * F_{cu2})$$

$$P_{\text{col. N2}} = (b_{\text{col}} * h_{\text{col}} * L_{\text{col. N2}} * \gamma_c)$$

Nivel 2

$$P_{U2N} = (14,81 * 1\ 169,6) + (0,30 * 0,40 * 7,5 * 2\ 400)1,3 = 20\ 129,78 \text{ Ton.}$$

Nivel 1

$$P_{U1N} = (14,81 * 1\ 287,2) + (0,30 * 0,40 * 7,5 * 2\ 400)1,3 + (0,3 * 0,3 * 2\ 400 * 2,85)1,3 = 22\ 671,71 \text{ Ton.}$$

$$P_{U\text{tot.}} = 20\ 129,78 + 22\ 671,71 = 42\ 801,49 \text{ Kg}$$

$$P_u = 43 \text{ Ton.}$$

Efecto de esbeltez

El efecto de esbeltez se da cuando la reducción de resistencia del elemento, sujeto a la compresión axial es grande en comparación con la sección transversal de la columna. Se clasifica en tres categorías:

- Columna corta ($E < 22$): el diseño de esta columna se realiza con los datos obtenidos del análisis estructural.
- Columna intermedia ($22 < E < 100$): para el diseño de la columna se deben de magnificar los momentos actuales.
- Columna larga ($E > 100$) no se recomienda la construcción, debido a que la columna fallará por pandeo.

La esbeltez para columna se define por medio de la ecuación siguiente:

$$E = \frac{Kp * Lu}{\sigma}$$

Donde:

E = esbeltez.

Kp = factor de longitud efectiva de pandeo (ecuaciones de Furlong).

Lu = longitud libre de la columna.

σ = radio de giro

- 0,30*lado menor, cuando es una columna de sección rectangular y
- 0,25*diámetro de columna, cuando es una columna de sección circular.

Factor de longitud efectiva de pandeo

Se utilizarán las ecuaciones de Furlong y los monogramas de Jakson y Moreland para obtener la longitud de pandeo:

$$Kp = \frac{(20 - \Psi p)}{20} * \sqrt[2]{1 - \Psi p}; \quad \text{para } \Psi p < 2$$

$$Kp = 0,9 * \sqrt[2]{1 + \Psi p} \quad \text{para } \Psi p \geq 2$$

$$\Psi p = \Psi a + \Psi b / 2$$

Donde:

Ψp = coeficiente promedio del grado de empotramiento.

Para el cálculo de empotramiento de la rotación en las columnas en ambos extremos se utiliza las ecuaciones siguientes:

$$\Psi_a = \frac{0,7 * \sum K \text{ columnas}}{0,35 * \sum K \text{ vigas}} ; \Psi_B = 0,00 \text{ (empotramiento en la base)}$$

$$K = \frac{I}{L}$$

$$I = \frac{1}{12} * b * h^3$$

Donde:

K = rigidez del elemento

I = inercia del elemento

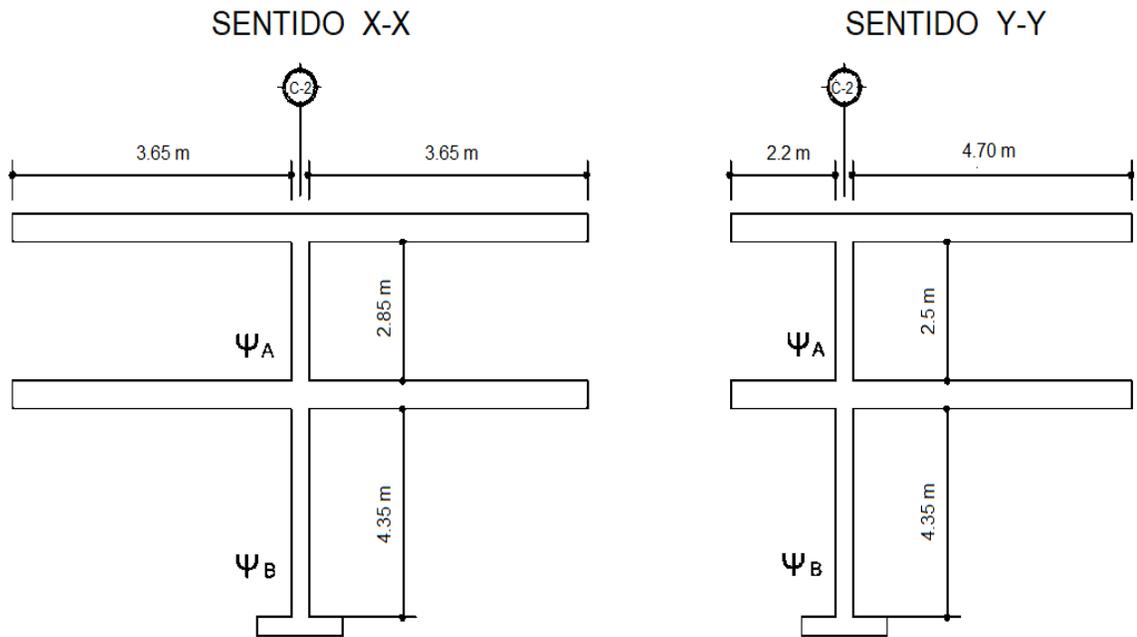
L = longitud del elemento

Haciendo uso de las “propiedades para los elementos los estructurales respecto a los momentos de inercia”³⁴:

- Elementos a compresión: columnas, 0,70 de la inercia de la sección bruta del elemento.
- Elementos a flexión: vigas, 0,35 de la inercia de la sección bruta del elemento.

³⁴ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 313.

Figura 68. Diagrama sentido X-X y Y-Y, para cálculo de esbeltez en columnas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Tabla LI. Cálculo de esbeltez, de la columna sentido X-X y Y-Y

I	Sentido X-X	Sentido Y-Y
Long. Columna	285 cm	285 cm
Sección de col.	30x30 cm ²	30x30 cm ²
Inercia de col.	67 500 cm ⁴	67500 cm ⁴
0,7*Kcol.	165,78 cm ³	165,78 cm ³
N-1	Sentido X-X	Sentido Y_Y
Tipo secc.Viga Izq.	30x40 cm	30x40 cm
Inercia de viga	160 000 cm ⁴	160 000 cm ⁴
Long. Viga Izq.	365 cm	220 cm
0,35 K viga izq.	153,42 cm ³	254,54 cm ³
Tipo viga derecha	30x40 cm	30x40 cm
Inercia viga	160 000 cm ⁴	160 000cm ⁴
Long. Viga der.	365 cm	470 cm
0,35*Kviga der.	153,42 cm ³	119,15 cm ³
Σ K viga N-1	306,84 cm ³	373,69 cm ³
Sección de col.	30x30 cm ²	30x30 cm ²
Longitud col.	435 cm	435 cm
I col.	67 500 cm ⁴	67 500 cm ⁴
0,7*Kcol.	108,62 cm ³	108,62 cm ³
Σ Kcol. N-2 + N-1	274,4 cm ³	274,4 cm ³
Ψa	0,89	0,73
Ψb	0,00	0,00
Ψp	0,45	0,37
Ψp < 2	$K_p = \frac{20 - \Psi_p}{20} * \sqrt{1 + \Psi_p}$	-
Ψp ≥ 2	-	$K_p = 0,90 * \sqrt{1 + \Psi_p}$
Kp	0,72	0,77
Esbeltez= K*L/σ	39	37

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

$$E = K \cdot Lu / r$$

$$E = \frac{0,72 \cdot 4,85}{0,30 \cdot 0,30} = 39 ; \text{ está en el rango de } 22 \leq E \leq 100$$

La columna se clasifica como columna intermedia para el diseño se debe magnificar los momentos actuales.

Magnificador de momentos

Para estructuras con desplazamiento lateral, se hará, de acuerdo al método de magnificación de momentos: estructuras, del código ACI 318S-19 de la siguiente manera:

Factor de flujo plástico del concreto primer nivel

$$\beta d = \frac{1,2 \cdot C_m N_1}{C_u N_1} ; \quad 0 \leq \beta d \leq 1$$

$$\beta d = \frac{1,2 \cdot 1\,006}{1\,287,2} = 0,94$$

De acuerdo a lo que establece el código ACI 318S-19 en la ecuación (6.6.4.4a):

$$EI = \frac{0,4 \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \beta_d}$$

Donde:

E_c = módulo de elasticidad del concreto = $15\,100 \sqrt{f'_c}$

I_g = Inercia centroidal de la columna = $bh^3 / 12$

β_d = factor de flujo plástico = C_{Mu} / C_{Utot} .

$$E_c = 15 * 100 * \sqrt{210} = 218\,819,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{g.col} = b * h^3 / 12 = 67\,500 \text{ cm}^4$$

$$\beta_d = 0,94$$

$$EI = \frac{0,40 * 218\,819,79 * 67\,500}{1+0,94} = 3\,045\,430,07 \text{ Kg-cm}^2$$

$$EI = 304 \text{ T-m}^2$$

Carga crítica de pandeo

$$P_{crx} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} = \frac{(3,1416)^2 * 3\,045\,430,07}{(0,72 * 2,85)^2} = 7\,139\,508,46 \text{ Kg}$$

$$P_{cry} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} = \frac{(3,1416)^2 * 3\,045\,430,07}{(0,77 * 2,85)^2} = 6\,235\,960,71 \text{ Kg}$$

Cálculo del momento magnificador δ_x , δ_y

Para el momento magnificador se calculará mediante los requerimientos del ACI 318S-19³⁵, para considerar los efectos de esbeltez de la columna que está función de la fuerza axial P_u y de la carga de pandeo.

³⁵ Cfr. *American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.* p. 86.

$$\bar{\delta}_{sx-y} = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\varphi * P_{cr}}} \geq 1$$

$\varphi = 0,70$ (para estribos) ; $\varphi = 0,75$ (para zunchos)

$$\bar{\delta}_x = \frac{1}{1 - \frac{42\,801,49\text{ Kg}}{0,7 * 7\,139\,508,46\text{ Kg}}} = 1,01$$

$$\bar{\delta}_y = \frac{1}{1 - \frac{4\,2801,49\text{ Kg}}{0,7 * 6\,235\,960,71\text{ Kg}}} = 1,01$$

Momentos de diseño magnificados

$$M_{d_{x-y}} = \bar{\delta}_{x-y} M_{x-y}$$

$$M_{dx} = 1,01 * 5\,188\text{ kg-m} = 5\,240\text{ kg-m} = 5,24\text{ T-m}$$

$$M_{dy} = 1,01 * 10\,029\text{ k-m} = 10\,129\text{ kg-m} = 10,13\text{ T-m}$$

Refuerzo longitudinal

El mínimo y máximo de área de acero longitudinal de una columna referente a un pórtico³⁶ debe ser:

$$1\% * A_g \leq A_s \leq 6\% A_g$$

³⁶ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 317.

Área de acero mínimo

$$A_{smin} = 1 \% * A_g ; \quad A_{smin} = 1 \% * (30 \text{ cm} * 30 \text{ cm}) = 9 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo

$$A_{smáx} = 6 \% * A_g ; \quad A_{smax} = 6 \% * (30 \text{ cm} * 30 \text{ cm}) = 54 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal propuesto

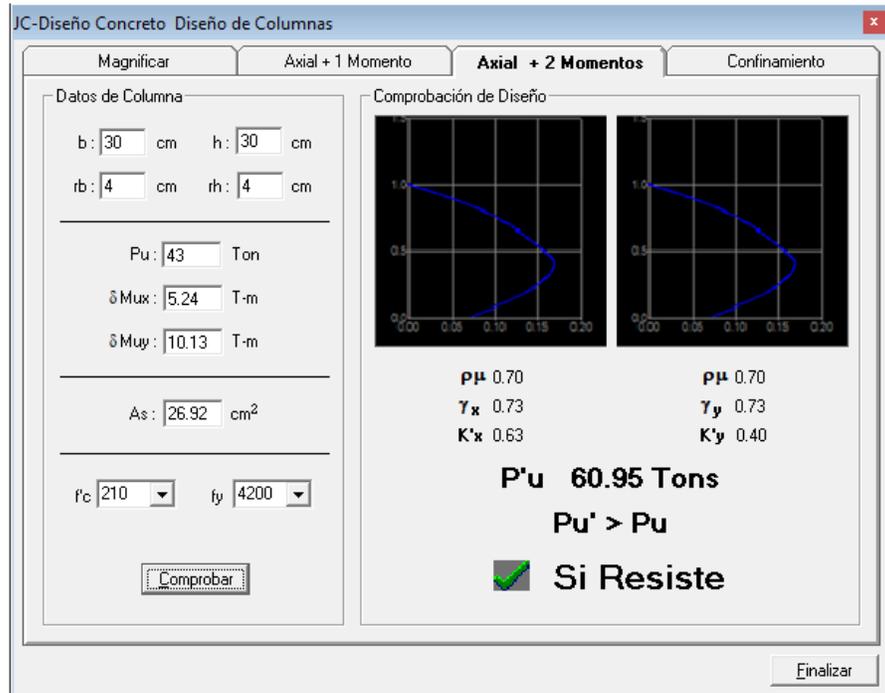
El armado propuesto será de 4 varillas No.7 + 4 varillas corridas No.6, equivalentes a 26,92 cm², con un recubrimiento de 4 cm³⁷.

Método de cargas inversas, método de Bresler

Utilizaremos este método con el fin de comprobar si el armado propuesto es el adecuado para el elemento en cuestión. Es un método simple que determina el valor de la carga axial dentro de una gráfica de la interacción de diseño de columnas, con excentricidad en el sentido X y Y.

³⁷ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 396.

Figura 69. Diagrama de interacción de la columna principal



Fuente: elaboración propia, empleando JC-Diseño de Concreto.

Los datos se obtuvieron del programa: JC –Diseño Concreto, versión 1.0.1, Julio Corado Franco.

Valor de $P'u$ mediante el método de Bresler:

Utilizando datos de la gráfica :

$$K'x = 0,63$$

$$K'y = 0,40$$

Carga resistente de la columna con excentricidad (ex)

P'x, con excentricidad en ex, (ey = 0)

$$P_x = k'_x * f'_c * A_g = P'_x = 0,63 * 210 * 900 = 119\ 070,00 \text{ kg} = 119 \text{ T}$$

P'y, con excentricidad en ey, (ex = 0)

$$P_y = k'_y * f'_c * A_g = 0,40 * 210 * 900 = 75\ 600 \text{ Kg} = 76 \text{ T}$$

Calculando la carga última que resiste la columna sin excentricidad:

$$P'_o = \phi [0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + (f_y * A_{st})]$$

$$P'_o = 0,80 [0,85 * 210 \text{ kg/cm}^2 * (900 \text{ cm}^2 - 26,92 \text{ cm}^2) + (2\ 810 \text{ kg/m}^2 * 26,92)]$$

$$P'_o = 185\ 191,98 \text{ kg} = 185,19 \text{ Ton}$$

Carga última de resistencia de la columna

Esta ecuación tiene una forma sencilla de calcular el acero de refuerzo, debido a que las columnas están sometidas a cargas axiales y momentos biaxiales, las variables se pueden determinar fácilmente, las resistencias a la carga axial Po, Pox y Poy.

El método tiene la forma siguiente:

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{P'x} + \frac{1}{P'y} - \frac{1}{P'o}}$$

$$P'x = 119 \text{ T}$$

$$P'y = 76 \text{ T}$$

$$P'o = 185 \text{ T}$$

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{119} + \frac{1}{76} - \frac{1}{185}} = 62 \text{ Ton}$$

Si el resultado de $P'u > P_u$; $P'u =$ carga última, entonces es aceptable.

$$62,0 \text{ Ton} > 60,7 \text{ Ton}$$

Cálculo del refuerzo transversal

El objetivo del refuerzo transversal es que resista los esfuerzos de corte que actúan en la columna y para soportar las deformaciones que pueda sufrir el elemento y evitar el colapso. Para el diseño del refuerzo transversal, se provee una longitud L_o , de confinamiento, en ambos extremos, y se utilizará “estribos No.3 en toda la sección de la columna”³⁸.

³⁸ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 518.

Si $V_c \geq V_u$, estribos solo por armado únicamente, $d/2$ "mínimo varillas No.3"³⁹.

Si $V_c < V_u$; Diseñar estribos por corte y calcular S y Lo

Cálculo del cortante máximo que resiste el concreto

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

$$d_{col.} = (h - rec - \emptyset/2) = (30 - 4 - 2,85 / 2) = 24,58 \text{ cm}$$

$$V_{cu} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 30 * 24,58 = 4 814 \text{ Kg}$$

El corte actuante, se toma del diagrama de corte último, $V_u = 7 485 \text{ kg}$

Comparación de V_{cu} con V_u , usando los siguientes criterios:

Como $V_c < V_u$; Diseñar estribos por corte y calcular S y Lo

Longitud de confinamiento

Para refuerzo de confinamiento en zonas elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momentos, el

³⁹ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 518.

procedimiento para la longitud de confinamiento es que, se toma entre el mayor de los siguientes valores⁴⁰:

- La sexta parte de la luz libre de la columna, $285 / 6 = 48$ cm.
- Lado mayor de la sección de la columna = 30 cm.
- 450 mm.

Se tomará la longitud de 50 cm para el confinamiento en ambos extremos del primer y segundo nivel.

La cantidad de refuerzo transversal de estribos cerrados de confinamiento (Ash), no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones⁴¹:

$$Ash = 0,3 \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) * \frac{f'c * S * bc}{fy}$$

$$Ash = 0,09 * \frac{f'c * S * bc}{fyt}$$

Donde:

Ash = área total del refuerzo transversal, colocados dentro del espaciamiento y perpendicular a la base de la columna.

s = espaciamiento medido de centro a centro de los estribos.

bc = dimensión transversal del núcleo medida de centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal con área Ash.

⁴⁰ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 318.

⁴¹ Ibid. p. 320.

Ag = área bruta de la sección transversal de la columna.

Ach = área de la sección transversal de un elemento, medidas desde los bordes exteriores del refuerzo transversal.

$$Ash = 0,30 * \left(\frac{900}{484} - 1 \right) * \left(\frac{210 \text{ kg/cm}^2 * S * 21,5 \text{ cm}}{2810 \text{ Kg/cm}^2} \right) = 0,4143 S$$

$$Ash = 0,09 * \left(\frac{210 \text{ kg/cm}^2 * S * 21,5 \text{ cm}}{2810 \text{ Kg/cm}^2} \right) = 0,1446 S$$

Proponiendo el refuerzo transversal: 1 varilla No.3, = 0,71 cm²

$$Ash = 0,71 * 2 = 1,42 \text{ cm}^2$$

$$1,42 \text{ cm}^2 = 0,4143 * S \quad S = 3,43 \text{ cm}$$

$$1,42 \text{ cm}^2 = 0,1446 * S \quad S = 9,82 \text{ cm}$$

La separación por confinamiento de centro a centro será el menor de los valores calculado S, el cual es 3,43 cm, por facilidad de armado se colocarán a 5 cm.

Se verificará las separaciones calculadas anteriormente. Las separaciones del refuerzo no deben ser mayores al menor de los requerimientos siguientes⁴²:

- La cuarta parte de la dimensión menor de la columna (30 cm / 4 = 7,5 cm).

⁴² American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 319.

- Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal (6 *No.6 = 6* 2,84 = 17,04 cm).
- $S_o = 10 - \frac{35-hx}{3} = 10 - \frac{35-21,5}{3} = 5,50 \text{ cm.}$

El valor de S_o no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo a menor 100 mm.

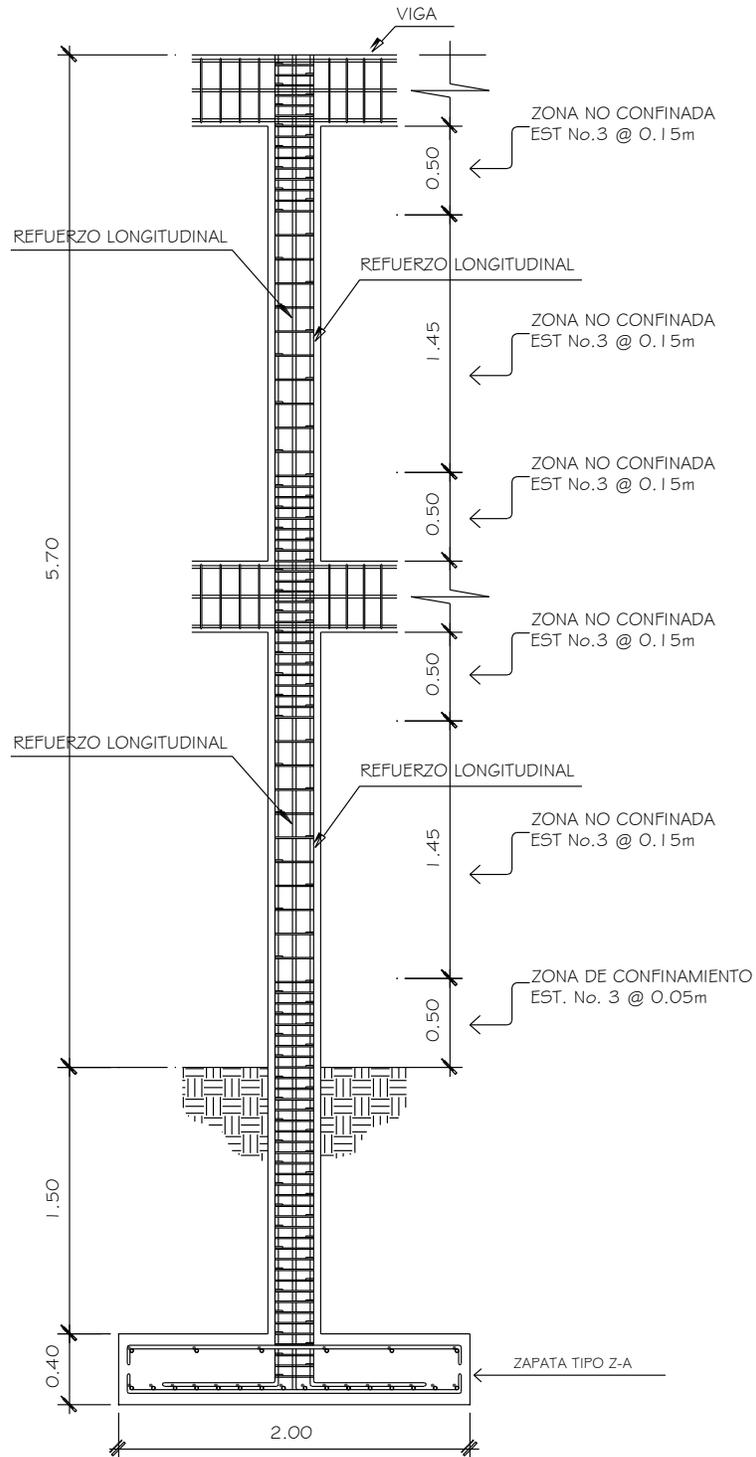
La longitud L_o , de la columna debe contener refuerzo de confinamiento con un espaciamiento S , medido de centro a centro que no exceda al menor de⁴³:

- Seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna (6 No. 7 = 6*3,87 = 23,22 cm).
- 150 mm.

Por lo tanto, en zona no confinada se deberá colocar estribos cerrados a cada 15 cm y en la zona de confinamiento a cada 5 cm en el primer y segundo nivel.

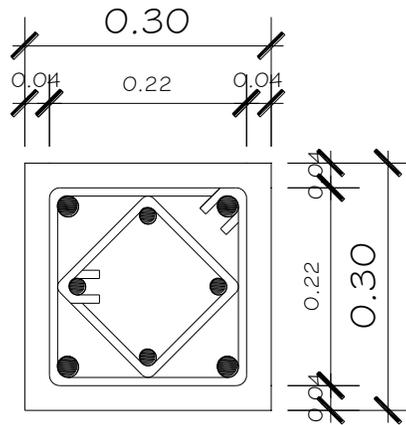
⁴³ Ibid. p. 320.

Figura 70. Armado de columna, nivel 1 - 2



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 71. **Corte de columna Nivel 1 y 2**



Refuerzo longitudinal 4 No.6 + 4 No.7
+ Est. No.3 @ 5 cm en zona confinada
+ Est. No.3 @ 15 cm en zona no confinada

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.1.6.4. Diseño de nudo sísmico

Ante los momentos producidos por las cargas sísmicas que actúan en un sistema estructural, es importante garantizar el comportamiento de los nudos viga- columna, ya que las fuerzas de cortante son muy altas en los nudos, es necesario chequear la resistencia del cortante en el nudo como requisito sismo resistente, para no producir fallas bruscas en la estructura.

Es necesario tomar en cuenta las indicaciones del ACI 318S-19⁴⁴, con las que debe cumplir el nudo, las cuales se presentan a continuación:

Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de la viga en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es $1,25 f_y$ ⁴⁵.

- Sección 18.8.2.2 El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara del núcleo confinado de la columna más distante y anclarse en tracción.
- Sección 18.8.2.3 Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviese el nudo viga-columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro.
- Sección 18.8.2.4 La altura h del nudo no debe ser menor que la mitad de la altura de cualquier viga que llegue al nudo.

⁴⁴ Cfr. *American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. p. 322.

⁴⁵ *Ibíd.* p. 322.

Tabla LII. Datos de viga - columna en la intersección del nudo

DATOS DE COLUMNA	DATOS DE VIGAS
b= 30 cm	b = 35 cm
h= 30 cm	h = 40 cm
f'c = 210 kg/cm ²	f'c = 210 kg/m ²
fy = 2810 kg/cm ²	fy = 2810 kg/m ²
d = 24.58 cm	d = 35 cm
Pu= sup. N-2 =20129.78kg	As1x (-) = 11.67 cm ²
Pu = inf. N-1= 22671.71 kg	As1x (+) = 7.26 cm ²
fy = 2810 kg/m ²	As2x (-) = 11.67 cm ²
f'c= 210 kg/m ²	As2x (+) = 7.26 cm ²
Lcol. = 2.85 m	As3x (-) = 11.67 cm ²
Losa = 12 cm	As3x (+) = 7.26 cm ²
Refuerzo de losa 5*0.71 = 3.55cm ²	As4x (-) = 11.67 cm ²
γ = 0.70	As4x (+) = 7.26 cm ²

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Refuerzo longitudinal de columna:

4 barras No.6 + 4 barras No.7 equivalentes a 26,92 cm²

Refuerzo transversal

$$A_{sh} = 4 \text{ ramas} = 0,71 \text{ cm}^2 * 4 = 2,84 \text{ cm}^2$$

Zona de confinamiento requerido

El área transversal A_{sh} total en cada dirección de estribos de confinamiento, de acuerdo a lo que establece el código ACI 318S-19⁴⁶, debe cumplir lo exigido de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

⁴⁶ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 320.

$$A_{sh} = 0,3 * \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] * \frac{S_h * h'' * f'c}{f_{yh}}$$

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{S_h * h'' * f'c}{f_{yh}}$$

Donde:

S_h = es la separación del refuerzo transversal dentro del nudo.

h'' = es la dimensión transversal del núcleo medida centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal.

A_{ch} = es el área del núcleo de la columna, medida exteriormente a refuerzo trasversal.

A_g = es el área bruta de la sección de la columna.

$f'c$ = es la resistencia a la compresión del concreto.

f_{yh} = es la resistencia a la fluencia del refuerzo transversal.

Espaciamiento mínimo a utilizar

Para conexiones de refuerzo transversal de estribos cerrados de confinamiento de la columna, no debe ser mayor que el menor de:

$$S_h = \left[\frac{b_c}{4}; \frac{h_c}{4}; 6 \phi_{col}; 15 \text{ cm} \right]$$

$$Sh = \left[\frac{30}{4}; \frac{30}{4}; 6 * 3,88; 15 \text{ cm} \right]$$

$$Sh = [7,5; 7,5; 23,28; 15]$$

Se escoge el menor

$$Sh = 7,50 \text{ cm}$$

$$h'' = (h_c - 2 * r_c) = 30 - 2 * 4 = 22 \text{ cm}$$

$$Ag = h_c \times b_c = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$Ach = h''^2 = 22^2 = 484 \text{ cm}^2$$

El área transversal total en cada dirección de estribos de confinamiento es:

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{7,5 * 22 * 210 \text{ kg/m}^2}{2 * 810 \text{ kg/m}^2} \right) \left[\frac{900}{484} - 1 \right] = 3,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{7,5 * 22 * 210}{2 * 810} = 1,11 \text{ cm}^2$$

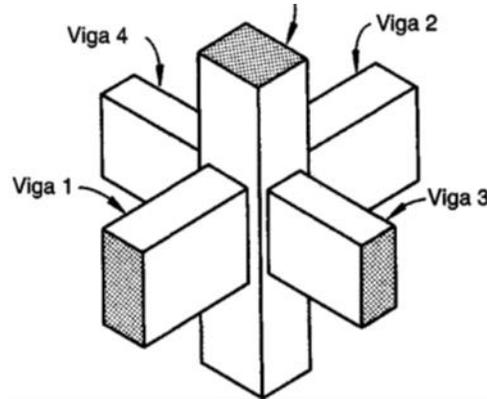
Condición:

$$3,18 > 1,11 \text{ CUMPLE}$$

$$A_{sh \text{ req}} (X \text{ e } Y) = 3,18 \text{ cm}^2, \text{ a cada } 7,5 \text{ cm}$$

Detalle de viga que llega al nudo

Figura 72. **Nudo (C-2) Interior**



Fuente: ACI 352RS-10. *Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado*. p. 4.

Ancho efectivo de la losa

La resistencia a flexión de la viga es necesario determinar la participación de la losa en la flexión negativa (fibra superior en tracción) la resistencia a la flexión de la viga bajo momento positivo y negativo.

Tabla LIII. **Limites dimensionales del ancho sobresaliente del ala para Viga T**

Ubicación del ala	Ancho sobresaliente efectivo del ala, más allá de la cara del alma	
A cada lado del alma	El menor de:	$8h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/8$
A un solo lado	El menor de:	$6h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/12$

Fuente: ACI 318S-19. *Límites dimensionales del ancho sobresaliente del ala para vigas T*.

Tabla 6.3.2.1. p. 77.

En la construcción de vigas T no preesforzadas, construidas para soportar losas monolíticas o compuestas, el ancho efectivo de la losa usada como ala, b_f , debe incluir el efectivo del ala, de acuerdo con la Tabla 6.3.2.1.

Donde:

h = es el espesor de la losa

S_w = distancia libre entre almas de vigas adyacentes

l = luz libre medida entre caras de los apoyos

Las condiciones de espesor de ala deben tener⁴⁷:

1ra. condición:

El ala debe tener un espesor mayor o igual $0,5 b_w$

2da. Condición:

El ancho efectivo del ala menor o igual a $4b_w$

$$8h_{\text{llosa}} = 8 \cdot 12 = 96 \text{ cm}$$

$$S_w / 2 = 4,70 / 2 = 235 \text{ cm}$$

$$l / 8 = 3,65 / 8 = 46 \text{ cm, el lado a cada lado del alma}$$

El ancho efectivo de la losa usada como ala (b_f) ACI 318-19, 6.3.2.1 es:

⁴⁷ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 77.

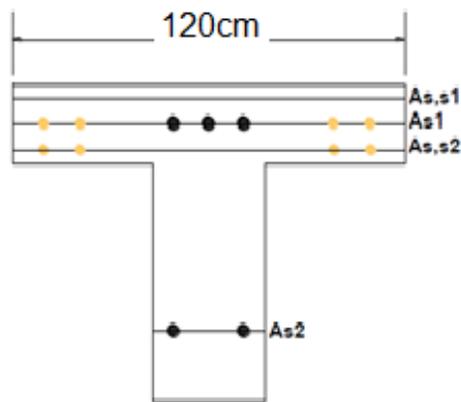
$$b_f = 46 + 46 + 30 = 122 \text{ cm}$$

$$122 \leq 4 \cdot 30 = 120 \text{ cm}$$

$$122 \leq 120, \text{ No cumple}$$

Usar $4b_w = 4 \cdot 30 = 120 \text{ cm}$, segunda condición.

Figura 73. **Detalle viga que llega al Nudo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Este nudo en la columna es cuadrado y los aceros de las vigas en una y otra dirección son iguales, así que el diseño es el mismo para las dos direcciones, caso contrario el diseño se hace por separado cada dirección.

Momento positivo, área de acero

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{ecuación 3.30, Arthur Nilson, 12 edición}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y \cdot \alpha}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad \text{ecuación 3.31, Arthur Nilson, 12 edición}$$

$$a = \frac{1,25 * 7,26 * 2810 \text{ kg/m}^2}{0,85 * 210 \text{ kg/m}^2 * 49} = 2,92 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 1,25 * 7,26 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2 \left(24,58 \text{ cm} - \frac{2,92 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr1} = 589\,577,34 \text{ kg-cm}$$

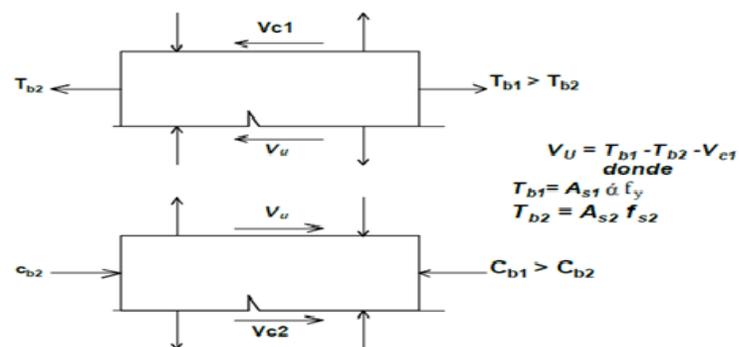
Momento negativo, área de acero

$$a = \frac{1,25 * (11,67 \text{ cm}^2 + 3,55 \text{ cm}^2) * 2810 \text{ kg/m}^2}{0,85 * 210 \text{ kg/m}^2 * 30} = 9,98 \text{ cm}$$

$$M_{pr2} = 1,25 * 15,22 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2 \left(24,58 - \frac{9,98 \text{ cm}}{2} \right)$$

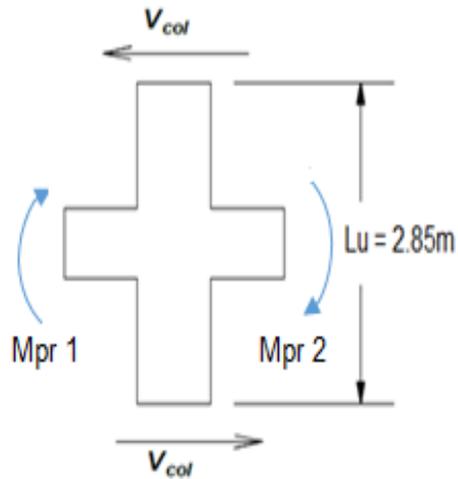
$$M_{pr2} = 1\,047\,286,30 \text{ kg-cm}$$

Figura 74. **Fuerzas actuantes en cargas laterales**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 75. Cortante en la columna



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

$$V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_{col}}$$

$$V_{col} = \frac{589\,577,34 + 1\,047\,286,30}{285} = 5\,743,38\text{ kg}$$

Equilibrio de fuerzas cortantes

$$V_u = f_y \cdot \alpha \cdot (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2} + A_{s2}) - V_{col} = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} + C_{b2} - V_{col}$$

$$V_u = 2\,810 \cdot 1,25 \cdot (11,67 + 3,55 + 1,42 + 5,7) - 5\,743,38\text{ kg} = 72\,725,87\text{ kg}$$

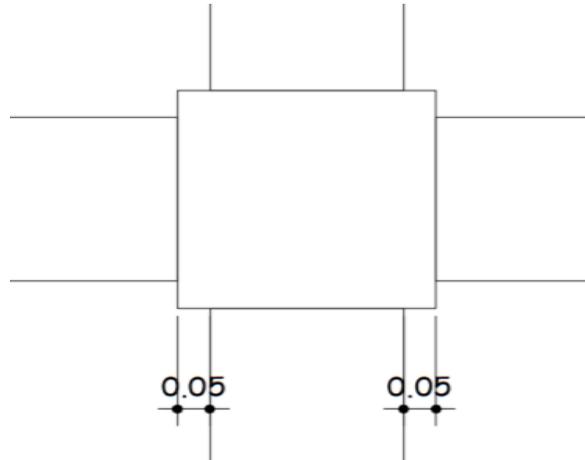
Extensión de la columna más allá del borde de la viga

$$V_n = 20\lambda \sqrt{f'_c A_j} \quad (\text{ACI 319S-19, tabla 18.8.4.1})$$

$\lambda = 1,0$ concreto normal,

$$A_j = b_j \cdot h_{col}$$

Figura 76. **Extensión de la columna más allá del borde de viga**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

$$b_j = \text{ancho efectivo} \leq b+h, b+2x \leq (30+40 = 70 \text{ cm}), (30+ 2*5 = 40 \text{ cm})$$

$$V_n = 20*1 \sqrt{210} *40*40 = 463\,724 \text{ kg}$$

$$\phi V_n > V_u = 0,85* = 463\,724 = 394\,165,45 \text{ kg} > 72\,725,87 \text{ kg}, \text{ cumple.}$$

Relación de resistencia a flexión

$$\Sigma M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right)\Sigma M_{nb}, \text{ Viga débil - columna fuerte (ACI 318-19, sección 18.7.3.2)}$$

Columna superior

$$\frac{P_u}{\phi * f'c * A_g} = \frac{20\,129,78}{0,7 * 210 * 30 * 30} = 0,15$$

Columna inferior

$$\frac{Pu}{\varphi \cdot f'_c \cdot A_g} = \frac{22\,671,71}{0,7 \cdot 210 \cdot 30 \cdot 30} = 0,17$$

Acero utilizado en columna = 26,92 cm²

$$\text{Cuantía de refuerzo} = \rho_g = \frac{26,92}{30 \cdot 30} = 0,030$$

Utilizando el recubrimiento medido hasta el centro de las barras No.7.

$$\gamma = \frac{30 - 2(3,88)}{30} = 0,74$$

Para columna superior

$$R_n = \frac{M_n}{f'_c \cdot A_g \cdot h} = 0,17$$

$$M_{nc} = R_n \cdot f'_c \cdot A_g \cdot h = 0,17 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 1\,600 \text{ cm}^2 \cdot 40 \text{ cm} = 2\,284\,800 \text{ kg-cm}$$

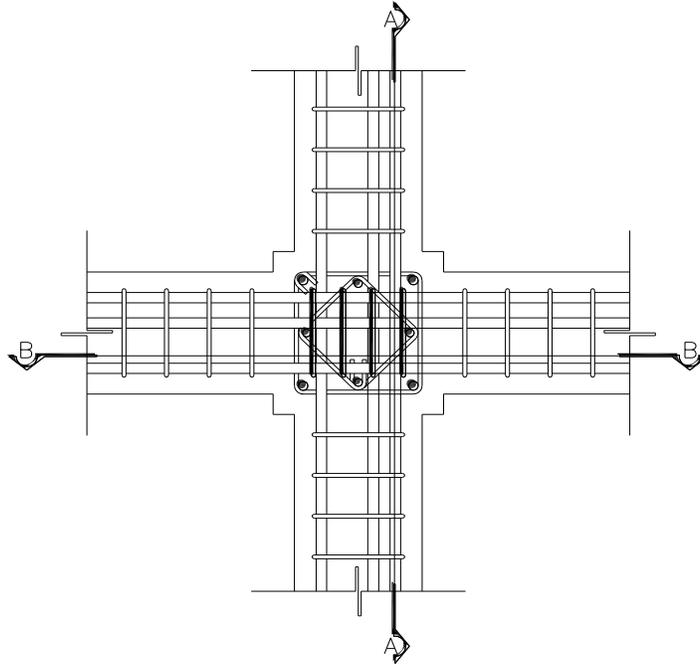
Para columna superior

$$R_n = \frac{M_n}{f'_c \cdot A_g \cdot h} = 0,22$$

$$M_{nc} = R_n \cdot f'_c \cdot A_g \cdot h = 0,22 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 1\,600 \text{ cm}^2 \cdot 40 \text{ cm} = 2\,956\,800 \text{ kg-cm}$$

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb} = \frac{2\,284\,800 \text{ kg-cm} + 2\,956\,800 \text{ kg-cm}}{1,25} + \frac{589\,577,34 \text{ kg-cm} + 1\,047\,286,30 \text{ kg-cm}}{1,25} = 4,0$$

Figura 77. **Detalle de nudo, (ACI 352RS-10, refuerzo transversal y vertical del nudo)**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.1.6.5. Diseño de cimientos

Las zapatas se caracterizan por soportar más de un elemento sobre una misma base, además de tener un espesor mucho mayor que el de una zapata aislada o corrida, dicha transmisión de cargas deben cumplir con ciertos requisitos de seguridad satisfaciendo las normas del ACI.

Para el cálculo del área de zapata se requiere comprobar que no se sobrepasan diversos estados límites de estabilidad y de hundimiento para ello se utilizan cargas y momentos de servicio. Lo cual consiste en dividir las cargas últimas, dentro del factor de carga última.

Para el diseño de la cimentación se utilizará como base lo que dicta la norma AGIES NSE 2 - 2018, y lo que indica el código ACI 318-19 para cimentaciones superficiales.

El área mínima de la base de la cimentación debe calcularse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados⁴⁸, por lo que se utilizarán las combinaciones de carga para dimensionar cimientos⁴⁹.

Zapatas concéntricas

Carga de servicio

$$P'u = P_u / F_{cu}$$

Donde:

P_u = carga axial que soporta la columna superior

$P_{p\text{sup}}$ = peso propio de la columna superior.

A_t = área tributaria.

$C_{U\text{tot}}$ = carga última total.

P_p viga = peso propio de vigas.

F_{cu} = factor de carga última.

Datos:

$P_u = 43 \text{ Ton.}$

⁴⁸ American Concrete Institute. ACI 318S-19. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. p. 203.

⁴⁹ Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural para Guatemala NSE 2*, 2018. p. 55.

$M_x = 5\,188 \text{ kg-m}$
 $M_y = 10\,029 \text{ kg-m}$
 $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$
 $rec = 7,5 \text{ cm}$
 $T_{zap.} = 40 \text{ cm}$
 $Secc. \text{ de col.} = 0,30 \times 0,30 \text{ m}$
 $V_s = 28,6 \text{ Ton / m}^2$
 $FCU = 1,3$
 $\gamma_s = 1,31 \text{ Ton / m}^3$
 $H_{col.} = 2,85 \text{ m}$
 $At. = 14,81 \text{ m}^2$

Carga axial

Debido que existe presión sobre el suelo se debe de considerar la carga de trabajo, el peso del suelo del desplante, el peso de la columna y el peso de la zapata.

Cálculo de la carga de trabajo

$$P_u = P' + P_{pcol.} + P_{zapata} + P_{suelo}$$

$$P_{col.} = a * b * L * \gamma_c = 0,3 * 0,3 * 2,85 * 2,40 = 0,616 \text{ Ton.}$$

$$P_{suelo} = A_{zap.} * Des. * \gamma_c = 1,7 * 1,7 * 1,5 * 1,31 = 5,68 \text{ Ton.}$$

$$P_{zap.} = A_{zap.} * Esp. * \gamma_c = 1,7 * 1,7 * 0,4 * 2,4 = 2,77 \text{ Ton.}$$

$$P_u = 33T + 0,616T + 2,77 T + 5,68T = 42,0 \text{ Ton.}$$

$$P'_t = \frac{P_{tot.}}{FCU} \quad M'_{tx-y} = \frac{M_{tx-y}}{FCU}$$

Donde:

P'_t = carga axial de trabajo sobre la zapata

M'_{tx-y} = momentos de trabajo en el sentido x-y

P_{utotal} = carga axial última.

M_{ux-y} = momentos últimos en el sentido indicado.

F_{cu} = factor de carga última.

$$P'_u = P_u / F_{cu} = 43 / 1,3 = 33\text{Ton}$$

$$M_{tx} = M_{ux} / F_{cu} = 5 / 1,3 = 3,8 \text{ T-m}$$

$$M_{ty} = M_{uy} / F_{cu} = 10 / 1,3 = 7,7 \text{ T-m}$$

Predimensionamiento Teoría de Winter (Área de la zapata)

$$A_z = \frac{P'_t}{V_s} = \frac{1,5 \cdot 33}{29} = 1,70 \text{ m}^2$$

Se propone una zapata de base cuadrada de 2,0 x 2,0m, con área de 4 m², en los espacios del lugar de la construcción.

Chequeo por presión sobre el suelo

Este chequeo nos permite determinar la carga máxima admisible la cual no debe ser menor que el valor del suelo soporte del suelo y mayor que cero.

$$e = \frac{M}{P} \quad e < k \quad K = \frac{bz}{6}$$

Comprobación: $e < K$

$$K = \frac{2}{6} = 0,33$$

$$e_x = \frac{3,8}{44} = 0,09; \text{ cumple, } e < k$$

$$e_y = \frac{7,7}{44} = 0,18; \text{ cumple, } e < k$$

Carga sobre la zapata

$$P_u = P' + P_{\text{col.}} + P_{\text{zapata}} + P_{\text{suelo}}$$

$$P_{\text{col.}} = a * b * L * \gamma_c = 0,3 * 0,3 * 2,85 * 2,4 = 0,616 \text{ Ton.}$$

$$P_{\text{suelo}} = A_{\text{zap}} * \text{Des.} * \gamma_c = 1,7 * 1,7 * 1,5 * 1,31 = 5,68 \text{ Ton.}$$

$$P_{\text{zap.}} = A_{\text{zap}} * \text{Esp.} * \gamma_c = 1,7 * 1,7 * 0,4 * 2,4 = 2,77 \text{ Ton.}$$

$$P_u = 33T + 0,616T + 2,77 T + 5,68T = 42,0 \text{ Ton.}$$

Cargas admisibles q_{min} , $q_{m\acute{a}x}$

Los valores de las cargas admisibles se determina mediante el cálculo del módulo inercial de la sección de la zapata en sentido (X, Y) con las siguientes expresiones:

$$S_x - y = \frac{b^3}{6}$$

$$Q_{max} = \frac{P}{Az} + \frac{Mx}{S_{x,y}} + \frac{My}{S_{x,y}} \leq V_s$$

$$Q_{min} = \frac{P}{Az} - \frac{Mx}{S_{x,y}} - \frac{My}{S_{x,y}} > 0$$

$$S = \frac{2^3}{6} = 1,33$$

$$q_{max} = \frac{44}{4} + \frac{3,8}{1,33} + \frac{7,7}{1,33} = 19,64 \text{ menor a } V_s$$

$$q_{min} = \frac{44}{4} - \frac{3,8}{1,33} - \frac{7,7}{1,33} = 2,36 > 0$$

$q_{m\acute{a}x} < V_s$, la presión no excede el valor soporte del suelo.

$q_{m\acute{i}n} > 0$, lo que indica que no existen presiones negativas en la zapata.

Presión última de diseño

$$Q_{dis} = F_{cu} * Q_{dis}$$

$$Q_{dis} = 1,3 * 19,64 = 25,53 \text{ T}$$

$$Q_{dis} = 25,53 \text{ T}$$

Cálculo del espesor de la zapata

Para zapatas, debe tener un espesor mínimo de 200 mm sobre los refuerzos⁵⁰ y un recubrimiento de 75 mm⁵¹.

Se asumirá un peralte de 40 cm. Y se propone acero No.5 con un diámetro de 1,91 cm².

Chequeo por corte simple

Regularmente la falla por esfuerzo cortante ocurre en forma diagonal a 45° al borde de la columna por lo que la fluencia del esfuerzo ocurre a una distancia igual al peralte efectivo de la zapata.

Peralte efectivo de la zapata.

$$d = t - \text{rec.} - \varnothing / 2$$

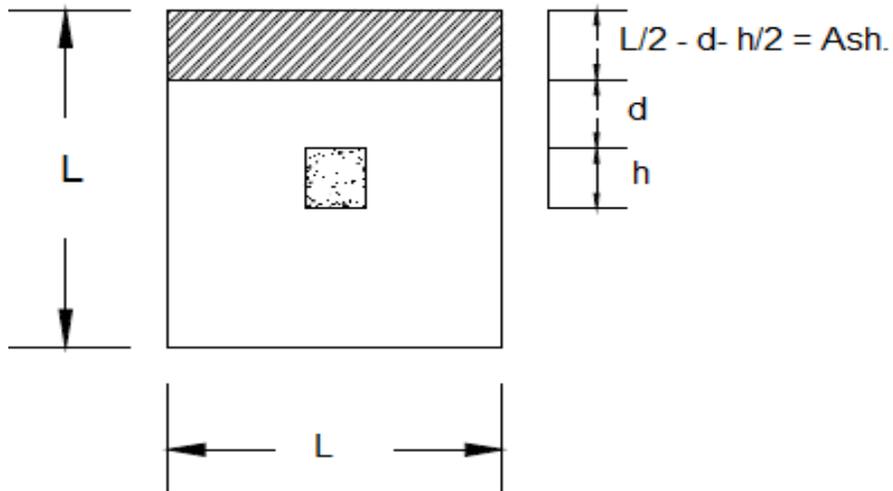
$$d = 40 - 7,50 - 1,99 / 2$$

$$d = 31,51 \text{ cm}$$

⁵⁰ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 203.

⁵¹ Ibid. p. 396.

Figura 78. Diagrama de corte simple



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Área donde actúa el cortante simple en la zapata

$$\text{Área ashurada} = (L / 2 - d_z - \text{col.}/2) = (2 \text{ m} / 2 - 0,3151 - 0,3 / 2) = 0,53 \text{ m}$$

Cálculo de corte actuante

$$V_{act} = b_z * A_{ash} * Q_{dis.}$$

$$V_{act} = 2 * 0,53 \text{ m} * 25,53 = 27,1 \text{ T}$$

El corte resistente (VR) se determina mediante ACI.

Para el cálculo del cortante resistente se establece un factor de reducción

$$\varphi = 0,85^{52}.$$

⁵² American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 405.

$$VR = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d / 1000$$

$$VR = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{210} \cdot 200 \cdot 31,51 / 1000 = 41,0 \text{ T}$$

$$VR = 41,0 \text{ Ton.}$$

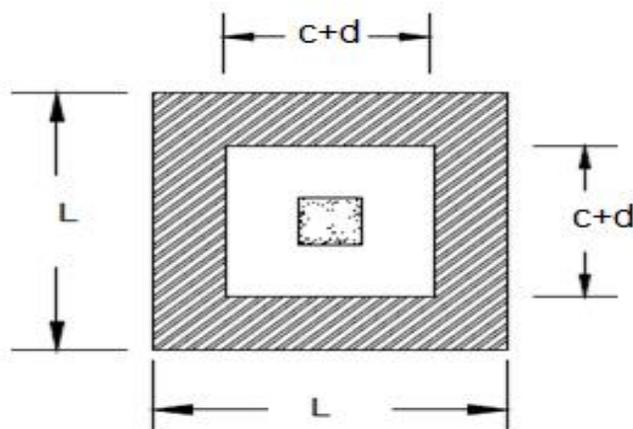
$$VR > V_{act.} = 41\text{T} > 27,1 \text{ T}$$

El espesor de zapata asumido es correcto.

Chequeo por corte punzonante

El corte por punzonamiento se produce a una distancia $d/2$ del perímetro de la columna, como efecto de los esfuerzos de corte transmitido por la columna a la zapata.

Figura 79. **Diagrama de corte punzonante**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

$$V_{act} = \text{Área ashurada} * Q_{dis}$$

$$A_{ash} = (L^2 - (c + d)^2) = (2^2 - (0,3 + 0,3151)^2) = 3,62$$

$$V_{act} = 3,62 * 25,53 \text{ T}$$

$$V_{act} = 92,42 \text{ Ton.}$$

Corte resistente por punzonamiento

Al igual que en el corte simple, el corte punzonante se analiza con base al corte punzonante actuante y resistente.

$$b_o = 4(c + d) = 4(30 + 31,51) = 246,04$$

$$V_{VR} = 0,85 * 1,06 * \sqrt{f_c} * b_o * d / 1000$$

$$V_{VR} = 0,85 * 1,06 * (\sqrt{210}) * (246,04) * 31,51 / 1000$$

$$V_{VR} = 101,22 \text{ Ton.}$$

$$V_{VR} > V_{act} = 101,22 \text{ T} > 92,42$$

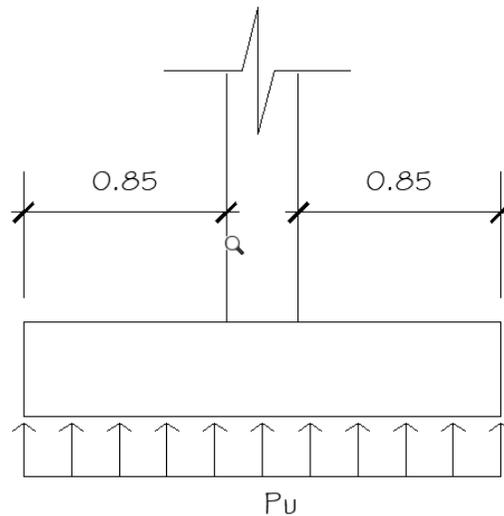
El espesor de zapata asumido resiste el corte por punzonamiento.

Diseño del refuerzo por flexión

Para el cálculo del refuerzo por flexión, se calcula el momento último actuante en cada sentido para encontrar las áreas de acero de refuerzo necesarias.

$$L = \frac{bz - bcol.}{2} = \frac{2 - 0,3}{2} = 0,85 \text{ m}$$

Figura 80. **Momento flector último sobre la zapata**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Datos:

$$b = 85 \text{ cm}$$

$$d = 31,51 \text{ cm}$$

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

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

Momento Flector

$$Mu = \frac{Qdis.* I^2}{2}$$

$$Mu = \frac{25,53*0,85^2}{2} = 9,22 T - m = 9,22 T-m$$

$$Mu = 9,22 T - m$$

Área de acero requerida para el momento flector último

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

$$As^- = 0,85 * \frac{210}{2810} \left[(200 * 31,51) - \sqrt{(200 * 31,51)^2 - \frac{9220*200}{0,003825*210}} \right]$$

$$As = 11,74 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero mínimo

$$As_{min} = 14,1*b*d / fy$$

$$As_{min} = 14,1 * 200 * 31,51 / 2810$$

$$As_{min} = 31,62 \text{ cm}^2$$

Como el acero del momento flector es menor que el A_{min} . entonces se utilizará $A_{smin.} = 31,62 \text{ cm}^2$.

Espaciamiento del refuerzo en la cama inferior.

Para losas no preesforzadas el espaciamiento máximo S, del refuerzo longitudinal corrugado deber ser el menor entre 2h y 450 mm⁵³.

$$S = 2*t = 2*40 = 80 \text{ cm}$$

$$S_{zinf} = \frac{Asvar * bz}{As} = \frac{1,99cm^2 * 200}{31,62cm^2} = 12,59 \text{ cm}$$

Se colocará Ø No.5 @ 12 cm en cama inferior en ambos sentidos.

Refuerzo por temperatura.

La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura calculada con respecto al área bruta de concreto no debe ser menor 0.0018, cuando se utiliza acero corrugado grado 60⁵⁴.

$$Ast = 0,0018 * bz * dz$$

$$Ast = 0,0018 * 200 * 31,51 = 11,34 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del refuerzo en cama superior

El espaciamiento del esfuerzo corrugado de retracción y temperatura no debe exceder el menor de 5 h y 450 mm⁵⁵.

⁵³ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 118.

⁵⁴ Ibid. p. 479.

⁵⁵ Ibid. p. 479.

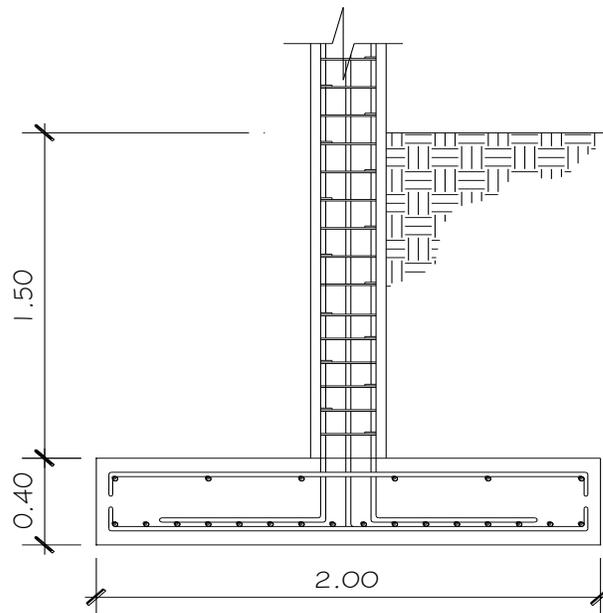
Se propone un armado con varilla No 5.

$$S = \frac{1,99 * 200}{11,34} = 35 \text{ cm}$$

$$S = 35 \text{ cm}$$

Se utilizará ØNo.5 @ 35 cm en ambos sentidos en cama superior.

Figura 81. **Detalle de armado de zapata concéntrica**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Cama superior
Ø No. 5 @ 35 cm
en ambos sentidos

Cama inferior
Ø No. 5 @ 12cm
en ambos sentidos

2.1.6.6. Diseño de gradas

Las escaleras se diseñan dentro de ciertas normas establecidas en las ordenanzas de la construcción para ofrecer comodidad y seguridad a quienes las transitan. Las gradas en esta edificación son independientes de la estructura del edificio, será mediante una junta sísmica. Para el diseño de gradas, se basa de acuerdo al Diseño de Estructuras de Concreto Armado⁵⁶, y el Método Práctico de Dibujo e Interpretación de Planos⁵⁷ para las condiciones de comodidad, que garantizan la relación de huella y contrahuella.

Las relaciones de comodidad deben cumplir los siguientes:

$$\text{Contrahuella} = C \leq 20 \text{ cm}$$

$$\text{Huella} = H > C$$

$$2C + H < 64 \text{ cm}$$

$$C + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm}$$

$$C \cdot H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

Para el diseño se asume un valor de contra huella de 16 cm, y una huella de 29 cm para las relaciones de comodidad.

$$\text{No. de escalones} = \frac{\text{altura}}{C} = \frac{285 \text{ cm}}{16} = 17,81 = 18$$

$$\text{No. de huellas} = \text{No. de contra huellas} - 1 = 18 - 1 = 17 \text{ huellas}$$

Chequeo de las dimensiones calculadas:

⁵⁶ Cfr. García, Juan Emilio Ortega. *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. p. 173-183.

⁵⁷ Cfr. García, William. *Método Práctico de Dibujo e Interpretación de planos 2*. Guatemala: Kamar, 2000.

$$C = 17 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

$$H = 29 \text{ cm} > C = 17 \text{ cm}$$

$$2C + H = 2 * 17 + 29 = 63 \leq 64 \text{ cm}$$

$$C + H = 17 \text{ cm} + 29 \text{ cm} = 46 \text{ cm}; \text{ entre } 45 \text{ a } 48 \text{ cm}$$

$$C * H = 17 * 29 = 493 \text{ cm}^2; \text{ } 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

La mayoría de las relaciones chequean por lo tanto las dimensiones son correctas.

Datos:

$$H = 2,85 \text{ m}$$

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

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

$$fy = 2 010 \text{ kg/ m}^2$$

$$\text{Acabados} = 80 \text{ kg/ m}^2$$

$$\gamma_c = 2 400 \text{ kg/ m}^2$$

$$C = 17 \text{ cm}$$

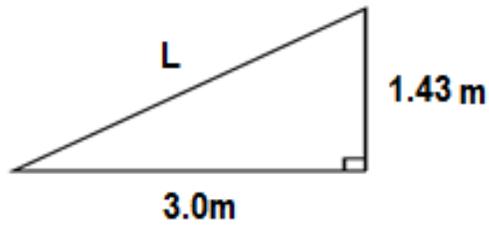
$$H = 29 \text{ cm}$$

Espesor de losa

Para el espesor de losa a utilizar, ésta será en una dirección, con un extremo continuo; se propone el espesor $t = L / 24^{58}$.

Análisis estructural del módulo de gradas

⁵⁸ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 94-95.



$$\sqrt{1,43^2 + 3^2}$$

$$L = 3,32 \text{ m}$$

$$T = 332 / 24 = 13,83 = 14 \text{ cm}$$

$$T = 14 \text{ cm}$$

Integración de cargas

$$P_{pgradas} = \gamma c (t + c/2) + acabados$$

$$Acabados = 80 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{pgradas} = 2400 (0,14 + 0,15/2)$$

$$P_{pg.} = 516 \text{ kg/ m}^2$$

$$CM = 516 + 80 = 596 \text{ kg /m}$$

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

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

$$CU = 1,4 * 596 + 1,7 * 500$$

$$CU = 1\,684,4 \text{ kg/m}$$

Cálculo de momentos actuantes

Según ACI 318S-19, sección 6.5.2 para losa unidireccional sobre dos apoyos.

$$M^+ = WL^2 / 9 = 1\,684,4 * 3,32^2 / 9 = 2\,062,9 \text{ Kg-m}$$

$$M^- = WL^2 / 14 = 1\,684,4 * 3,32^2 / 14 = 1\,326,15 \text{ Kg-m}$$

Cálculo del acero

$$\text{rec.} = 2,5 \text{ cm}$$

$$t = 14 \text{ cm}$$

$$d = 14 - 2,5 = 11,5 \text{ cm}$$

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

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{2\,810} * 100 * 11,5$$

$$A_{s_{min}} = 5,77 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\pm} = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mu * b}{0,003825 * f'_c}} \right]$$

$$As^- = 0,85 * \frac{210}{2810} \left[(100 * 11,5) - \sqrt{(100 * 11,5)^2 - \frac{2062,9 * 100}{0,003825 * 210}} \right]$$

$$As^+ = 7,48 \text{ cm}^2$$

$$As^- = 4,71 \text{ cm}^2$$

Debido que el acero requerido por el momento negativo es menor al acero mínimo, para el armado se utilizara el momento positivo para resistir al momento, y es = 7,48 cm²

Espaciamiento

$$S = \frac{1,27 * 100}{7,48} = 1,17$$

Para un buen armado se utilizará varilla No.4 @ 15cm.

Acero por temperatura

La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura calculada respecto al área bruta del concreto no debe ser menor que 0,0018 si se utilizan barras corrugadas grado 60⁵⁹.

$$Ast = 0,002 * t$$

$$Ast = 0,0018 * 100 * 14 = 2,52 \text{ cm}^2$$

⁵⁹ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 479.

Espaciamiento

$$S = \frac{1,27 * 100}{2,52} = 50,39 \text{ cm}$$

Para comodidad del armado se deberá utilizar varilla No.4 @ 20cm en sentido transversal, el detalle de armado se puede observar en los planos del anexo.

Sistema cajón del módulo de gradas

Se llama así porque la estructura principal de soporte son las propias paredes de mampostería en ambos lados que deben tener refuerzo de acero, donde todos los muros trabajan al mismo tiempo y soportan las cargas.

Para este sistema se determina el refuerzo requerido por muro, se calcula inicialmente las propiedades físicas de cada uno de éstos, las cuales consisten en el área (A_n), el módulo de la sección como el largo (L), espesor efectivo (b) y la altura del muro (H), de esta forma se procede a determinar el refuerzo para los muros de cada sección.

Refuerzo horizontal

El refuerzo vertical y horizontal la cuantía sumada de refuerzo complementario horizontal y vertical no será menor que 0,002 de la sección de la

pared y el refuerzo horizontal no será menor que 0,0007 de la sección de la pared⁶⁰.

Las paredes de mampostería deben reforzarse horizontalmente con un área de acero no menor de 0,0015 veces el área de la sección transversal de la pared si el refuerzo de fluencia del acero es de 2 325 kg/cm² (33 000 lb/plg²); 0,0013 veces si el esfuerzo de fluencia es de acero con esfuerzo a la fluencia de 2 820 kg/cm² (40 000 lb/plg²)⁶¹.

Cálculo de acero mínimo para refuerzo horizontal

$$A_{smin} = 0,0013(15)330 = 6,44 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 2 soleras de 15x15 cm con 4 var. No.3 equivalente a 5,68 cm²

Refuerzo vertical

Para el refuerzo vertical en paredes de mampostería, el área mínima de acero de refuerzo vertical será de 0,0007 para acero con esfuerzo a la fluencia de 2 820 kg/cm² (40 000 lb/plg²)⁶².

Cálculo de acero mínimo para refuerzo vertical

$$A_{smin} = 0,0007(15)330 = 3,47 \text{ cm}^2$$

⁶⁰ Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural para Guatemala NSE 7.4*, 2018. p. 26.

⁶¹ FHA. *Normas de Planificación y Construcción del FHA*. Guatemala: FHA, 1973. p. 67.

⁶² Ibid.

Se colocarán dos columnas principales de 20x20 con 4var. No.3 más una secundaria intermedia de 15x15 equivalente a 8,52 cm².

Ver planos en anexo el sistema cajón, módulo de gradas.

Detalle junta entre marco y muro de relleno

Los muros de relleno son paneles cuando no se diseñan adecuadamente entre marcos aumentan su rigidez en la estructura, por lo tanto, los rellenos de mampostería deben aislarse del marco por una separación suficiente. De esta manera, las paredes de relleno de mampostería no afectan el comportamiento del marco y los desplazamientos del marco no se restringen.

Una ventaja de aislar los rellenos de mampostería es que los muros se mantienen sin daños, reduciendo así los costos de reparación después del algún sismo. Las separaciones deben sellarse con un material elástico u otro material, para que los elementos puedan mostrar un comportamiento frágil y no ocasionar una falla dramática.

El poliestireno expandido también conocido como duroport es un material que por sus propiedades tiene diversos usos en la construcción entre los que podemos mencionar tales como: aislamiento térmico, protección de juntas, juntas de dilatación en viviendas y edificios, entre otros.

Para la separación entre muros y marcos se utiliza el material Duroport, dicho material hace que estos elementos trabajen adecuadamente sin daño alguno.

La separación entre marco y muro deberá estar en un rango de $0,01H / 2$, esto es para que la separación total del marco con el muro tenga una oscilación y el marco sin necesidad de que choque con el muro que le restrinja el movimiento⁶³.

$H = \text{altura entre piso del edificio} - (\text{peralte viga} + \text{peralte losa})$

$$H = 2,85\text{m} - 0,30 - 0,10 = 2,45 \text{ cm}$$

Entonces para juntas se utiliza la ecuación:

$$S = \frac{0,01H}{2} = \frac{0,01 \cdot 245}{2} = 1,2 \text{ cm} = 0,0122 \text{ m}$$

Para el espacio S, se utilizará 1,22 cm de duroport entre junta entre marcos, ver plano en anexo.

Cálculo de refuerzo horizontal y vertical

El refuerzo mínimo de la cuantía de acero de refuerzo horizontal, p_h , y vertical, p_v , no debe ser menor que 0,002, y ninguna de las dos cuantías debe ser menor que 0,0007⁶⁴.

Cálculo de acero mínimo para refuerzo horizontal

$$A_{smin} = 0,0013(15) 60 = 1,17 \text{ cm}^2$$

Se colocarán acero 1 No.4 @ 0,60 m

⁶³ Corzo, Mario. S.R. *Notas Mampostéricas*. Guatemala. p. 78.

⁶⁴ International Conference of Building Officials. *Uniform Building Code*. 505 p.

Cálculo de acero mínimo para refuerzo vertical

$$A_{smin} = 0,0007(15)100 = 1,05 \text{ cm}^2$$

Se colocarán acero 1 No.4 @ 1 m

Ver plano de junta entre marco y muro en anexo:

2.1.7. Diseño de instalaciones

Las instalaciones del edificio de oficinas municipales contarán con los servicios de agua potable, electricidad y drenajes, cada uno de ellos cubrirá las necesidades que tendrá el proyecto, teniendo en cuenta la cantidad de personas que lo ocupan.

2.1.7.1. Agua potable

El circuito de agua potable es un circuito cerrado, distribuido en dos servicios sanitarios, uno para damas y otro para caballeros, contando con lavamanos en cada uno. Se utilizará solo el primer nivel para los servicios sanitarios debido a que el segundo nivel es únicamente para salón de usos múltiples.

- Criterios para satisfacer las necesidades de los usuarios
 - La dotación de agua diaria es de 50 litros por persona.
 - Las redes se deben diseñar por circuitos cerrados.
 - La tubería mínima a utilizar es de PVC $\frac{3}{4}$ de pulgada de diámetro para los ramales principales y de $\frac{1}{2}$ pulgada de diámetro para las conexiones a los diferentes artefactos.

- En una intersección de tubería de agua potable y tubería de drenaje. La primera debe quedar como mínimo, 20 cm arriba de la segunda y se debe proteger con mortero por una longitud de un metro, para cada lado de la intersección.
- Drenaje.
- El sistema de drenaje de la edificación cuenta con dos sistemas separados, un sistema de drenaje de aguas negras que va al colector municipal y un sistema de drenaje de aguas pluviales.
- Condiciones para drenajes
 - Se deben colocar cajas de registro en la unión de dos o más colectores, o en cambios de dirección a cada 20 metros como máximo de longitud.
 - La pendiente de las tuberías enterradas deberá tener un mínimo de 2 % y un máximo de 6 %.
 - Los materiales del sistema deben ser resistentes a los materiales que transportan.

2.1.7.2. Eléctrica

La instalación eléctrica consistirá en dos circuitos de iluminación con un total 18 unidades de iluminación con lámparas de 2x40 watts para oficinas y baños y dos circuitos de fuerza para tomacorrientes, la cantidad de lámparas se distribuyeron según el espacio que ocupa cada ambiente. Ver planos apéndice 2.

2.1.8. Planos constructivos

En los planos constructivos se detallan en forma gráfica los elementos estructurales que forman el edificio en ejecución.

Planos constructivos que se utilizaron para este proyecto:

- Planta de arquitectura.
- Planta de cotas.
- Planta amueblada.
- Planta de acabados.
- Elevaciones y secciones.
- Planta de cimentación.
- Planta de losas y vigas.
- Detalles de losas y vigas.
- Detalles estructurales.
- Planta de drenaje sanitario.
- Planta pluvial.
- Planta de iluminación.
- Planta de Fuerza.

2.1.9. Presupuesto

El presupuesto se elaboró a base de precios unitarios, los precios de materiales se cotizaron en el lugar, los salarios de mano de obra la municipalidad proporcionó los que la aplica, en cuanto a indirectos se aplicó el sugerido por la municipalidad.

Tabla LIV. Presupuesto general de la edificación de dos niveles, para oficinas de Patzicía

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	TOTAL
TRABAJOS PRELIMINARES				
LIMPIEZA Y CHAPEO	204.46	m ²	Q 4.00	Q 817.84
NIVELACIÓN	204.46	m ²	Q 5.00	Q 1,022.30
RELLENO	4	m ³	Q 65.00	Q 260.00
TRAZO Y ESTAQUEADO	126	ml	Q 6.00	Q 756.00
EXCAVACIÓN	33.96	m ³	Q 112.00	Q 3,803.52
				Q 6,659.66
CIMENTACIÓN				
ZAPATA tipo A	15	Unidad	Q 3,182.08	Q 47,731.20
COLUMNAS				
COLUMNA TIPO C-1, 30X30	108	ml	Q 1,867.40	Q 201,679.20
COLUMNA TIPO C-2, 15X10	79.8	ml	Q 67.70	Q 5,402.46
				Q 207,081.66
LEVANTADO DE MURO				
SOLERA tipo dintel	338	m ²	Q 37.00	Q 12,506.00
SOLERA tipo sillar	79	ml	Q 97.60	Q 7,710.40
SOLERA tipo sillar	93	ml	Q 84.80	Q 7,886.40
SOLERA FINAL	158	ml	Q 91.70	Q 14,488.60
				Q 42,591.40
VIGAS				
VIGA TIPO A (30x30)	160.8	ml	928.6	149318.88
LOSAS				
LOSA PLANTA ALTA	131.93	m ²	Q 670.00	Q 88,393.10
LOSA PLANTA BAJA	131.93	m ²	Q 594.00	Q 78,366.42
				Q 166,759.52
PISOS				
Piso Cerámico 1er. Nivel	120	m ²	Q 145.00	Q 17,400.00
Piso Cerámico 2do Nivel	120	m ²	Q 165.00	Q 19,800.00
				Q 37,200.00
GRADAS				
INSTALACIONES SANITARIAS	1	Global	Q 19,500.00	Q 19,500.00
DRENAJES (Aguas Negras)				
DRENAJES (Pluvial)	1	Global	Q 3,700.00	Q 3,700.00
DRENAJES (Pluvial)	1	Global	Q 1,600.00	Q 1,600.00
AGUA POTABLE	1	Global	Q 2,500.00	Q 2,500.00
				Q 7,800.00
ELECTRICIDAD				
ELECTRICIDAD (Fuerza)	1	Global	Q 4,126.00	Q 4,126.00
ELECTRICIDAD (Iluminación)	1	Global	Q 5,932.00	Q 5,932.00
INSTALACION	1	Global	Q 3,900.00	Q 3,900.00
				Q 13,958.00
ACABADOS				
REPELLO DE PAREDES	482.28	m ²	75	36171
REPELLO DE CIELOS	237	m ²	100	23700
ACABADOS EN PARED	428.28	m ²	Q 60.00	Q 25,696.80
ACABADOS EN CIELO	237	m ²	Q 95.00	Q 22,515.00
				Q 108,082.80
ARTEFACTOS SANITARIOS				
INODORO	6	UNIDADES	Q 2,691.00	Q 16,146.00
LAVAMOS	2	UNIDADES	Q 750.00	Q 1,500.00
MIGITORIO	2	UNIDADES	Q 1,538.00	Q 3,076.00
AZULEJOS E INSTALACION 30x20cm	30	m ²	Q 192.00	Q 5,760.00
CERAMICOS E INSTALACION 33x33cm	22	m ²	Q 185.00	Q 4,070.00
				Q 30,552.00
VENTANERIA (HIERRO)				
VENTANA TIPO - 1, 3.58m X 1.3m	1	UNIDAD	Q 3,257.80	3257.8
VENTANA TIPO - 2, 2.60m X 1.3m	2	UNIDADES	Q 2,366.00	Q 4,732.00
VENTANA TIPO - 3, 2.53m X 1.3m	2	UNIDADES	Q 2,302.30	Q 4,604.60
VENTANA TIPO - 4, 1.5m X 1.3m	2	UNIDADES	Q 1,365.00	Q 2,730.00
VENTANA TIPO - 5, 0.93m X 0.46m	1	UNIDAD	Q 299.46	Q 299.46
VENTANA TIPO - 6, 0.85m X 0.46	1	UNIDAD	Q 273.70	273.7
				15897.56
PUERTAS(HIERRO)				
PUERTAS DE 2.25m x 0.6m	2	UNIDADES	Q 1,600.00	Q 3,200.00
PUERTAS DE 1.70 x 0.70m	4	UNIDADES	Q 1,100.00	Q 4,400.00
PUERTAS DE 2.5m x 0.9m	6	UNIDADES	Q 1,700.00	Q 10,200.00
LIMPIEZA	1	GLOBAL	Q 6,517.50	Q 6,517.50
				Q 24,317.50
TOTAL				Q 875,450.18

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

Tabla LV. **Cronograma físico-financiero del diseño de la edificación de dos niveles para oficinas municipales**

No.	REGLON	MES-1	MES-2	MES-3	MES-4	MES-5	MES-6	MES-7	TOTAL POR REGLON
A	PRELIMINARES								6659.66
B	CIMENTACION								47731.2
C	COLUMNAS								207081.66
D	VIGAS								149318.88
E	LOSAS								166759.52
F	LEVANTADO DE MUROS								42591.40
G	ACABADOS								108082.80
H	PISOS								37200
I	GRADAS								19500
J	INS. SANITARIAS								7800
K	ELECTRICIDAD								11958
L	ARTEFACTOS SANITARIOS								30552
M	VENTANERIA								15897.56
N	PUERTAS								24317.50
COSTO TOTAL									875450.18

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

2.1.10. Estudio de impacto ambiental inicial

Para la edificación de este proyecto, es común que afecte el ambiente, dado que habrá acciones humanas que lo provoquen, debido a eso, se buscará reducir el impacto que ocurre en el lugar de construcción.

Impacto que se producirá durante la fase de ejecución:

- Impactos Negativos
 - Ruidos de maquinaria: excavadoras, camiones, maquinaria rompedora, cortadora y acústicas.
 - Emisión de partículas: por excavación, conglomerantes, polvo por tránsito de maquinaria, descargas de materiales y otros.
 - Emisión de gases: por vehículos, disolventes maquinaria.

- Lodos: procedentes de excavación, lavado de materiales y maquinaria, entre otros.
- Impactos Positivos
 - Durante la ejecución del proyecto no se tendrá mayor complicación en cuanto al ambiente ya que no se tendrá emanaciones de polvo.
 - Por su ubicación el edificio no afectará a ningún recurso natural cultural ni arqueológico.
 - No se producirá ningún cambio de uso del suelo, ya que seguirá el mismo que se tiene.
 - En cuanto al tránsito vehicular y peatonal no tendrán problema a su paso ya que el predio es amplio, suficiente para acomodar cualquier material que se utilizará en la construcción.

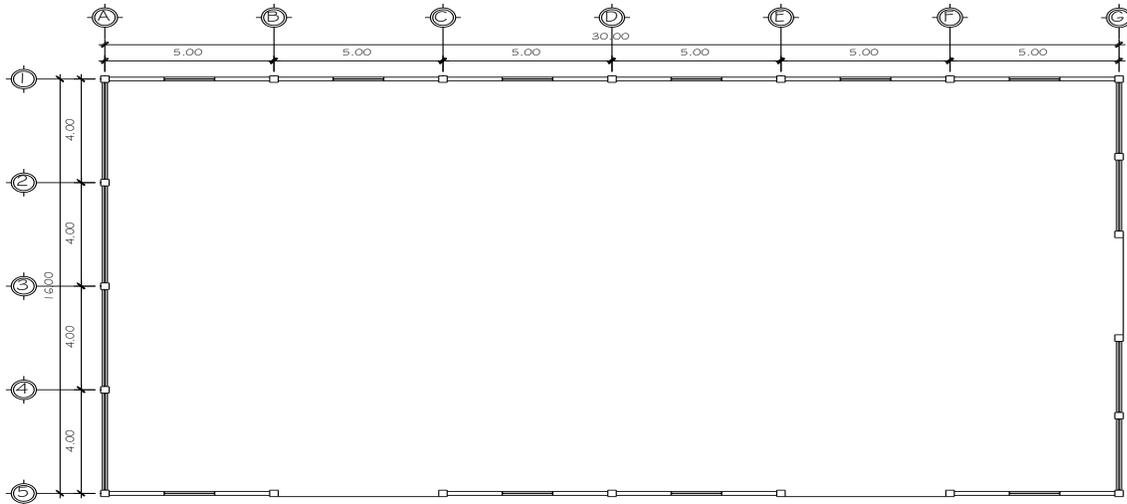
2.2. Diseño del gimnasio polideportivo municipal de Patzicía, Chimaltenango

El diseño del gimnasio contará con sus servicios sanitarios y vestidores para los usuarios, para tal efecto se colocará un techo curvo el cual tendrá un área a cubrir de 480 metros cuadrados. Es de fácil acceso peatonal y vehicular y de mucha vegetación alrededor y topografía plana.

2.2.1. Descripción del proyecto

El gimnasio polideportivo de Patzicía consta de un área de proyección 480 m² de construcción, el techo estará cubierto con conformados paneles metálicos curvos que cubrirá la estructura, estará apoyada con marcos dúctiles conformado por columnas, vigas y zapatas todas de concreto reforzado que completan los ambientes y servicios.

Figura 82. **Planta principal polideportivo municipal.**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.2.2. Determinación del área a construir

Por razones de espacio se escogió un área a la periferia de la cabecera municipal, tiene fácil acceso para la locomoción de peatones y vehículos es amplio tiene todas las facilidades para este tipo de construcción.

2.2.3. Normas y reglamentación para el diseño de instalaciones deportivas

Las normas y reglamentaciones especifican para cada deporte aspectos arquitectónicos, funcionamientos, dimensiones, trazo, orientación solar, iluminación, pavimentos, entre otros. que influyen en la práctica para cada especialidad que se trate.

Los deportes que se llevan a cabo a cielo cubierto y que no es necesario observar orientación de la cancha de juego, por estar iluminada artificialmente son:

Bádminton, Basquetbol, Billar Boliche, Boxeo, Esgrima, Judo, Levantamiento de pesas, Lucha en patines, Lucha grecorromana y Libre, Ping Pong, Squash, Tenis y Volibol.

Tabla LVI. **Dimensiones mínimas para canchas y campos deportivos**

2.1.10 TABLA DE DIMENSIONES MÍNIMAS PARA CANCHAS Y CAMPOS DEPORTIVOS

C.D.A.G.				
PLAN NACIONAL DE INSTALACIONES PARA EDUCACION FISICA, RECREACION Y DEPORTE				
TABLA DE DIMENSIONES MINIMAS PARA CANCHAS Y CAMPOS DEPORTIVOS				
INSTALACION	DIMENSIONES DE CANCHAS Y CAMPOS	DIMENSIONES CON ZONAS DE SEGURIDAD	ÁREA TOTAL M ²	OBSERVACIONES
1. CAMPO DE FUTBOL ENTRENAMIENTO	100 x 60	112 x 66	7,400	
2. CAMPO DE FUTBOL COMPETENCIA	105 x 68	117 x 74	8,660	
3. CAMPO DE FUTBOL Y PISTA ATLETICA 400m.	170 x 90	176 x 96	16,900	
4. ESTADIO FUTBOL Y ATLETISMO CAPACIDAD 2,000 PERSONAS		166 x 116	19,300	Incluye graderio y servicios
5. ESTADIO FUTBOL Y ATLETISMO CAPACIDAD 7,000 PERSONAS			21,000	
6. CANCHA BALONCESTO	26 x 14	30 x 18	540	
7. CANCHA VOLIBOL	18 x 9	24 x 15	360	
8. DIAMANTE BEISBOL	122 x 122	122 x 122	15,000	
9. PISCINA PARA ENTRENAMIENTO	25 x 10 superficie agua	20 x 40	800	Incluye vestuarios A.S. Y A.A.
10. PISCINA PARA COMPETENCIA	50 X 15 superficie agua	75 x 30	2,250	Incluye vestuarios A.S. Y A.A.
11. CANCHA TENIS	23.77 x 10.97	40 x 20	800	
12. GIMNASIO	40 x 30	40 x 30	1,200	Incluye admo. Y servicios

Fuente: C.D.A.G. *Plan Nacional de Instalaciones para Educación Física, Recreación y Deporte.* p. 20.

2.2.3.1. Principios generales

Para las funciones deportivas que rigen cada deporte es necesario de la utilización de normas, regulaciones y estándares establecidos para que todas las instalaciones deportivas en Guatemala están diseñadas de acuerdo a las mismas.

Las canchas deportivas o gimnasios se clasifican de la siguiente manera:

- Nivel del deporte a practicar.
- Canchas cubiertas o bajo techo y canchas abiertas o al aire libre.

Nivel del deporte a practicar

Para la construcción de canchas deportivas se definen previamente el nivel de deporte para el cual van a ser utilizadas. Pueden practicar las personas de un nivel profesional o las que únicamente buscan una recreación.

Canchas cubiertas o bajo techo y canchas abiertas o al aire libre:

Esta clasificación se caracteriza por su ubicación, ya que no necesitan un lugar específico respecto al sol, por otro lado, estas canchas cubiertas aparecen como factores de primer orden, el sistema de iluminación artificial, la ventilación y otros.

La superficie de juego:

Para estas canchas existen varias opciones a utilizar, fundamentalmente se basan en la superficie de juegos.

- Césped de grama (fútbol, basquetbol, voleibol)
- Concreto (baloncesto, voleibol, tenis)
- Asfalto (baloncesto, voleibol, tenis)

2.2.3.2. Predimensionamiento de elementos estructurales

Predimensionamiento de los elementos estructurales consiste en determinar las características de la edificación. Después de seleccionar el sistema estructural, se procede a estimar las secciones de los elementos que irán de soporte para el servicio de toda la estructura, según lo determina el reglamento ACI.

2.2.3.3. Principios de iluminación y ventilación

La iluminación debe ser abundante y uniformemente distribuida, evitando la proyección de sombras y contrastes muy marcados, en cuanto a la ventilación tiene que ser uniformemente distribuida en los ambientes con el 30 % del área del piso.

2.2.3.4. Otros criterios a considerar

Es fundamental tomar en cuenta el tamaño, la ubicación y la orientación, para aprovechar la luz solar y el viento. La orientación del edificio debe de ser de norte a sur, sin embargo, la orientación será definida en el terreno.

Para una mejor iluminación es necesario que los acabados sean brillantes y buen color para que tengan una buena reflexión a la luz.

2.2.4. Diseño Arquitectónico

El diseño se hizo de acuerdo a los requerimientos establecidos anteriormente su orientación fue de norte a sur, con suficiente espacio amplio, con techo curvo y ventilación adecuada, servicios sanitarios para damas, caballeros y entrada principal amplia. Basado en el tipo de clima de la región el diseño arquitectónico se determinó ante la solicitud de las acciones externas que puedan incidir en dicho lugar, dado que una estructura depende generalmente del clima y de los materiales disponibles que hay el lugar para su ejecución.

2.2.4.1. Ubicación del edificio dentro del predio

El inmueble es propiedad municipal, el cual se encuentra ubicado en el antiguo rastro de la misma jurisdicción. El terreno donde se va a construir el gimnasio está libre de relleno, pero se necesita ser demolido el antiguo rastro municipal para la construcción del nuevo edificio. Su orientación es de norte a sur como lo establece las normas deportivas CDAG aprovechando la luz natural en todo el sentido del edificio, aprovechando también que la posición del terreno se encuentra en ese sentido de norte a sur.

2.2.4.2. Distribución de ambientes

La distribución de ambientes es de un salón con área para practicar los deportes de papi fútbol, voleibol y baloncesto, en cuanto a servicios sanitarios y vestidores.

2.2.4.3. Alturas y cotas

Como este proyecto es para actividades deportivas se requiere de espacios amplios, entonces para determinar su altura se consideraron condiciones del clima en la región y la cantidad de usuarios que albergará el gimnasio.

Tendrá una altura en todo el perímetro de 5,50 metros en los extremos a partir del nivel de referencia.

2.2.5. Análisis estructural

A través del análisis de estructuras se establecen los esfuerzos y las deformaciones a las que se exponen la estructura por la acción de agentes externos (cargas vivas, muertas y fuerzas horizontales)

2.2.5.1. Selección del sistema estructural

De acuerdo con las autoridades municipales se tomó la determinación que para la realización de este proyecto se hiciera con un modelo de cubierta curva con material de aluminio y zinc. Y para su estructura con marcos dúctiles de concreto reforzado y muros de mampostería reforzada, los servicios sanitarios y vestidores de mampostería reforzada y losa de concreto reforzado

2.2.5.2. Predimensionamiento de elementos estructurales

Para el predimensionamiento de los elementos estructurales se utilizará la tabla LVII. Para alturas mínimas de vigas, se aplicará lo que establece en el código ACI 318S-19.

Tabla LVII. **Valores de pre dimensionamiento para vigas**

Condición de apoyo	Altura mínima, h ^[1]
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Fuente: ACI 318S-19. *Altura mínima de vigas no preesforzadas*. Tabla 9.3.1.1. p. 133.

Para viga se consideró el valor de la tabla L / 18,5

$$H = 3,00 / 18,5$$

$$H = 0,16 \text{ m}$$

Para mayor seguridad como se trata de una viga canal se utilizará una sección de 25x 35 cm.

Columnas

- Para columnas; el código ACI recomienda una sección mínima de 400 cm².
- Donde A_s estará comprendido entre; ($A_s = (0,01 \%A_g - 0,06 \%A_g)$) de acuerdo al ACI318S-19, capítulo 18.7.4.1.

Para sección mínima se aplicada la siguiente ecuación.

$$\text{Sección } 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$P_o = 0,85 * f'c(A_g - A_s) + f_y * A_s, \text{ ACI 318-19, sección 22.4.2.2}$$

$$P_n = 0,85 * [0,85 * f'_c (A_g - A_s) + f_y * A_s]$$

$$P = 0,80 * (f'_c * A_g + f_y * A_s)$$

$$P = 0,80 * (210 * A_g + 2 810 * A_s)$$

El resultado de la sección de la columna es menor que la sección mínima recomendada por el ACI; y de acuerdo a la magnitud e importancia de la obra se utilizará una sección de 25*25 cm.

Zapatas

Tanto como las columnas, las zapatas también están ligadas bajo ciertas cargas; para este caso se analizará el diseño de zapatas para soportar la carga admisible que debe ser menor que el valor soporte del suelo, para que resista los cortes actuantes en la cual están sometidas.

Para el predimensionamiento de la cimentación, se tomarán los datos obtenidos de la columna y los resultados del valor soporte del suelo, para el proyecto se utilizarán zapatas cuadradas aisladas concéntricas.

Donde:

$$A_z = P_u / V_s$$

A_z = área de la zapata en m²

P_u = carga axial que soportará la zapata en kg

V_s = valor soporte del suelo en kg/m²

Para una zapata cuadrada, las dimensiones del elemento se obtienen del cálculo de la raíz cuadrada del área de la zapata.

$$b = \sqrt{Az}$$

$$P_{uz} = P_{techo} + P_{viga\ canal} + P_{col.}$$

$$P_{uz} = 1104,36 + 5*0,25*0,35*2\ 400 + 5,5*0,25*0,25*2\ 400 = 2\ 979,36\ kg$$

$$A_z = \frac{2\ 979}{50*1\ 000} = 0,060\ m^2$$

$$b = \sqrt{0,06} = 0,24\ m$$

Para el diseño estructural de la zapata, el elemento tendrá como dimensiones; un peralte de 30 cm y de base 1x1 para mayor seguridad.

Especificaciones técnicas para techo curvo

- Las cubiertas auto soportadas, ahorran mucho tiempo de colocación, su tiempo de colocación es 50 % menor que el de cualquier otro sistema convencional, simplificando la obra y su control.
- Las cubiertas auto soportadas, reducen las cargas gravitatorias, por su menor peso unitario, por unidades de superficie cubiertas. Gracias a ello se consigue una reducción proporcional de todo el sistema constructivo, ya que las cargas que hay que llevar a los cimientos son menores.
- Este tipo de cubiertas, con un cuidado, diseño y planteamiento con la obra, pueden ser más económicas que otras soluciones.
- Puede realizarse hasta 30 m de luz, con cubiertas auto soportadas isostáticas (estáticamente determinada) sin apoyos intermedios.
- Este sistema se considera más económico ya que no genera residuos en obra, dado que se realiza totalmente a medida, directamente, en origen y se monta, sin restos de recortes sobrantes de material.

2.2.5.3. Cargas de diseño

Son cargas que actúan sobre las estructuras, según la dirección se transforman en verticales (vivas y muertas), y horizontales (ambientales).

Tabla LVIII. Cargas de diseño para techo curvo

Cargas de diseño	Reacciones en lb/pie	en lb/pie ²
Carga muerta (reacciones ambos a apoyos)	reacción vertical reacción horizontal	2,65 2,65
Carga de viento (reacción apoyo izquierdo)	reacción vertical reacción horizontal	10,00 10,00
Carga de viento (reacción apoyo derecho)	reacción vertical reacción horizontal	10,00 10,00
Carga de viva (reacción ambos apoyos)	reacción vertical reacción horizontal	08,00 08,00

Fuente: elaboración propia, Complejo AYCO, Km.19, Carretera a San José Pinula.

Párrafo: El fabricante proporcionó lo referente a cargas vivas y muertas aplicables a los techos curvos.

Tabla LIX. Relación flecha/ luz

Para relaciones de flecha luz de 1/6:

Reacciones por cada arco de 1 pie de ancho (en lbs)

Luz (m)	Flecha (m)	Carga Muerta (Lbs/pie ²)	Reac. Horiz.	Reac. Vert.	Carga viva (Lbs/pie ²)	Reac. Horiz.	Reac. Vert.	Carga de viento (Lbs/pie ²)	Reac. Horiz. Izq.	Reac. Vert. Izq.	Reac. Horiz. Der.	Reac. Vert. Der.
9.0	1.50	2.64	60.35	41.76	8.00	174.22	118.11	10.00	-6.15	-51.59	6.15	21.91
10.0	1.67	2.64	67.05	46.40	8.00	193.58	131.23	10.00	-6.83	-57.66	6.83	24.34
11.0	1.83	2.64	73.76	51.04	8.00	212.94	144.36	10.00	-7.52	-63.42	7.52	26.79
12.0	2.00	2.64	80.45	55.68	8.00	232.30	157.48	10.00	-8.20	-69.19	8.20	29.21
13.0	2.17	2.64	87.17	60.32	8.00	251.66	170.60	10.00	-8.58	-74.95	8.58	31.05
14.0	2.33	2.64	93.87	64.97	8.00	271.02	183.72	10.00	-9.57	-80.72	9.57	34.08
15.0	2.50	2.64	100.58	69.61	8.00	290.37	196.58	10.00	-10.25	-86.48	10.25	36.52
16.0	2.67	2.64	107.28	74.25	8.00	309.73	209.97	10.00	-10.93	-92.25	10.93	38.95
17.0	2.83	2.64	113.99	78.89	8.00	329.09	223.09	10.00	-11.62	-98.02	11.52	41.38
18.0	3.00	2.64	120.69	85.53	8.00	348.45	236.22	10.00	-12.30	-103.78	12.30	43.82
19.0	3.17	2.64	127.40	88.17	8.00	367.81	249.34	10.00	-12.96	-109.55	12.96	46.25
20.0	3.33	2.64	134.10	92.81	8.00	387.17	262.46	10.00	-13.67	-115.31	13.67	48.09
21.0	3.50	2.64	140.51	97.45	8.00	405.52	275.59	10.00	-14.35	-121.08	14.35	51.12
22.0	3.57	2.64	147.51	102.09	8.00	425.88	288.71	10.00	-15.03	-126.54	15.03	53.56
23.0	3.83	2.64	154.22	108.73	8.00	445.24	301.83	10.00	-15.72	-132.61	15.72	55.59
24.0	4.00	2.64	160.82	111.37	8.00	464.60	314.96	10.00	-16.40	-132.38	16.40	58.43

Fuente: elaboración propia, Complejo AYCO, Km.19, Carretera a San José Pinula.

2.2.6. Diseño estructural

Para esta sección se utilizan los resultados anteriores para determinar las dimensiones finales de los elementos estructurales principales cubierta, vigas, y columnas como el acero de refuerzo que complementará toda la estructura.

2.2.6.1. Diseño de cubierta

La decisión sobre qué tipo de techo a usar es de vital importancia en cualquier proyecto. Esta decisión se relaciona con la rapidez de ejecución, la fachada de la construcción, la nitidez exterior e interior, la temperatura deseada, el gasto de mantenimiento, el costo del techo y otros factores que afectarán a la obra. Para este proyecto las autoridades municipales solicitan que fuera de este tipo curvo.

Material

El material consiste en paneles de lámina de acero, de calidad estructural, recubierta con ALUZINC (una aleación de aluminio y zinc, en su mayoría aluminio) que es extremadamente resistente a la corrosión, lo que da un resultado de durabilidad por más tiempo.

El ancho a cubrir y las cargas a las que estará sometida definen los espesores de la lámina que se utilizará en cada caso, los cuales equivalen aproximadamente a lo que comercialmente se conoce como calibres, para este proyecto se utilizará un calibre 26, haciendo notar que lámina es de acero estructural.

El peso de la cubierta sin importar el calibre no excede de 2,8 lb-pie² de peso propio, dato dado por fabricante.

2.2.6.2. Selección de la estructura del soporte de la cubierta

La selección del sistema estructural es a base de columnas aisladas y la mampostería reforzada se utilizará únicamente como cerramiento del salón, eso quiere decir que no soportará ningún peso el techo, solo su propio peso, lo que significa que habrá una junta de construcción entre el muro y la columna.

2.2.6.3. Diseño de los elementos

Los techos curvos auto portantes tipo curvo Ayco son aquellos que son conformados por varios paneles curvos que en conjunto forman una membrana estructural, cada panel tiene un ancho de 30,50 cm y van unidos unos con otros de forma mecánica, lo cual garantiza cero goteras.

Datos proporcionados por el fabricante:

Medidas a rostro interno de muro, no se contempla cuchilla ni entre ancho

DIMENSIONES DEL PROYECTO

LUZ y LARGO:	→Luz =	16.00 m
	→Longitud=	30.00 m
	→Flecha=	2.67 m
	→Altura=	5.50 m
	→Naves=	1.00 u
AREA PLANA:	→AREA=	480.00 m ²



FORRO FRONTAL: Se Contempla con apoyo realizado por el cliente
 FORRO POSTERIOR: Se Contempla con apoyo realizado por el cliente

ESPECIFICACIONES DE MATERIAL A UTILIZAR

Normas de Lámina: ASTM A792, diseño bajo cargas CV: 8 lbs/pie² y CM: 2.6 lbs/pie²
 CV: CARGA VIVA, CM: CARGA MUERTA.

NORMA DE FABRICACION DE LAMINA: ASTM A-792, GRADO 50.

CALIBRE DE LAMINA DE CUBIERTA:	%	CALIBRE
-	80%	26
-	20%	24
-	-	22
-	-	20

Fuente: elaboración propia, datos del gimnasio polideportivo de Patricia, Chimaltenango

Longitud = 30 metros

Ancho = 16 metros

Altura = 5,50 metros

Luces y flechas permisibles

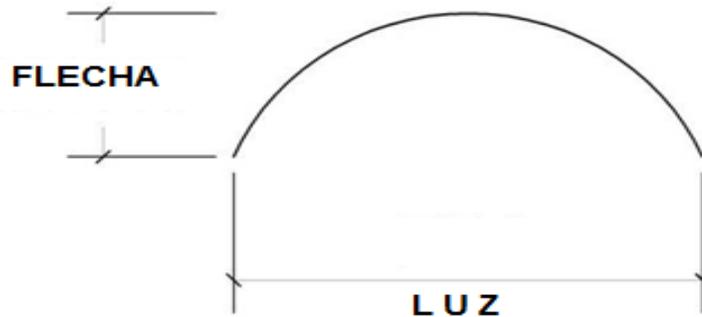
Luz máxima = 30,00 m

Luz mínima = 2,00 m

Rel. Flecha/luz máx. = 1/2

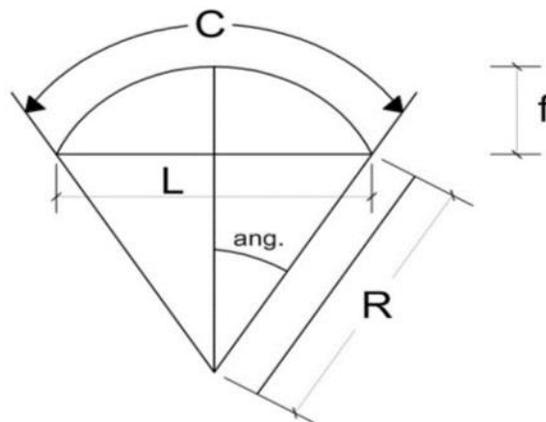
Rel. Flecha/luz mín. = 1/10

Figura 83. **Diagrama de relación luz / flecha**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Figura 84. **Diagrama de radio de curvatura**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Donde:

R: Radio de Curvatura

L: Luz Libre

C: Longitud de desarrollo

f: Flecha

$$R = \frac{L^2 + f^2}{2 * f} \rightarrow R = \frac{16^2 + 2,67^2}{2 * 2,67} = 13,32$$

Cálculo del ángulo

$$A = \text{Sen}^{-1} [L/2R] = \text{Sen}^{-1} [16/2 * 13,32] = 36,91$$

Cálculo de longitud de desarrollo

$$C = \frac{\pi * R * \text{ángulo}}{90} = \frac{3,14 * 13,32 * 36,91}{90} = 17,15 \text{ m}$$

Carga muerta

Cargas muertas son aquellas que actúan permanentemente en una construcción tales como el peso de los materiales e instalaciones, entre otros.

Se define en función de la luz y la flecha en el caso del techo curvo no será mayor que $2,60 \text{ lb/pie}^2 = 12,69 \text{ kg/m}^2$ (Carga muerta que establece el fabricante)

Ancho de lámina: 30,50 cm

Separación entre columnas: 5,0 m

16,39 paneles en 5,0 m

$P_{\text{peso por panel}} = \text{ancho lamina} * \text{long. desarrollo} * \text{peso carga muerta}$

$$P_{\text{peso por panel}} = 0,305 * 17,15 * 12,69 = 67,38 \text{ kg}$$

$$P_{\text{peso total}} = 16,39 * 67,38 = 1\ 104,36 \text{ kg}$$

$$C.M = 1\ 104,36 / 16 = 69,02 \text{ kg/m}$$

Carga viva

Se consideran cargas vivas a las que obran en la construcción y que no tienen carácter permanente como: la lluvia, ceniza volcánica, instalaciones eléctricas, cielo falso, marcadores electrónicos, entre otros, el fabricante considera un valor de 8 lb/pie² (39,06 kg/m²).

Carga de viento

La carga de viento es la fuerza ejercida por una masa de aire en movimiento provocando presión en partes de la estructura dependientes de las condiciones de ubicación, altura, geometría, orientación de la estructura todo con relación al viento; su valor es de 10 lb/pie² (48,82 kg/m²) (Carga de viento que establece el fabricante)

Total de Cargas

Carga muerta = 69,02 kg/m

Carga viva = 39,06 kg/m

Carga de viento = 48,82 kg/m

Carga total = 156,90 kg/m

Relación óptima de luz

Después de su fabricación los paneles se engrapan formando grupos o paquetes, luego se montan sobre la base principal viga canal, así queda instalado el techo curvo metálico más rápido que se conoce en el mercado.

Diseño de techos

Para el diseño de la cubierta las luces a cubrir, tenemos la siguiente tabla (relación flecha/luz óptima) se selecciona la relación óptima de flecha/luz, dependiendo su diseño arquitectónico que se haya determinado, existen cinco soluciones básicas y son las siguientes:

Tabla LX. **Diseño de techos**

SOLUCION	Luz min. (m)	Luz max. (m)	Relación flecha/luz óptima
 PISO A PISO	4.00	20.00	1/2
 SOBRE PAREDES O ESTRUCTURA METÁLICA	2.00	30.00	1/6
 SOBRE PAREDES O ESTRUCTURA METÁLICA EMPLEMENTE APOYADA	2.00	8.00	1/10
 CURVA	4.00	14.00	1/8
 RECTA	0.10	60.00	

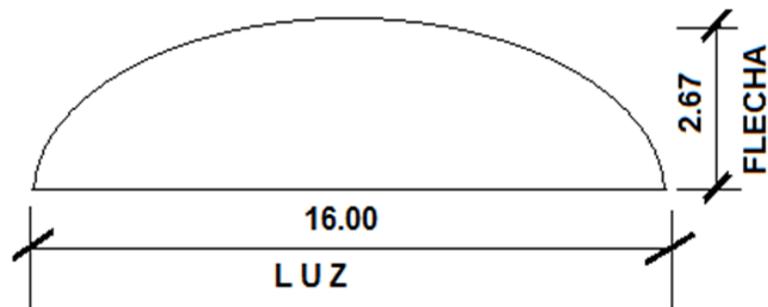
Fuente: Complejo AYCO, Diseño de techos. Km.19, Carretera a San Jose Pinula, www.ayco.com.gt. Consulta: julio de 2018.

Cálculo de flecha

$$F = L / 6$$

$$F = 16 / 6 = 2,67\text{m}$$

Figura 85. **Detalle de la cubierta flecha/luz**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

De acuerdo a los datos anteriores, se obtuvieron los siguientes resultados.

1. Luz	16,00 m	
2. Flecha	2,67 m	calculado
3. Carga muerta	2,65 lb/ pie ²	(dato del fabricante)
4. Reacción horizontal	107,28	según tabla
5. Reacción vertical	74,25	según tabla
6. Carga viva	8,0 lb/ pie ²	(dato del fabricante)
7. Carga de viento	10,0 lb/ pie ²	(dato del fabricante)

Diseño de viga canal

Para este caso la viga canal se construirá de concreto armado, en este elemento estructural estará simplemente apoyado al techo curvo, la función de esta viga es de desalojar el agua proveniente del techo e irá apoyada a las columnas.

El recubrimiento mínimo para una viga de concreto es de 40 mm⁶⁵. La varilla longitudinal a utilizar se propone de acero Ø No. 4, con refuerzo transversal de acero Ø No. 3.

Predimensionamiento de viga

Debido a que el elemento a predimensionar es una viga canal, para facilidad de diseño, se utilizará la información que el fabricante recomienda que sea construida conforme sea la relación de flecha/luz.

Datos:

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

$$f'_c = 210 \text{ kg}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = 35 \text{ cm}$$

$$d = 35 - \text{rec.} - \text{Ø} / 2$$

$$d = 35 - 4 - 1,27 / 2 = 30,37 \text{ cm}$$

⁶⁵ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 396.

Peso propio de la viga

$$CM = 0,35 * 0,25 * 5 * 2\ 400 = 1\ 050\text{ kg}$$

Cálculo de momento y corte

$$M_- = \frac{WL^2}{12} = \frac{1\ 050 * 5^2}{12} = 2\ 188\text{ kg-m}$$

$$M_+ = \frac{WL^2}{24} = \frac{1\ 050 * 5^2}{24} = 1\ 094\text{ kg-m}$$

$$V = \frac{WL}{2} = \frac{1\ 050 * 5}{2} = 2\ 625\text{ kg- m}$$

Diseño por flexión

Para elementos sometidos a flexión, el código ACI 318S-19⁶⁶, recomienda que el acero mínimo debe ser el mayor que (a) A_{smin} y (b) A_{smin} .

Acero mínimo

$$A_{smin} = (14,1 / f_y) * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{14,1}{2\ 810} * 25 * 30,37$$

$$A_{smin} = 3,81\text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = (0,80 * \sqrt{f'_c} / f_y) * b * d$$

⁶⁶ Cfr. *American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.* p. 139-140.

$$A_{smin} = \frac{0,8\sqrt{210}}{2810} * 25 * 30,37$$

$$A_{smin} = 3,13 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el acero mayor 3,81 cm²

Acero máximo

$$A_{smáx} = \rho_{máx} * b * d$$

$$\rho_{máx} = 0,50 * \rho_{bal}$$

La cuantía de refuerzo ρ no debe exceder 0,025⁶⁷.

Acero balanceado

$$A_{sbal.} = \rho_{bal} * b * d$$

$$\rho_{bal} = \left(\beta * 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} \right) * \left(\frac{6090}{6120 + f_y} \right)$$

$$\rho_{bal} = \left(0,85 * 0,85 * \frac{210}{2810} \right) * \left(\frac{6090}{6090 + 2810} \right) = 0,037$$

$$\rho_{bal} = 0,037$$

$$\rho_{máx} = 0,50 * \rho_{bal}$$

$$\rho_{máx} = 0,5 * 0,037 = 0,0185$$

$$A_{smáx} = \rho_{máx} * b * d = (0,0185) * 25 * 30,37 = 14 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 14 \text{ cm}^2$$

⁶⁷ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 311-312.

El área de acero para la viga principal debe de estar entre los límites de:

$$3,81 \text{ cm}^2 \leq A_s \text{ viga} \leq 14 \text{ cm}^2$$

Área del acero requerido para el momento negativo de A – B

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

$$A_s^- = 0,85 * \frac{210}{2810} \left[(25 * 30,37) - \sqrt{(25 * 30,37)^2 - \frac{2188 * 25}{0,003825 * 210}} \right]$$

$$A_s^- = 2,94 \text{ cm}^2$$

$$A_s^+ = 1,45 \text{ cm}^2$$

Armado de viga inferior

Para el armado de la cara superior, debe tener al menos dos barras continuas como mínimo⁶⁸, con el mayor de los siguientes valores:

$$A_s \text{ min} = 3,81 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318S-19, sección 9.6.1.2.)}$$

- $1/4 * A_s^-(\text{mayor}) = 1/4 * 2,94 \text{ cm}^2 = 0,74 \text{ cm}^2$ (ACI 318S-19, sección 18.6.3.2)
- $1/2 * A_s^-(\text{nodo}) = 1/2 * 2,94 = 1,47 \text{ cm}^2$ (ACI 318S-19 sección 18.6.3.2).

⁶⁸ American Concrete Institute. ACI 318S-19. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. p. 311.

Para armado cama inferior se utilizará 2 varillas Ø No.4 corridas ($A_s = 3,81 \text{ cm}^2$).

Armado de viga superior

Para el armado de la cara inferior, debe tener al menos dos barras continuas como mínimo⁶⁹, con el mayor de los siguientes valores:

- $A_{smin} = 3,81 \text{ cm}^2$ (ACI 318S-19 sección 9.6.1.2).
- $1/4 * A_s - (\text{mayor}) = 1/4 * 2,94 \text{ cm}^2 = 0,74 \text{ cm}^2$ (ACI 318S-19 sección 18.6.3.2).

Colocar A_{smin} , equivalente a 3 varillas No.4 corridas = $3,87 \text{ cm}^2$.

Cálculo del corte resistente

$$V_{cu} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v$$

Donde:

ϕ = factor de reducción de resistencia a corte en vigas = 0,85

$$V_{cu} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 30 \text{ cm} * 30,37 \text{ cm}$$

$$V_{cu} = 5\,948 \text{ kg}$$

⁶⁹ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 311.

Corte máximo actuante obtenido anteriormente

$$V_u = 2\,625 \text{ kg-m}$$

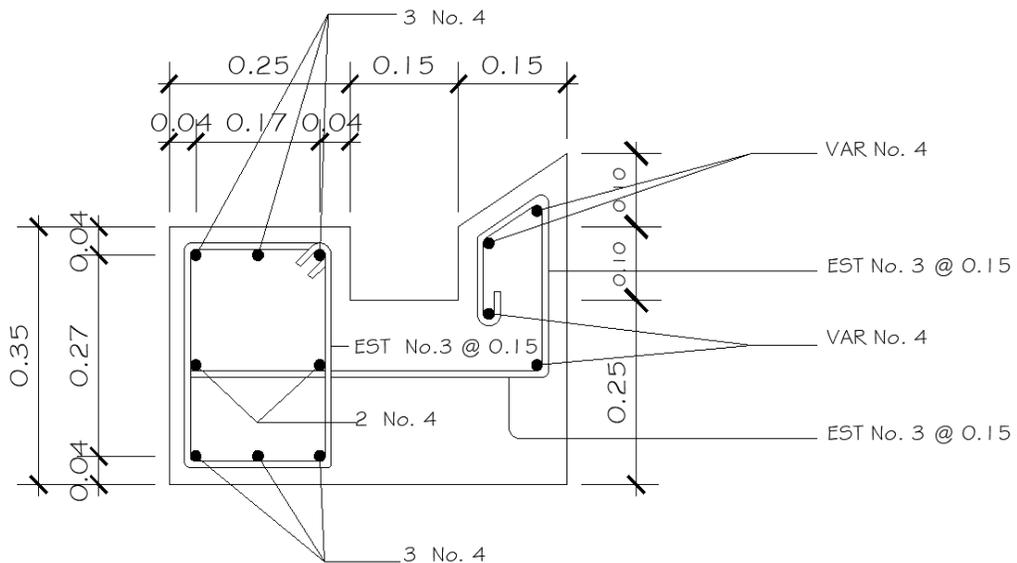
$V_{cu} > V_u$ la viga necesita estribos solo por armado, a $S_{\text{máx.}} = d/2$

$$S_{\text{máx.}} = 30 / 2 = 15 \text{ cm}$$

Para el armado del resto de la viga se utilizarán estribos No. 3 @ 15 cm.

Debido que la separación de las camas excede 300 mm es necesario colocar refuerzo adicional, para prevenir agrietamiento⁷⁰, en este caso se agregó refuerzo de 2 varillas No.4 en la sección como se observa en el armado de abajo.

Figura 86. Armado de sección de viga canal



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

⁷⁰ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 311.

2.2.6.4. Diseño de columnas

Las columnas son los elementos estructurales que sostienen las cargas verticales a compresión, como los momentos flexionantes respecto a la sección transversal, para este caso se diseñarán secciones de base cuadrada, el procedimiento a seguir a continuación:

El área de refuerzo longitudinal mínimo y máximo, A_{st} , debe ser al menos $0,01 A_g$ y no debe exceder $0,06 A_g$ ⁷¹.

$$1 \% * A_g \leq A_s \leq 6 \% A_g$$

Área de acero mínimo

$$A_{smin} = 1 \% * A_g ; A_{smin} = 1 \% * (25 \text{ cm} * 25 \text{ cm}) = 6,25 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo

$$A_{smáx} = 6 \% * A_g ; A_{smin} = 6 \% * (25 \text{ cm} * 25 \text{ cm}) = 37,5 \text{ cm}^2$$

Datos de la columna:

Sección = 0,25x0,25 m

Altura = 5,50 m

$$CM = 2,65 \text{ lb/pie}^2 = 69,02 \text{ kg/m}^2 + \text{peso de viga (1 050 kg/m}^2) = 1 119,02 \text{ kg/m}^2$$

⁷¹ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 317.

$$CV = 8 \text{ lb/pie}^2 = 39,12 \text{ kg / m}^2$$

$$CD = 10 \text{ lb/pie}^2 = 48,90 \text{ kg / m}^2$$

Cálculo de carga axial

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

$$CU = 1,4 * 1 119,02 + 1,7 * 39,06 + 1,7*48,90$$

$$CU = 1 716,26 \text{ kg/ m}^2$$

Factor de carga Última

$$FCU = \frac{CU}{CM+CV+CD} = \frac{1 716,16 \text{ kg/m}^2}{(1119,02+39,12+48,90)\text{kg/m}^2}$$

$$FCU = \frac{1 716,26}{1 207,04}$$

$$FCU = 1.42$$

$$PU = \text{Área tributaria} * CU + (Pcol. * FCU) / 2 + (Pvig. * FCU) / 2$$

$$PU = 5,0*8*1 716,26 + (0,25*0,25*5,5*2 400*1,42) / 2 + (0,25* 0,35*5*2 400*1,42) / 2$$

$$PU = 68 650,4 + 585,75 + 715,5 = 69 951,65 \text{ kg}$$

$$PU = 69,95 \text{ Ton.}$$

El área de acero longitudinal de la columna, A_{st} , debe ser al menos $0,01 A_g$ y no debe exceder $0,06 A_g$ ⁷².

Acero mínimo y máximo:

$$\text{Sección } 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0,01 (25 \times 25) = 6,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0,06 (25 \times 25) = 37,5 \text{ cm}^2$$

Se propone acero longitudinal de 4 No.4 + 4 No.3, equivalente a $7,92 \text{ cm}^2$ de acero, con recubrimiento de 40 mm ⁷³.

Cortante máximo resistente al concreto

$$V_{cr} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} \text{ kg/m}^2 * b_{col} * d_{col}$$

$$d_{col.} = 25 \text{ cm} - (4 \text{ cm} + 1,27/2 \text{ cm}) = 20,37 \text{ cm}$$

$$V_{cr} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 25 * 20,37$$

$$V_{cr} = 3\,324,57 \text{ kg} = 3,30 \text{ Ton.}$$

⁷² American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 317.

⁷³ *Ibíd.* p. 396.

Longitud de confinamiento

Para elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momentos, la longitud de confinamiento se toma entre el mayor de los siguientes valores⁷⁴:

- La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión (25 cm).
- Un sexto de la luz libre de la columna ($550/6= 92$ cm).
- 450 mm.

Se tomará la longitud de 92 cm en ambos extremos para el confinamiento de las columnas.

Refuerzo fuera de la zona de confinamiento

Para el cálculo del espaciamiento entre estribos en la zona de confinamiento no debe exceder la menor de las siguientes⁷⁵:

- $d / 4 = 25 / 4 = 6,25$ cm
- Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- $6 * 1,27 = 7,62$ cm
- So según se calcule por medio de la ecuación 18.7.5.3.

El valor de So de la ecuación (18.7.5.3) no debe ser mayor a 150 mm, y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

⁷⁴ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 318.

⁷⁵ Ibid. p. 319.

$$S_o = 10 + \frac{35-hx}{3} \text{ ecuación 18.7.5.3}$$

Donde:

S_o = espaciamiento medido de centro a centro de los estribos.

hx = separación máxima entre ramas de los estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios en toda la cara de la columna.

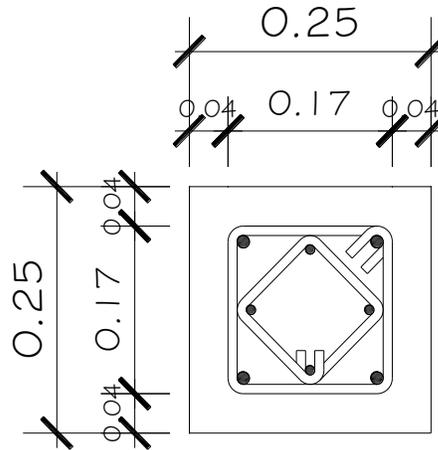
$$S_o = 10 + \frac{35-16,5}{3} = 16,17 \text{ cm}$$

Ninguna barra que no esté apoyada lateralmente puede estar separada más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente⁷⁶.

Entonces, el armado de la columna donde no se requiera estribos de confinamiento, se deberá colocar estribos cerrados a cada 15 cm y en la zona de confinamiento a cada 5 cm.

⁷⁶ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 518.

Figura 87. **Detalle del refuerzo transversal de columna**



Refuerzo longitudinal 4 No.6 + 4 No.3
+ Est. No.3 @ 5 cm en zona confinada
+ Est. No.3 @ 15 cm en zona no confinada

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.2.7. **Diseño de muros**

Los muros serán únicamente de tipo tabique es decir no resisten ninguna carga solo su propio peso.

En los siguientes cálculos se presentan los resultados de los refuerzos mínimos horizontal y vertical.

Largo = 5 m = 500 cm

Ancho = 0,15 m

Refuerzo horizontal

El refuerzo vertical y horizontal la cuantía sumada de refuerzo complementario horizontal y vertical no será menor que 0,002 de la sección de la pared y el refuerzo vertical no será menor que 0,0007 de la sección de la pared⁷⁷.

Las paredes de mampostería deben reforzarse horizontalmente con un área de acero no menor de 0,0015 veces el área de la sección transversal de la pared si el refuerzo de fluencia del acero es de 2 325 kg/cm² (33 000 lb/plg²); 0,0013 veces si el esfuerzo de fluencia es de acero con esfuerzo a la fluencia de 2 820 kg/cm² (40 000 lb/plg²)⁷⁸.

Cálculo de acero mínimo:

$$A_{smin} = 0,0013(15)500 = 9,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 9,75 \text{ cm}^2$$

Se colocarán cuatro soleras de 15x15 cm con 4 No.3, equivalente a 11,36 cm².

Refuerzo vertical

El área mínima de acero de refuerzo vertical será de 0,0007 para acero con esfuerzo a la fluencia de 2 820 kg/cm² (40 000 lb/plg²)⁷⁹.

⁷⁷ Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural para Guatemala NSE 7.4*, 2018. p. 26-27.

⁷⁸ FHA. *Normas de Planificación y Construcción del FHA*. Guatemala: FHA, 1973. p. 67.

⁷⁹ *Ibíd.*

Cálculo de acero mínimo

$$A_{smin} = 0,0007 (15) 500 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 5,25 \text{ cm}^2$$

Se colocarán tres columnas de 15x15 cm con 4 No.3 equivalente a 8,52 cm².

Valor soporte del suelo

Ensayo realizado en el Centro de Investigaciones de Ingeniería CII, a compresión triaxial, arrojando los siguientes resultados.

Desplante	1,5 m
Base	1,0 m
Peso específico	1,47 Ton/ m ²
Angulo de fricción interna	31,21 °
Cohesión (cu)	7,85 Ton/m ²

Tipo de suelo: Limo arenoso color café.

$$Q = D \cdot \gamma = 1,5 \cdot 1,47 = 2,21$$

Cálculo de la capacidad del suelo para soportar carga, por el método de Karl Terzaghi, con los pasos siguientes:

Nq factor de flujo de carga (sobrecarga)

$$N_q = e^{\pi \tan(31,21^\circ)} \left(\frac{1 + \sin 31,21^\circ}{1 - \sin 31,21^\circ} \right)$$

$$N_q = 21,14$$

Nc factor de flujo de carga última (cohesión)

$$N_c = (21,14 - 1) * (\cot(31,21^\circ)) = 33,23$$

N_γ factor de flujo capacidad a la cohesión

$$N_\gamma = 1,5(21,14+1) \tan(31,21^\circ) = 20,12$$

$$q_d = 1,3 * C_u * N_c + q * N_q + 0,4 * \gamma_s * D * N_\gamma$$

$$q_d = 1,3 * 7,85 * 33,23 + 2,21 * 21,14 + 0,4 * 1,47 * 1,5 * 20,12$$

$$q_d = 403,58 \text{ Ton/m}$$

Valor soporte de diseño

$$Q_{dis} = q_d / F_s$$

$$Q_{dis} = 403,58 / 5$$

$$Q_{dis} = 81 \text{ Ton/ m}^2$$

Justificación

Debido al valor soporte del suelo que se obtuvo es muy alto se tomó la decisión de tomar el valor de 50 T/m^2 , que está de acuerdo al valor permisible al tipo de suelo, según la tabla de cimentaciones de Jadenon Cabrera, está entre el rango de suelo limo arenoso, tipo de suelo que se obtuvo en el lugar de construcción.

Tabla LXI. **Valor soporte permisible, según tipo de suelo**

Material del suelo	ton/m²	Observaciones
Roca sana no intemperizada	645	No hay estructura de grietas
Roca regular	430	
Roca intermedia	215	
Roca agrietada o porosa	22-86	
Suelos gravillosos	107	Compactados, buena granulometría
Suelos gravillosos	86	Compactados con más del 10% de grava
Suelos gravillosos	64	Flojos, mala granulometría
Suelos gravillosos	43	Flojos con mucha arena
Suelos arenosos	32-64	Densos
Arena fina	22-43	Densa
Suelos arcillosos	53	Duros
Suelos arcillosos	22	Solidez mediana
Suelos limosos	32	Densos
Suelos limosos	16	Densidad mediana

Fuente: CABRERA SEIS, Jadenon Vinicio. *Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones 1*. p. 10.

2.2.8. **Diseño de cimientos**

Los cimientos son elementos estructurales su función es transmitir las cargas sobre el suelo, su base fundamentalmente es de concreto reforzado siempre se busca un suelo resistente si en caso no fuera posible se busca alternativas para su construcción para cumplir su propósito.

Zapatas concéntricas

Se hará diseño de zapatas en forma cuadrada y concéntrica ya que el terreno permite utilizar este tipo de estructura, porque existe suficiente espacio donde se construye el edificio.

$$P_u = 69,95 \text{ Ton.}$$

$$V_s = 50 \text{ Ton/m}^2$$

$$F_{cu} = 1,42$$

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/cm}^3$$

$$\gamma_s = 1,47 \text{ kg/cm}^3$$

$$\text{Sección de Columnas} = 0,25 \times 0,25$$

Cálculo de cargas de trabajo

$$P' = P_u / F_{cu}$$

$$P' = 69,95 / 1,42 = 49,26 \text{ Ton.}$$

$$P' = 49,26 \text{ Ton}$$

El espesor de la zapata debe ser al menos 200 mm⁸⁰, y un recubrimiento de 75 mm⁸¹, para este caso se asumirá un peralte de 40 cm.

Pre dimensionamiento del área de la zapata

$$Az = \frac{1,5P'}{V_s} = \frac{1,5*49,26}{50} = 1,48 \text{ m}$$

$$Az = 1,48 \text{ m}^2$$

Usar zapatas de 2,0 x 2,0 metros, equivalente a 4 m²

Chequeo de la presión del suelo

Toda carga sobre el suelo se comprime causa asentamiento aun cuando estos sean rocosos pueden fallar que afecta la estructura agrietándose, por ello el suelo ejerce presión contra las cargas aplicadas sobre él, cuyo valor se calcula a través de la fórmula:

$$P = P' + P_{col} + P_{cim.} + P_{suelo}$$

$$P = 69,95 \text{ Ton} + (7 * 0,25 * 0,25 * 2,4) + (2 * 2 * 0,3 * 2,40) + (2 * 2 * 1,5 * 1,47)$$

$$P = 82,7 \text{ Ton.}$$

⁸⁰ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 213.

⁸¹ Ibid. p. 396.

Hay que tomar en cuenta que el valor de $q_{m\acute{a}x}$. no debe ser negativo, ni mayor que el valor soporte (V_s), comprobando lo siguiente se tiene:

Comprobación de condiciones:

$q_{m\acute{a}x} < V_s$ si no cumple se aumentará las dimensiones de la zapata

$q_{m\acute{a}x} > 0$ no existen presiones de tensión, de lo contrario, existirían esfuerzos de tensión.

Cargas admisibles

$$Q_{max.} = \frac{P}{A_z} < V_s$$

$$Q_{max.} = \frac{82,7}{2^2} = 20,68 \text{ Ton.}$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 20,68 \text{ Ton.}$$

$$q_{max.} = 20,68 \text{ Ton} < 50 \text{ Ton.}$$

Cumple con las condiciones dadas no es necesario cambiar las dimensiones de la zapata.

Presión de diseño última

En base al diseño último se calcula la presión de contacto entre el suelo y la zapata por lo cual se establece el espesor de la zapata y la sobrecarga, para tal efecto se determina lo siguiente:

$$Q_{dis.} = q_{dis.} \cdot F_{cu}$$

$$Q_{dis.} = 20,68 * 1,42$$

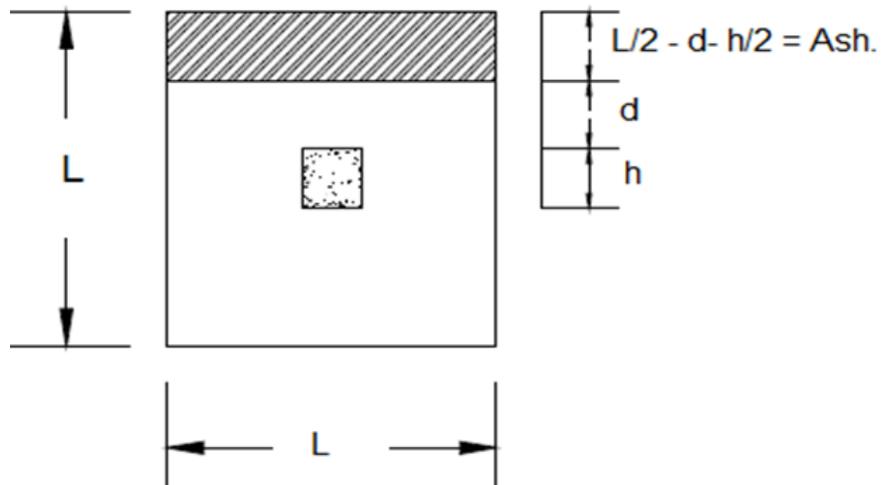
$$Q_{dis.} = 29,37 \text{ Ton}$$

Chequeo por corte simple

La falla por corte simple se produce a una distancia igual a d (peralte efectivo) del borde de la columna, como resultados de las cargas provenientes del peso de la estructura.

El peralte efectivo sobre el refuerzo inferior debe ser mayor a 200 mm^{82} , y un recubrimiento de 75 mm^{83} , para este caso se asumirá un peralte de 40 cm . Se proponen varillas No.4 con un diámetro de $1,27 \text{ cm}$.

Figura 88. Diagrama por corte simple



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

⁸² American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 213.

⁸³ *Ibid.* p. 396.

$$L = 2 \text{ m, } h = 0,25 \text{ m}$$

$$d = t - \text{rec} - \varnothing/2$$

$$d = 40 - 7,5 - 1,27/2$$

$$d = 31,87 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = L ((L - h) / 2 - d)$$

$$A_{sh} = 2((2 - 0,25) / 2 - 0,3187) = 1,11$$

$$V_{act} = A_{sh} * q_{dis.}$$

$$V_{act} = 1,11 * 29,37$$

$$V_{act} = 32,60 \text{ Ton}$$

Corte resistente

Para el cálculo del cortante resistente se establece un factor de reducción $\varphi = 0,85^{84}$.

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f_c} * b d$$

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 200 \text{ cm} * 31,87 \text{ cm} = 41\ 611,80 \text{ kg}$$

$$V_r = 41,61 \text{ Ton}$$

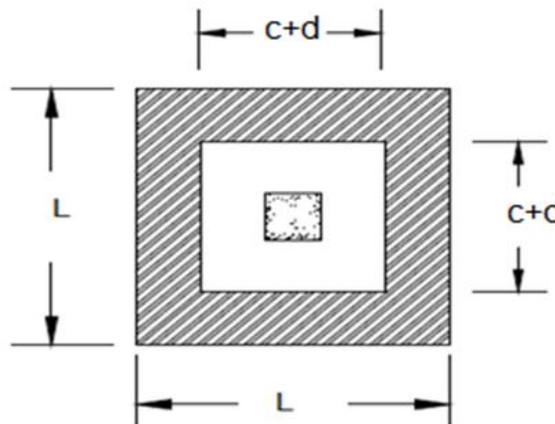
⁸⁴ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 405.

$V_{ac} < V_r$ cumple con el espesor asignado de 40 cm.

Punzonamiento

La columna tiende a punzonar a la zapata el límite donde ocurre la falla, está a una distancia $d/2$ del perímetro de la columna, producto de los esfuerzos de corte de la columna, este tipo de falla produce agrietamiento sobre la base de la zapata.

Figura 89. Diagrama por corte punzonante



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

Área donde actúa el cortante punzonante en la zapata.

$$A_c = \text{Area} * q_{dis}$$

$$A_c = A_z^2 - (b_{col} + d)^2$$

$$A_c = 2*2 - (0,25 + 0,3187)^2$$

$$A_c = 3,68 \text{ m}^2$$

Perímetro interno del área donde actúa el cortante punzonante en la zapata.

$$b_o = 4 (c+d) = 4 (0,25 \text{ m} + 0,3187 \text{ m}) = 2,27 \text{ m} = 227 \text{ cm}$$

Cortante por punzonamiento

$$V_{act} = A_c * q_{dis.}$$

$$V_{ac} = 3,68 * 29,37 \text{ Ton} = 108 \text{ Ton}$$

Cortante resistente por punzonamiento

El cortante resistente en dos direcciones, por punzonamiento, para losas no preesforzadas y zapatas debe ser el menor de⁸⁵:

β = relación entre el lado corto y lado largo de la sección de la columna

$$\beta = 1$$

$$V_{res} = \varphi * 0,53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} * 227 * 31,87 = 141\,668,18 \text{ kg}$$

$$V_{res} = 141,69 \text{ Ton}$$

⁸⁵ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 430.

$V_r > V_{ac}$ si cumple el espesor propuesto de la zapata resiste el corte punzonante.

Cálculo del momento por flexión sobre la zapata

$$M_u = (q_{dis.} * L^2) / 2 \qquad L = \frac{(b - b_{col})}{2}$$

$$L = \frac{(2 - 0,25)}{2} = 0,88m$$

$$M_u = \frac{29,37 * 0,88^2}{2} = 11,37 \text{ T-m} = 11\,372 \text{ kg-m}$$

Área de acero requerido para el momento flector

$$M_u = 11\,372 \text{ kg-m}$$

$$b = 200 \text{ cm}$$

$$d = 31,87 \text{ cm}$$

$$F'_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

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

Área de acero requerida por el momento flector último

$$A_{SM} = \left[200 * 31,87 - \sqrt{(200 * 31,87)^2 - \frac{11\,372 * 200}{0,003825 * 210}} \right] 0,85 * \left(\frac{210}{2\,810} \right)$$

$$A_{SM} = 14,36 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área de acero mínimo

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

$$A_{Smin} = \frac{14,1 * 200 * 31,87}{2\,810} = 31,98 \text{ cm}^2$$

Como el acero A_{SM} es menor que el A_{Smin} entonces se usará el A_{SM} .

Espaciamiento del refuerzo en la cama inferior

Para losas no preesforzadas, el espaciamiento máximo S del refuerzo longitudinal corrugado deber ser el menor entre $2h$ y 450 mm ⁸⁶.

$$S = 2t = 2 * 45 = 90 \text{ cm}$$

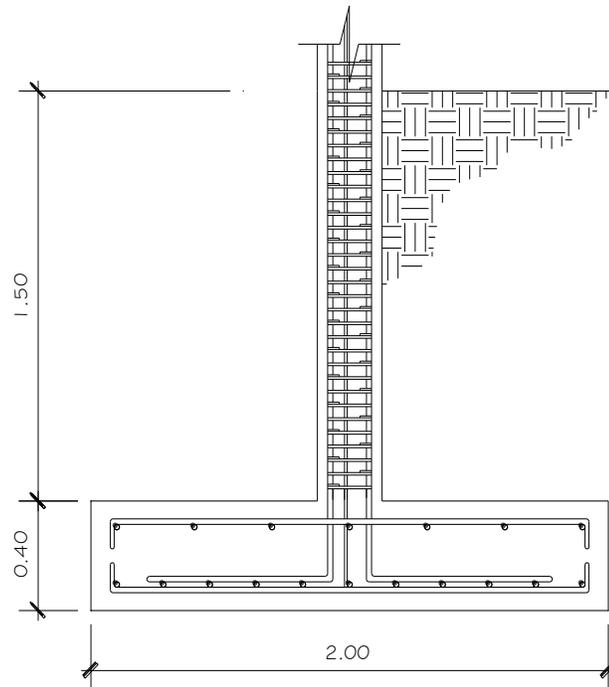
$$S = \frac{A_{svar} * b}{A_s} = \frac{2,85 * 200}{31,98} = 17,82 \text{ cm}$$

Para la cama inferior, se colocarán varillas No.6 a cada 17 cm, en ambos sentidos.

⁸⁶ American Concrete Institute. ACI 318S-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. p. 118.

Se colocarán barras No.6 a cada 30 cm en ambos sentidos, en la cama superior como refuerzo por temperatura.

Figura 90. **Detalle de armado de zapata principal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.

2.2.9. **Diseño de Instalaciones**

Las instalaciones que se utilizarán en los salones o talleres son las sanitarias, hidráulicas y eléctricas. En su diseño y colocación debe garantizarse lo siguiente: seguridad de operación, capacidad adecuada para prestar el servicio, duración razonable y economía de mantenimiento, servicio constante.

2.2.9.1. Instalaciones eléctricas

En el salón se dotará de instalaciones eléctricas, se ubicarán lámparas para satisfacer la necesidad en periodos nocturnos y en lugar indicado, con el fin de producir el efecto de iluminación en todo el salón.

2.2.9.2. Instalaciones hidráulicas

Para satisfacer las necesidades y servicio de los usuarios se construirá servicios sanitarios fuera del gimnasio polideportivo tanto para damas y caballeros con sus respectivos lavamanos, con los requisitos siguientes:

- La red de distribución será por circuito cerrado.
- El diámetro de tubería a utilizar será de PVC de Ø1”.
- Para tuberías principales se utilizará PVC de Ø½” para las conexiones a los artefactos sanitarios.
- Las tuberías se colocarán lo más apartado posible de las de drenaje y nunca a nivel inferior que estas.
- En los puntos de cruce entre tubería de agua y drenaje, las primeras deben quedar por lo menos 0,20 m, encima protegidas con concreto.
- Si la presión y el servicio de agua no sean suficientes, se instalarán sistemas de abastecimiento como, tanques o cisternas con equipos hidroneumáticos.

2.2.9.3. Drenaje

El sistema de drenaje que consistirá en eliminar los desechos inservibles se hará con el conector municipal, para garantizar la correcta evacuación y disposición de las aguas negras y pluviales.

Con respecto al drenaje pluvial que es la evacuación de las aguas provenientes de la escorrentía producida por la precipitación pluvial, se hará tomando en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Las bajadas de aguas deben ubicarse si es posible en paredes que den al exterior de la edificación, protegidas con mortero, concreto u otro material.
- Los diámetros requeridos para tuberías horizontales son aceptables de 4” en áreas exteriores y 6” para áreas interiores.

Tabla LXII. **Diámetros mínimos de tubería por accesorio sanitario**

Artefacto	Diámetro mínimo en Plgs.
Inodoro	4
Lavamanos	1 1/2
Urinal	1 1/2
Pila	2
Reposadera de piso	1 1/2

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

2.2.10. Estudio de impacto ambiental inicial

Durante la construcción de este gimnasio polideportivo habrá alteración ambiental a medida que avance el proyecto, por lo tanto, pueden darse impactos ambientales, por lo que es necesario contrarrestarlos y proteger el medio ambiente.

- Impactos negativos
 - La excavación y nivelación empeoran la situación y aumenta el escurrimiento resultando erosión.

- La maquinaria pesada y el almacenaje de materiales compactan el suelo haciéndolo menos permeable destruyendo la estructura.
- La demolición de la edificación existente ocasiona residuos de partículas en suspensión en áreas cercanas del proyecto.
- Las vibraciones de los equipos y maquinarias pesadas producen contaminación sonora y causa molestias a los vecinos.
- Medidas de mitigación
 - Uso de quipo adecuado a los trabajadores.
 - Los equipos pesados para el cargue y descargue deberán contar con ópticas y alarmas para operaciones de retroceso.
 - Se deberá prestar especial atención a los horarios de trabajo para no restringir la circulación de peatones y vehículos ya que el proyecto se encuentra a la orilla de la calle.
 - Capacitar adecuadamente al personal para la correcta gestión de los residuos de la obra.

Tabla LXIII. Presupuesto general del gimnasio polideportivo de Patzicía

No.	REGLON	CANTIDAD	UNIDAD	P. U	TOTAL
1	TRAZO REPLANTEO	700	m ²	Q 54.00	Q 37,800.00
2	EXCAVACION	104.2	m ³	Q 55.28	Q 5,760.18
3	ZAPATAS	22	Unidad	Q 2,551.00	Q 56,122.00
4	CIMIENTO CORRIDO	92	ml	Q 175.00	Q 16,100.00
5	SOLERA HIDROFUGA	92	ml	Q 190.00	Q 17,480.00
6	SOLERAS INTERMEDIAS	368	ml	Q 190.00	Q 69,920.00
7	VIGA CANAL	60	ml	Q 448.40	Q 26,904.00
8	COLUMNAS TIPO A 25x25	30	Unidad	Q 1,502.00	Q 45,060.00
9	COLUMNAS TIPO B 15x10	242	ml	Q 135.92	Q 32,892.64
10	LEVANTADO DE MURO	506	m ²	Q 125.35	Q 63,427.10
11	TECHO CURVO	1	Global	Q 102,880.10	Q 102,880.10
12	CANCHA PARA FUTBOL	1	Global	Q 96,454.00	Q 96,454.00
13	INST. ELECTRICA	1	Global	Q 27,500.00	Q 27,500.00
14	DRENAJE	1	Global	Q 3,500.00	Q 3,500.00
15	AGUA POTABLE	1	Global	Q 3,100.00	Q 3,100.00
16	VENTANAS DE ALUMINIO de 0.95 x 1.5m	29	Unidad	Q 1,070.00	Q 31,030.00
17	VENTANAS DE ALUMINIO de 1.1 x 1.5m	17	Unidad	Q 1,240.00	Q 21,080.00
	IMPREVISTOS 7%				Q 38,771.50
	TOTAL				Q 657,010.02

Fuente: elaboración propia, empleando Excel 2019.

CONCLUSIONES

1. Considerando el estado en que se encuentra la actual municipalidad, no brinda mucha eficiencia para ofrecer servicio al público, por ello se tomó la decisión de diseñar el edificio para ofrecer una mejor atención.
2. La ubicación del proyecto de oficinas municipales es parte importante porque es una zona estratégica para el desarrollo de las actividades, y fácil de acceso a la población, además constituye la descentralización del índice de atención actual.
3. El gimnasio municipal beneficiará a todas aquellas personas que practican el deporte y contribuirá al desarrollo del municipio. Además, a través de la ejecución de los proyectos mencionados contribuirá a una fuente de trabajo para la comunidad.
4. La realización del Ejercicio Profesional Supervisado, forma al futuro profesional y le da la oportunidad de aplicar los conocimientos adquiridos en la casa de estudios, como soluciones a problemas reales en la rama de la ingeniería civil y otros como económicos en las diversas situaciones de la vida de la población del país.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Patzicía, Chimaltenango:

1. Proveer el mantenimiento a la edificación para oficinas municipales periódicamente para que este garantice su funcionamiento y durabilidad para el tiempo, para el que fue diseñado.
2. Garantizar la utilización de materiales de buena calidad, para cumplir con las especificaciones técnicas contenidas en los planos.
3. Gestionar el financiamiento para la ejecución de los proyectos para que se puedan llevar a cabo en el menor tiempo posible por los beneficios que representan la población.
4. Constatar la supervisión técnica, de un profesional de la ingeniería civil para la ejecución de los proyectos, para garantizar el cumplimiento de lo contenido en los planos.

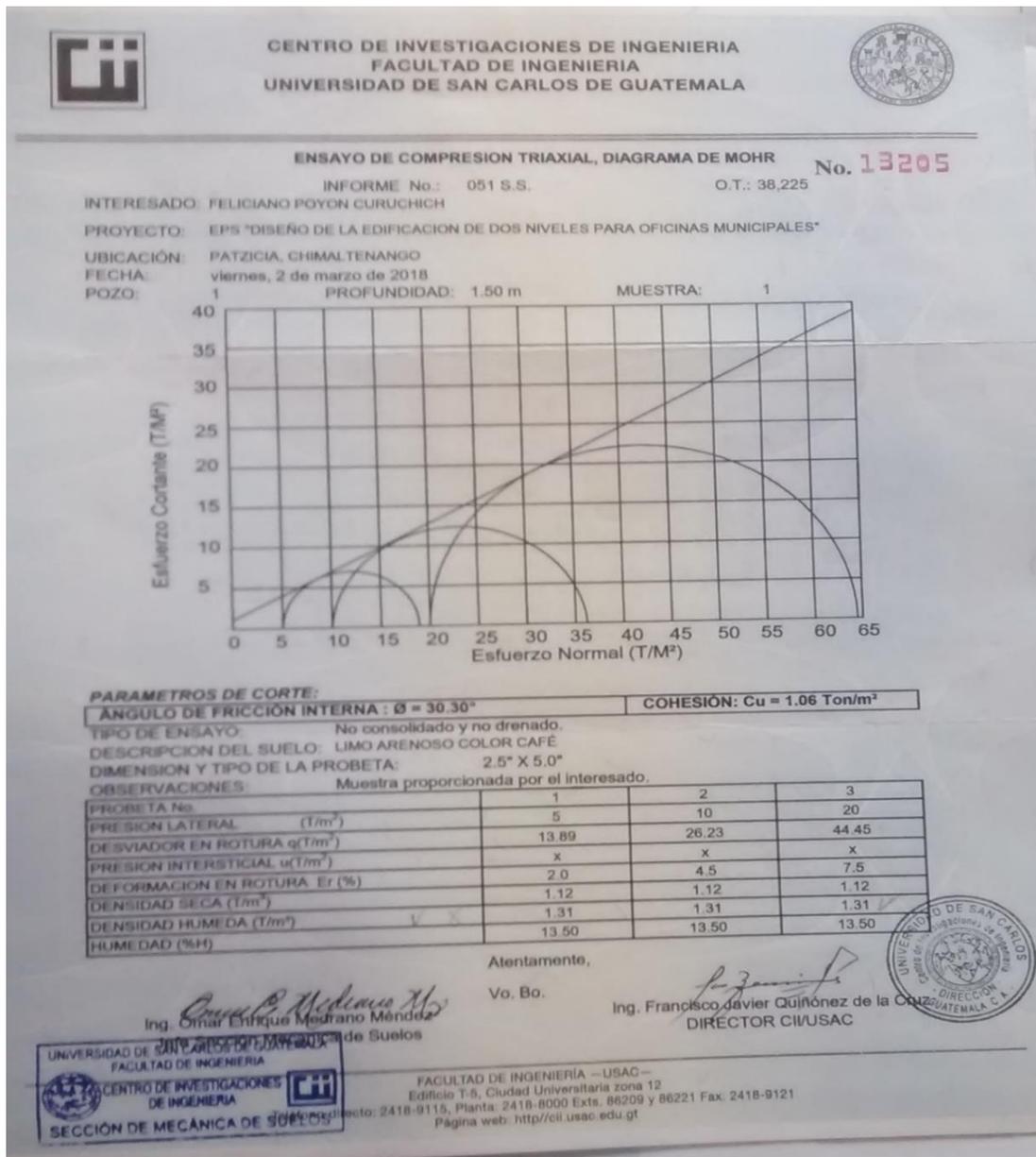
BIBLIOGRAFÍA

1. AGIES, NSE. NSE 1 Generalidades Administración de las Normas y Supervisión Técnica. *Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala*, 2018 actualización 15 de julio de 2020. 38 p.
2. AGIES, NSE. NSE 2 Demandas Estructurales y Condiciones de Sitio. *Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala*, 2018 actualización: 15 de julio de 2020. 110 p.
3. AGIES, NSE. NSE 2.1 Estudio Geotécnicos. *Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala*, 2018 actualización: 15 de julio de 2020. 50 p.
4. AGIES, NSE. NSE 3 Diseño Estructural de Edificaciones. *Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala*, 2018 actualización 15 de julio de 2020. 71 p.
5. AGIES, NSE. NSE 7.1 Diseño de Concreto Reforzado. *Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala*, 2018 actualización 15 de julio de 2020. 32 p.

6. AGIES, NSE. NSE-7.4-2018 Diseño de Mampostería Reforzada. *Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala*, 2018 actualización 15 de julio de 2020. 72 p.
7. American Concrete Institute. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. ACI 318-19S. USA: Capítulo Ecuatoriano del *American Concrete Institute*, 2019. 680 p.
8. BARRIOS MONTUFAR, Carlos Alberto. *Diseño de la edificación escolar de dos niveles para la Aldea Buena Vista y del sistema de alcantarillado sanitario para el Cantón Barrios, Nuevo Progreso, San Marcos*. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 168 p.
9. DAS, Braja M y LEÓN, Javier Cárdenas. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. 7a. ed. México, DF: *Cengage Learning*, 2012. 794 p.
10. INE. *Instituto Nacional de Estadística Guatemala* [en línea]. <<https://www.ine.gob.gt/ine/>>. [Consulta: 23 octubre 2019].
11. Nilson, Arthur H y DARWIN, David. *Diseño de Estructuras de Concreto*. 12a. ed. Colombia: McGraw-Hill, 2001. 722 p.
12. Villalaz, Carlos Crespo. *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. 5a. ed. México: Limusa, 2004. 650 p.

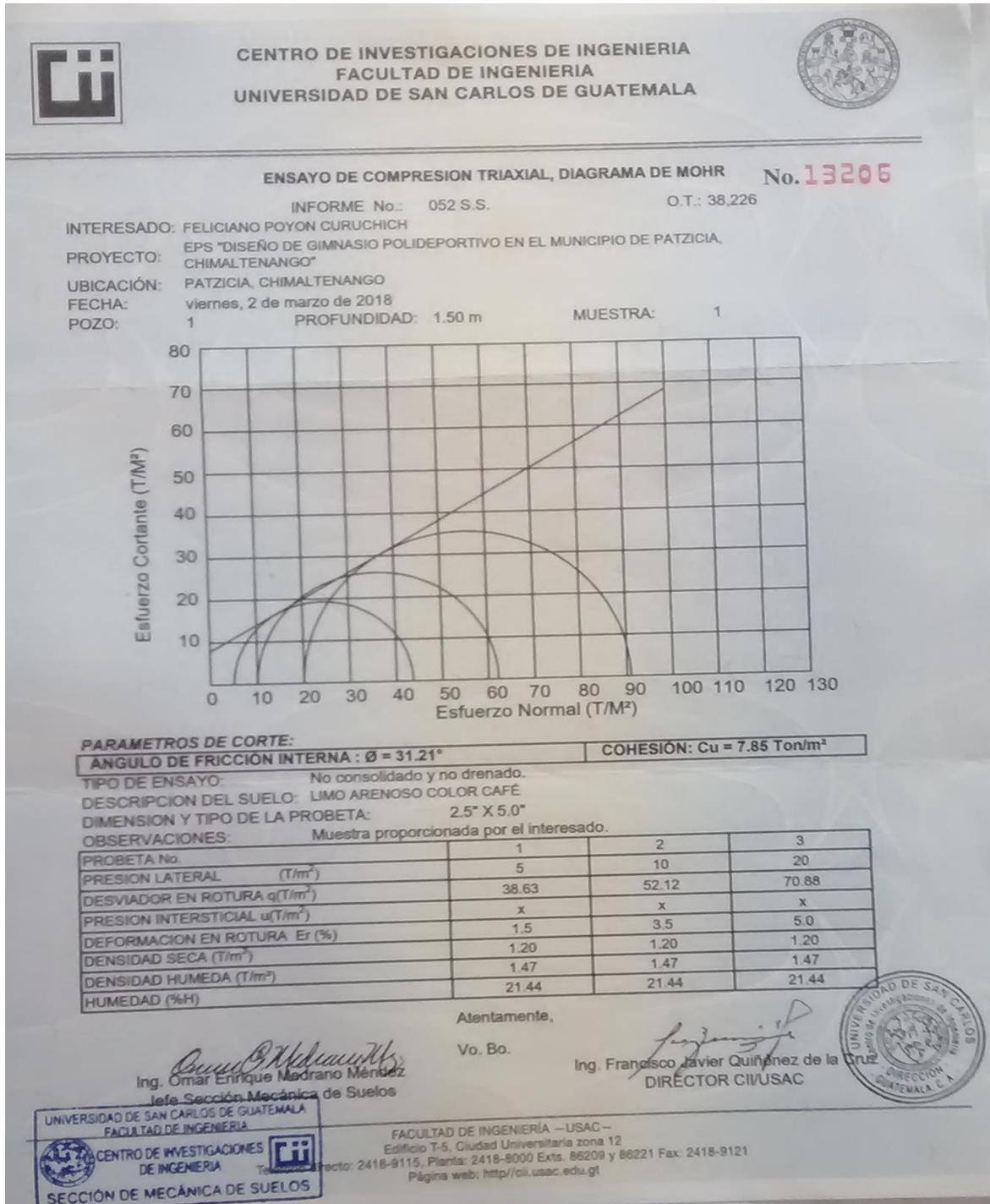
ANEXOS

Anexo 1. Estudio de suelos Patzicía, Chimaltenango



Fuente: Sección Mecánica de Suelos. Centro de Investigaciones de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

Anexo 2. Estudio de suelos Patzicía, Chimaltenango



Fuente: Sección Mecánica de Suelos. Centro de Investigaciones de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

Anexo 3. Tabla de coeficientes para momentos negativos en losas

COEFICIENTES PARA MOMENTOS NEGATIVOS EN LOSAS										
RELACION		CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4	CASO 5	CASO 6	CASO 7	CASO 8	CASO 9
$m = \frac{l_a}{l_b}$										
1	Ca		0.045	0.076	0.050	0.075	0.071	0.071	0.033	0.061
	Ch		0.045		0.050				0.061	0.033
0.95	Ca		0.050	0.072	0.055	0.079	0.075	0.067	0.038	0.065
	Cb		0.041		0.045				0.056	0.029
0.9	Ca		0.055	0.070	0.060	0.080	0.079	0.062	0.043	0.068
	Cb		0.037		0.040				0.052	0.025
0.85	Ca		0.060	0.065	0.066	0.082	0.083	0.057	0.049	0.072
	Cb		0.031		0.034				0.046	0.021
0.8	Ca		0.065	0.061	0.071	0.083	0.086	0.051	0.055	0.075
	Cb		0.027		0.029				0.041	0.017
0.75	Ca		0.069	0.056	0.076	0.085	0.088	0.044	0.061	0.078
	Cb		0.022		0.024				0.036	0.014
0.7	Ca		0.074	0.050	0.081	0.086	0.091	0.038	0.068	0.081
	Cb		0.017		0.019				0.029	0.011
0.65	Ca		0.077	0.043	0.085	0.087	0.093	0.031	0.074	0.083
	Cb		0.014		0.015				0.024	0.008
0.6	Ca		0.081	0.035	0.089	0.088	0.095	0.024	0.080	0.085
	Cb		0.010		0.011				0.018	0.006
0.55	Ca		0.084	0.028	0.092	0.089	0.096	0.019	0.085	0.086
	Cb		0.007		0.008				0.014	0.005
0.5	Ca		0.086	0.022	0.094	0.090	0.097	0.014	0.089	0.088
	Cb		0.006		0.006				0.010	0.003

Fuente: NILSON Arthur, H. *Diseño de Estructuras*. p. 378.

**Anexo 4. Tabla de coeficientes para momentos positivos en losas
por cargas muertas**

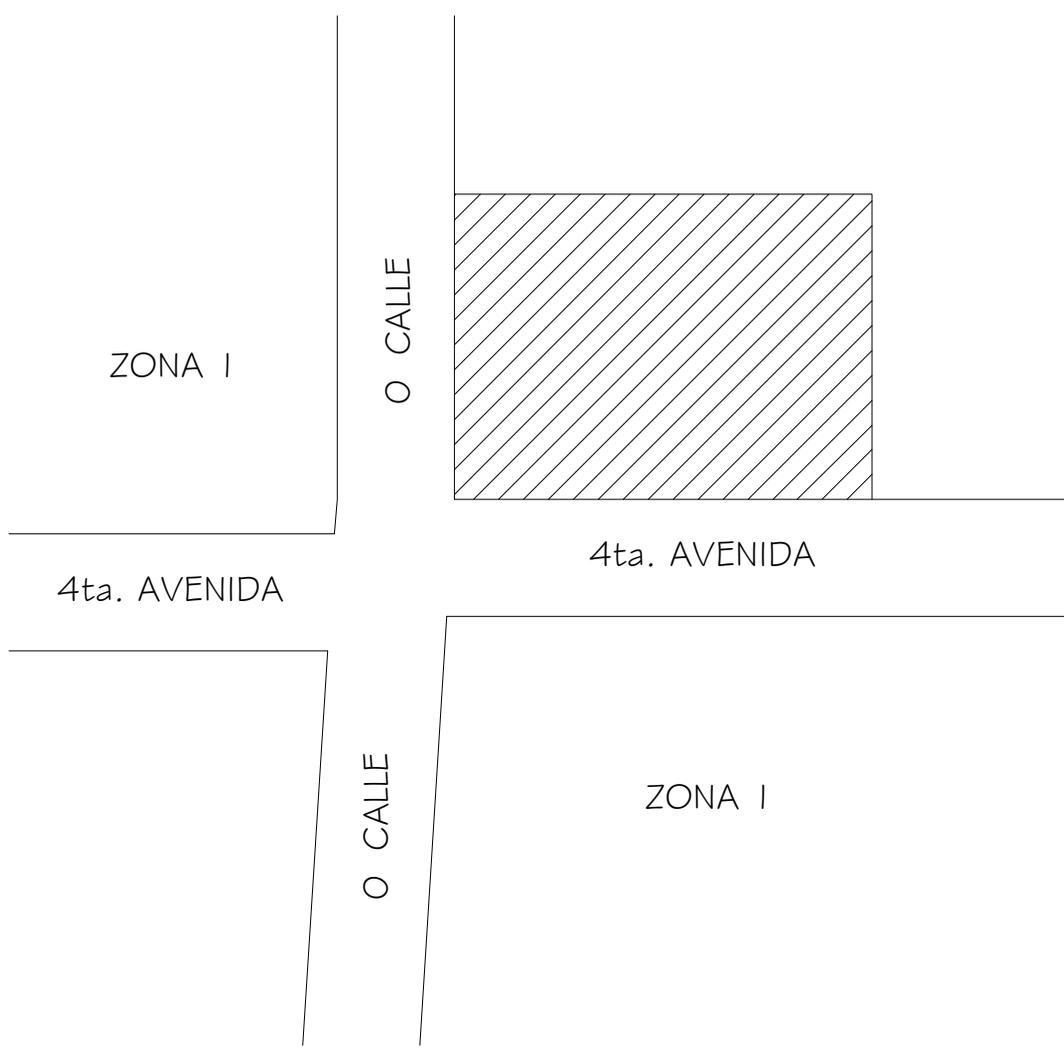
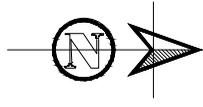
COEFICIENTES PARA MOMENTOS POSITIVOS EN LOSAS POR CARGAS MUERTAS EN LOSAS										
RELACIÓN		CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4	CASO 5	CASO 6	CASO 7	CASO 8	CASO 9
l_b	---									
1	Ca	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.02	0.023
	Cb	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.02
0.95	Ca	0.04	0.02	0.021	0.03	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
	Cb	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.9	Ca	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
	Cb	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85	Ca	0.05	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.04	0.029	0.028
	Cb	0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.8	Ca	0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
	Cb	0.023	0.011	0.02	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.01
0.75	Ca	0.061	0.028	0.04	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
	Cb	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.02	0.013	0.007
0.7	Ca	0.068	0.03	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.04	0.033
	Cb	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65	Ca	0.074	0.032	0.054	0.05	0.054	0.054	0.065	0.044	0.034
	Cb	0.013	0.006	0.014	0.009	0.007	0.007	0.014	0.009	0.005
0.6	Ca	0.081	0.034	0.062	0.053	0.056	0.056	0.073	0.048	0.036
	Cb	0.01	0.004	0.011	0.007	0.006	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55	Ca	0.088	0.035	0.071	0.056	0.058	0.058	0.081	0.052	0.037
	Cb	0.008	0.003	0.009	0.005	0.004	0.004	0.009	0.005	0.003
0.5	Ca	0.095	0.037	0.08	0.059	0.061	0.061	0.089	0.056	0.038
	Cb	0.006	0.002	0.007	0.004	0.003	0.003	0.007	0.004	0.002

Fuente: NILSON Arthur, H. *Diseño de Estructuras*. p. 379.

Anexo 5. Tabla de coeficientes para momentos positivos en losas por cargas vivas

COEFICIENTES PARA MOMENTOS POSITIVOS EN LOSAS POR CARGAS VIVAS EN LOSAS										
RELACIÓN	CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4	CASO 5	CASO 6	CASO 7	CASO 8	CASO 9	
$m = \frac{l_a}{l_b}$										
1	Ca	0.036	0.027	0.27	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.03
	Cb	0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.03	0.028
0.95	Ca	0.04	0.03	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
	Cb	0.033	0.025	0.029	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
0.9	Ca	0.045	0.034	0.035	0.039	0.037	0.042	0.04	0.035	0.036
	Cb	0.29	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.029	0.024	0.022
0.85	Ca	0.05	0.037	0.04	0.043	0.041	0.046	0.045	0.04	0.039
	Cb	0.026	0.019	0.024	0.023	0.019	0.022	0.026	0.022	0.02
0.8	Ca	0.056	0.041	0.045	0.048	0.044	0.051	0.051	0.044	0.042
	Cb	0.023	0.017	0.022	0.02	0.016	0.019	0.023	0.019	0.017
0.75	Ca	0.061	0.045	0.051	0.052	0.047	0.055	0.056	0.049	0.046
	Cb	0.019	0.014	0.019	0.016	0.013	0.016	0.02	0.016	0.013
0.7	Ca	0.068	0.049	0.057	0.057	0.051	0.06	0.063	0.054	0.05
	Cb	0.016	0.012	0.016	0.014	0.011	0.013	0.017	0.014	0.011
0.65	Ca	0.074	0.053	0.064	0.062	0.055	0.064	0.07	0.059	0.054
	Cb	0.013	0.01	0.014	0.011	0.009	0.01	0.014	0.011	0.009
0.6	Ca	0.081	0.058	0.071	0.067	0.059	0.068	0.077	0.065	0.059
	Cb	0.01	0.007	0.011	0.009	0.007	0.008	0.011	0.009	0.007
0.55	Ca	0.088	0.062	0.08	0.072	0.063	0.073	0.085	0.07	0.063
	Cb	0.008	0.006	0.009	0.007	0.005	0.006	0.009	0.007	0.006
0.5	Ca	0.095	0.066	0.088	0.077	0.067	0.078	0.092	0.076	0.067
	Cb	0.006	0.004	0.007	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.004

Fuente: NILSON Arthur, H. *Diseño de Estructuras*. p. 380.



PLANO DE: LOCALIZACIÓN

ESCALA: 1/300

NOMBRE DEL PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE PAZTCÍA

DIRECCIÓN: O CALLE Y 4ta. AVENIDA, ZONA I, PATZICÍA, CHIMALTENANGO

ÁREA REGISTRADA:

ÁREA REAL:

FINCA:

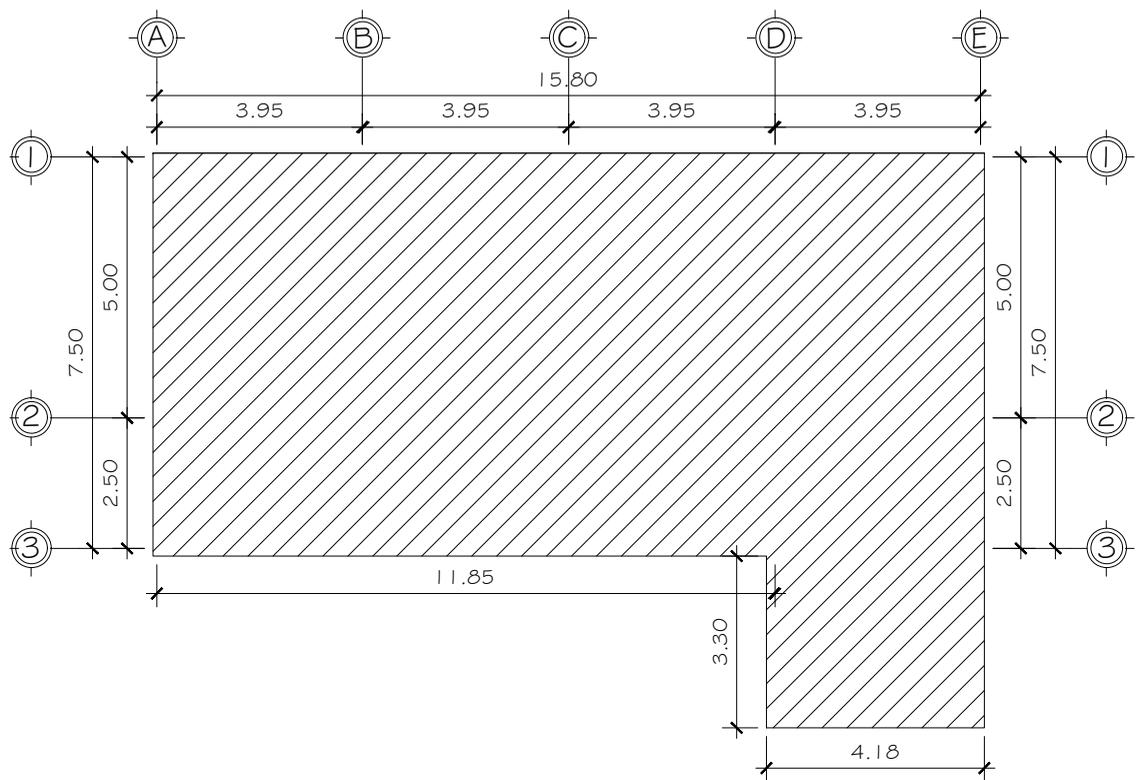
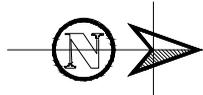
FOLIO:

LIBRO:

DE: GUATEMALA

FECHA :

Vo. Bo. PROPIETARIO



 ÁREA DE CONSTRUCCIÓN 136.99 m²

PLANO DE: UBICACIÓN

ESCALA: 1/135

NOMBRE DEL PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA

DIRECCIÓN: 0 CALLE Y 4ta. AVENIDA, ZONA I, PATZICÍA, CHIMALTENANGO

ÁREA REGISTRADA:

ÁREA REAL:

FINCA:

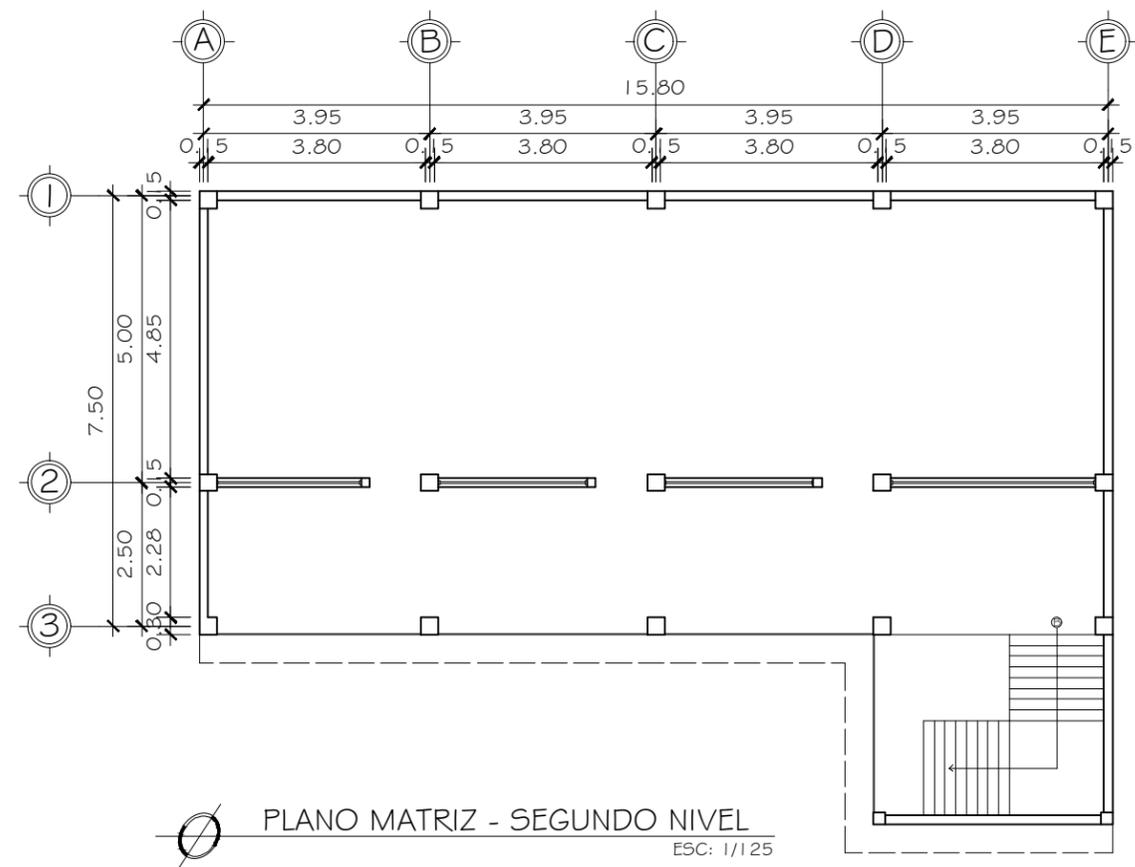
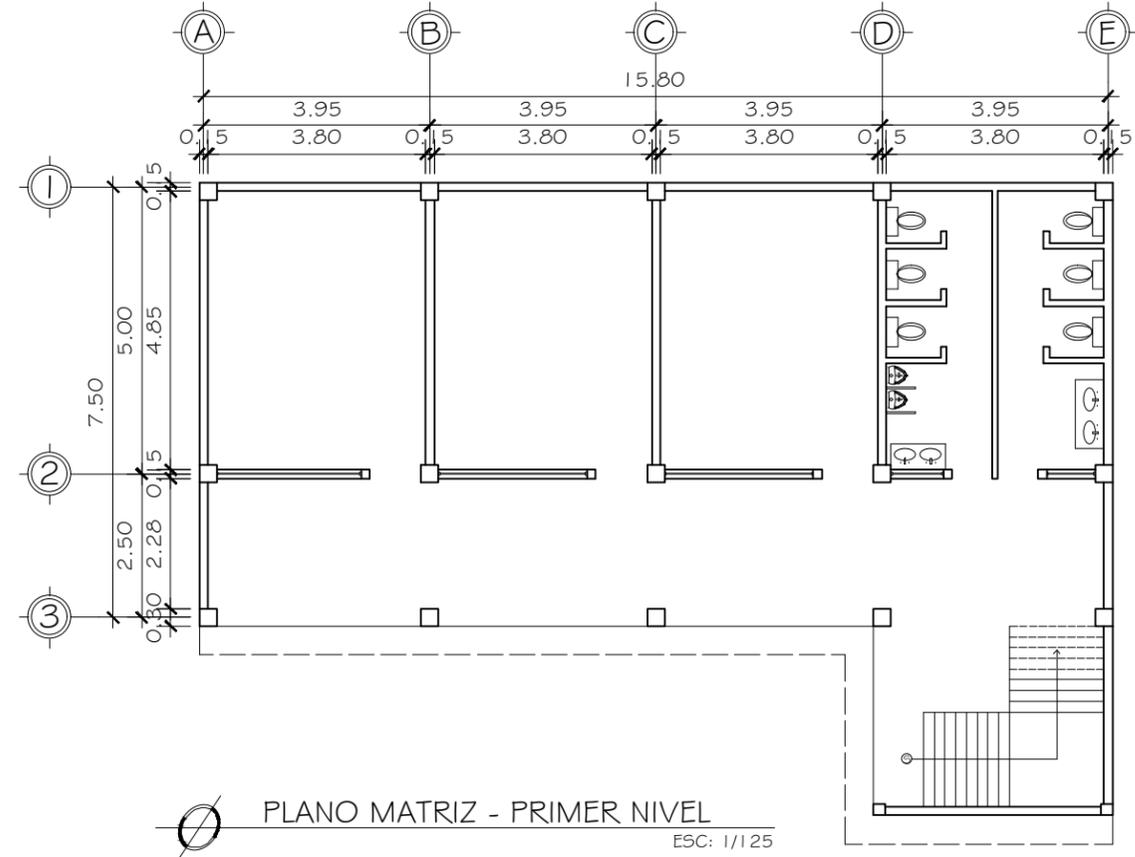
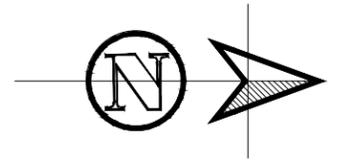
FOLIO:

LIBRO:

DE: GUATEMALA

FECHA :

Vo. Bo. PROPIETARIO



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
PARA OFICINAS MUNICIPALES

ESCALA:
INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

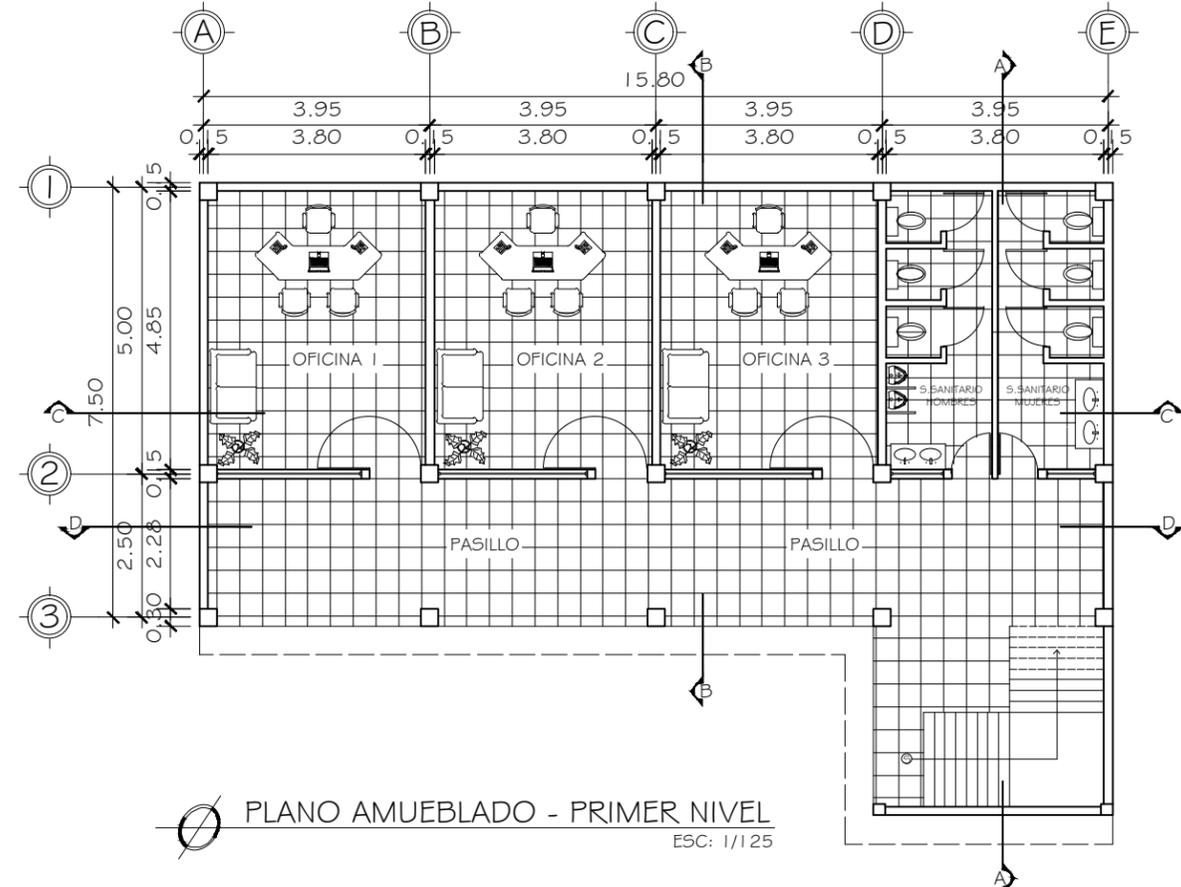
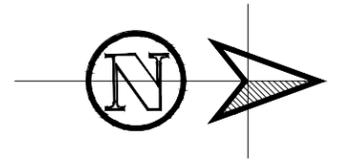
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
DE PATZICÍA

CONTENIDO:
PLANTA MATRIZ

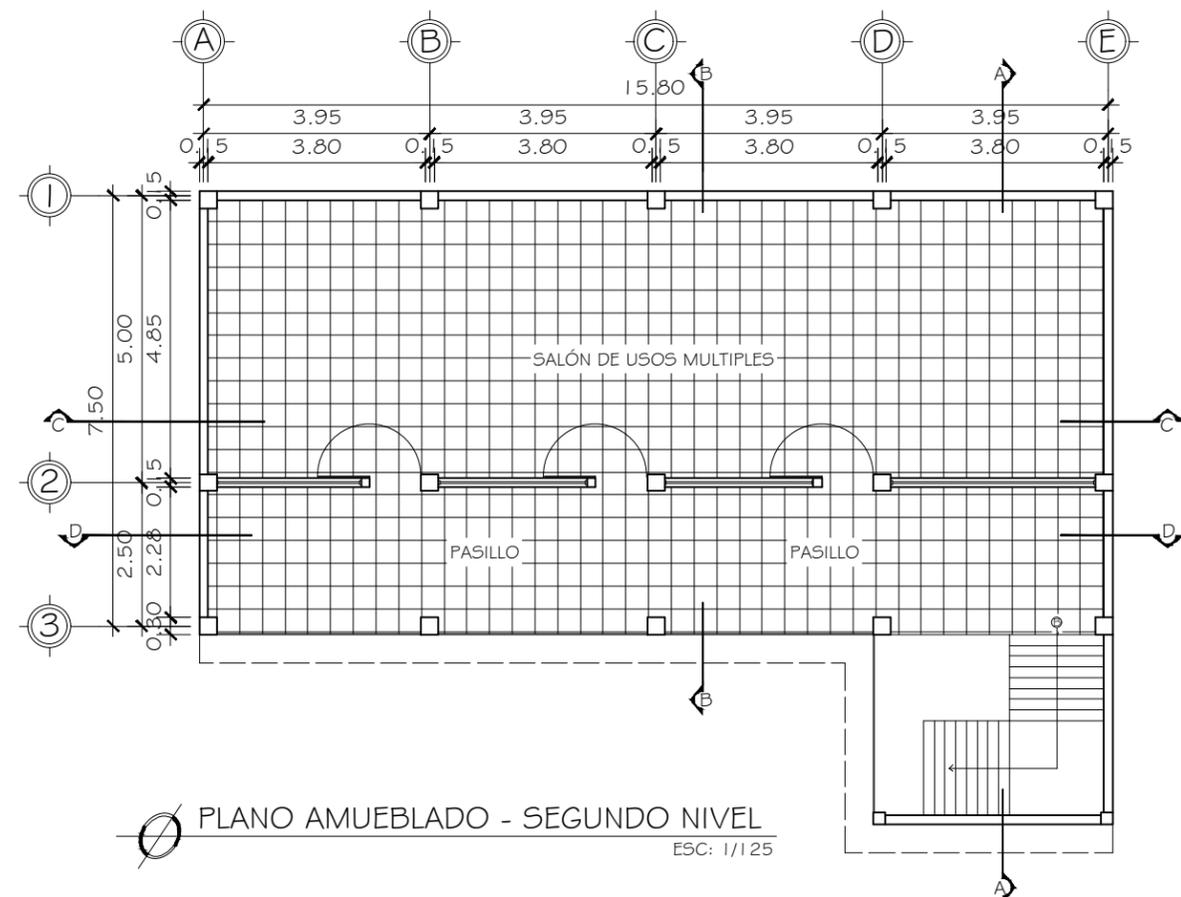
FECHA:

ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS

HOJA
1
31



PLANO AMUEBLADO - PRIMER NIVEL
ESC: 1/125



PLANO AMUEBLADO - SEGUNDO NIVEL
ESC: 1/125

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
PARA OFICINAS MUNICIPALES

ESCALA:
INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

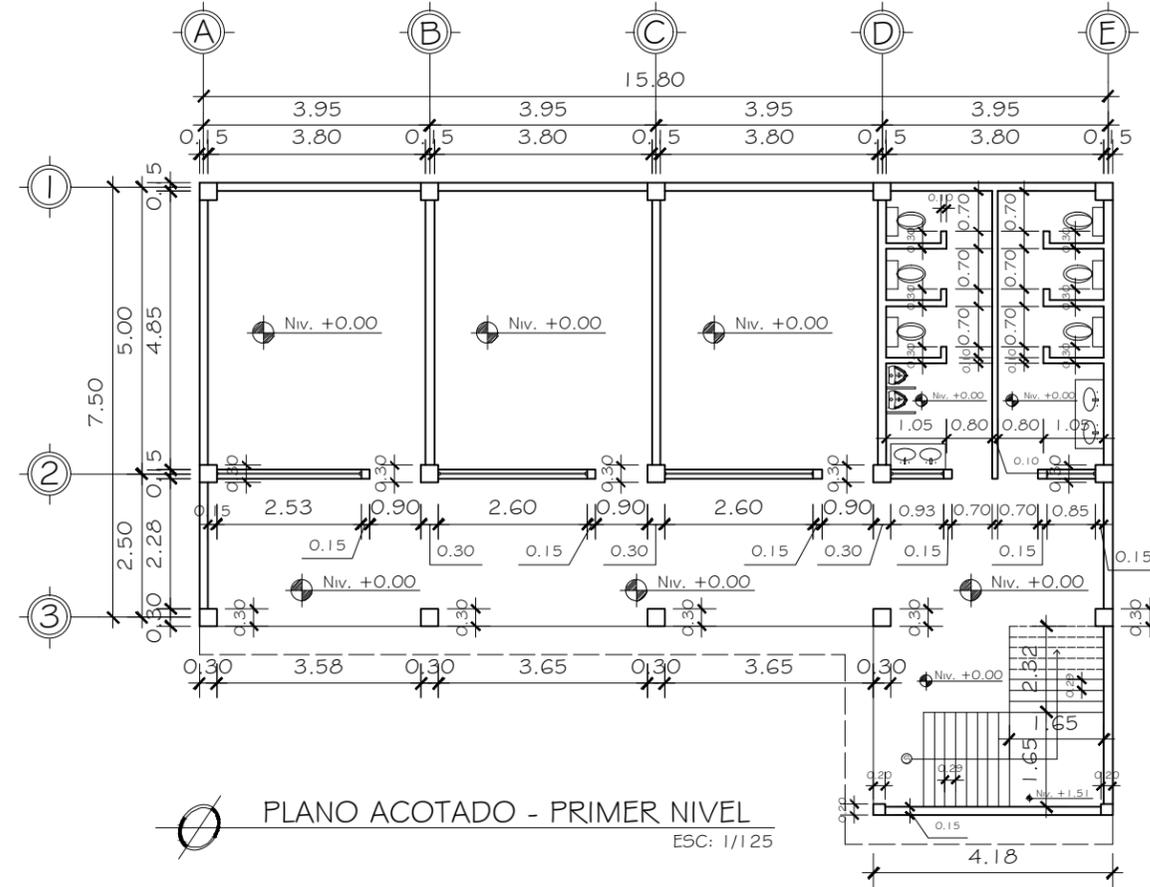
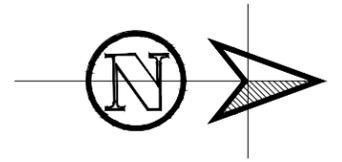
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
DE PATZICÍA

CONTENIDO:
PLANTA AMUEBLADA

FECHA:

ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS

HOJA
2 / 31



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
PARA OFICINAS MUNICIPALES

ESCALA:
INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

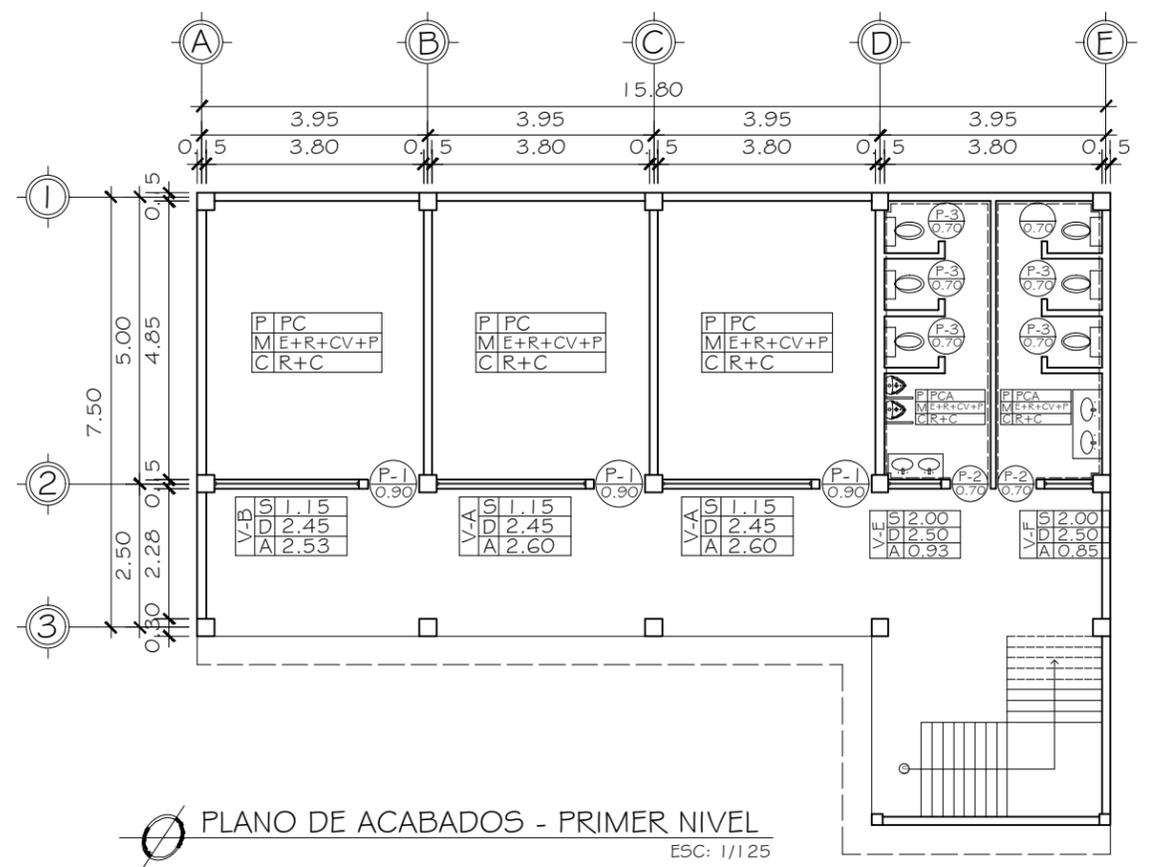
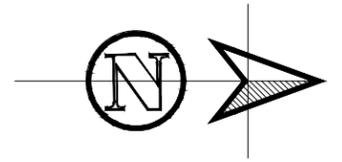
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
DE PATZICÍA

CONTENIDO:
PLANTA ACOTADA

FECHA:

ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS

HOJA
3
31



PLANO DE ACABADOS - PRIMER NIVEL
ESC: 1/125

NOMENCLATURA

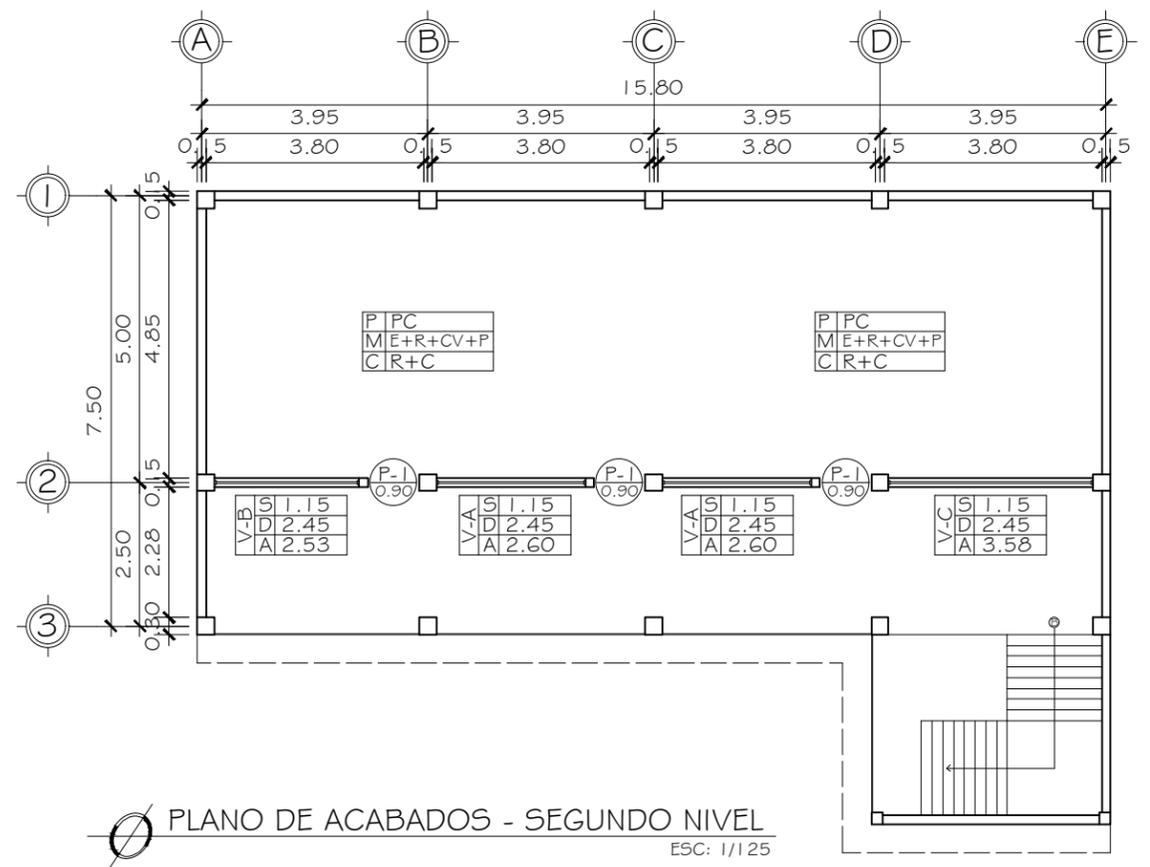
E+R+CV+P	ENSABIETADO+REPELLO+CERNIDO VERTICAL+PINTURA
PC	PISO CERAMICO
PCA	PISO CERAMICO ANTIDESLIZANTE
R+C	REPELLO+CERNIDO
-----	AZULEJO DE 0.20X0.20 CON ALTURA 1.20M

PLANILLA DE VENTANAS

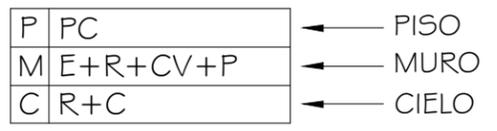
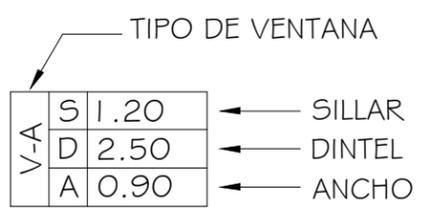
TIPO	ANCHO	ALTO	U	MATERIAL
V-A	2.60	1.30	4	METAL
V-B	2.53	1.30	2	METAL
V-C	3.58	1.30	1	METAL
V-E	0.93	0.50	1	METAL
V-F	0.85	0.50	1	METAL

PLANILLA DE PUERTAS

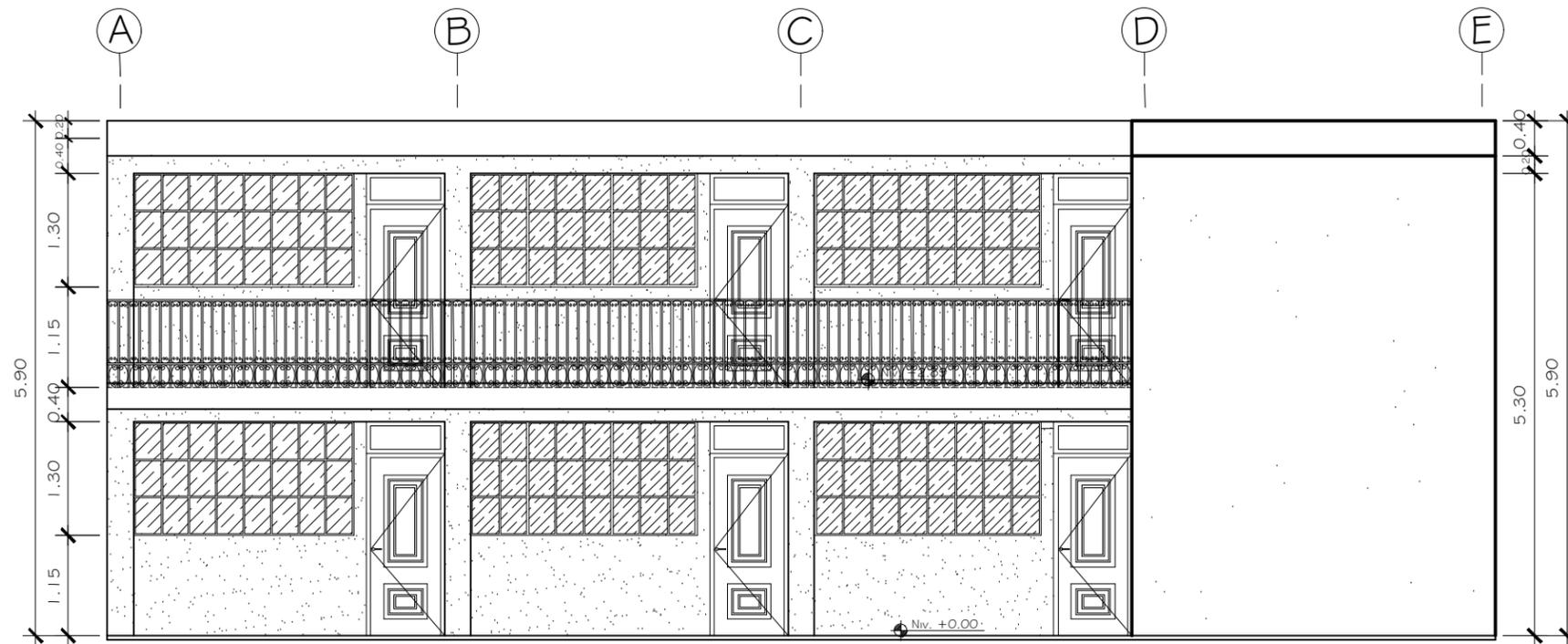
TIPO	ANCHO	ALTO	U	MATERIAL
P-1	0.90	2.45	6	METAL
P-2	0.70	2.45	2	METAL
P-3	0.70	1.70	6	METAL



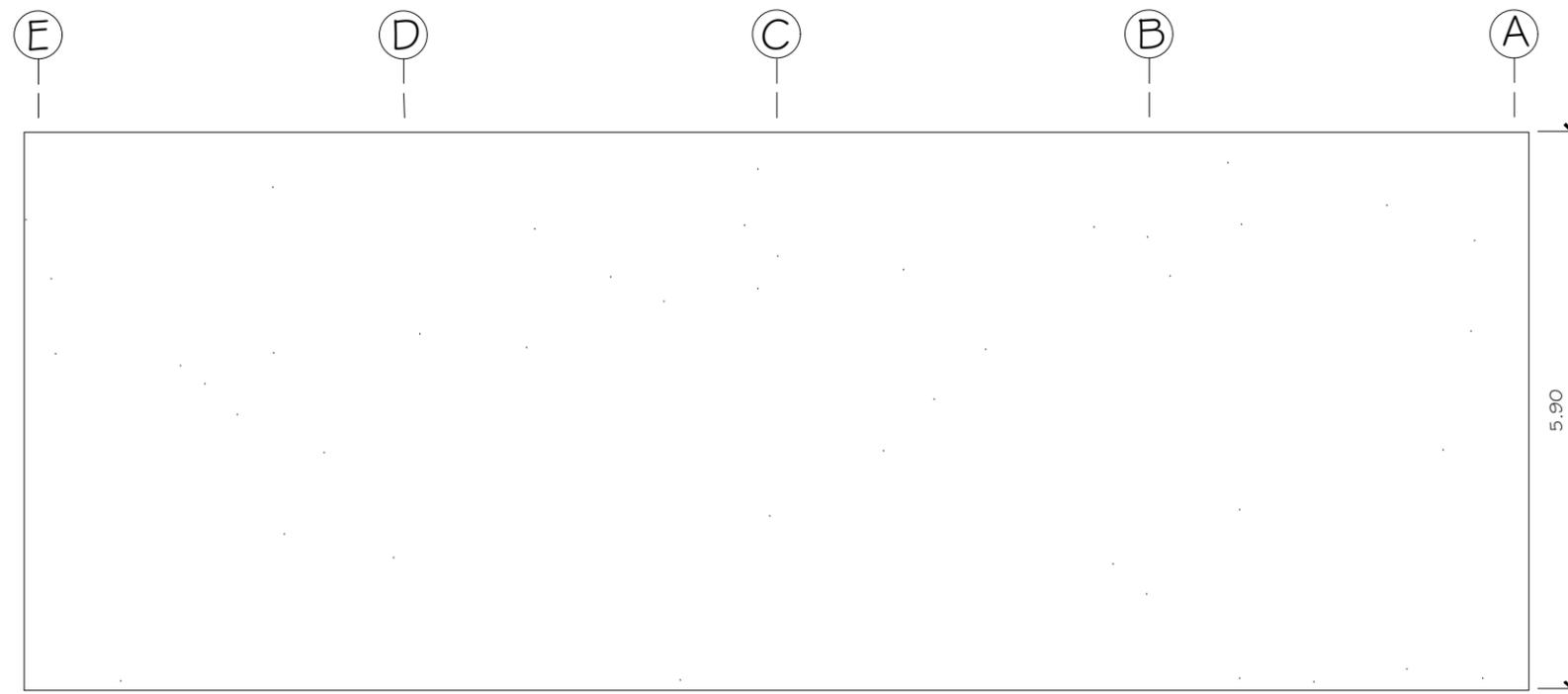
PLANO DE ACABADOS - SEGUNDO NIVEL
ESC: 1/125



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EPS	
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES	ESCALA: INDICADA
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA	CONTENIDO: PLANTA DE ACABADOS
FECHA:	ING. JUAN MERCK COS ASESOR DE EPS
	HOJA 4 / 31

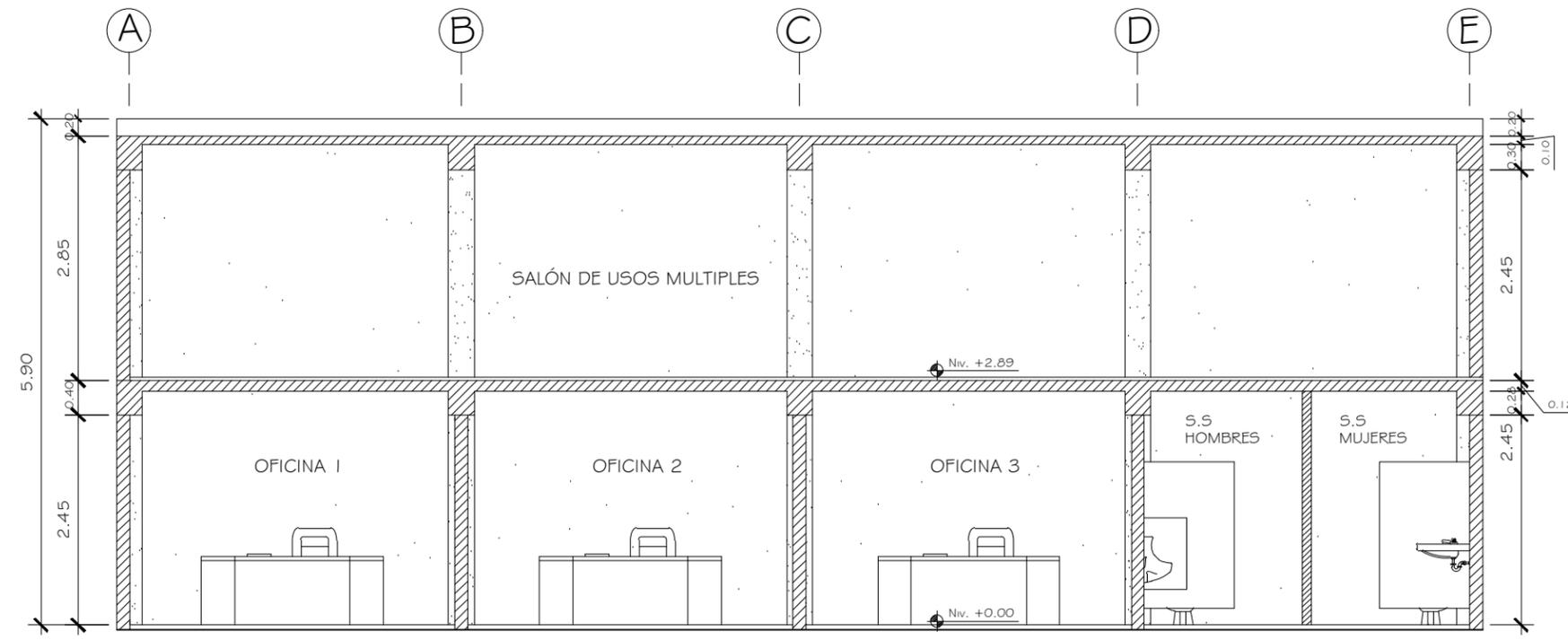


ELEVACIÓN FRONTAL
ESC: 1/75

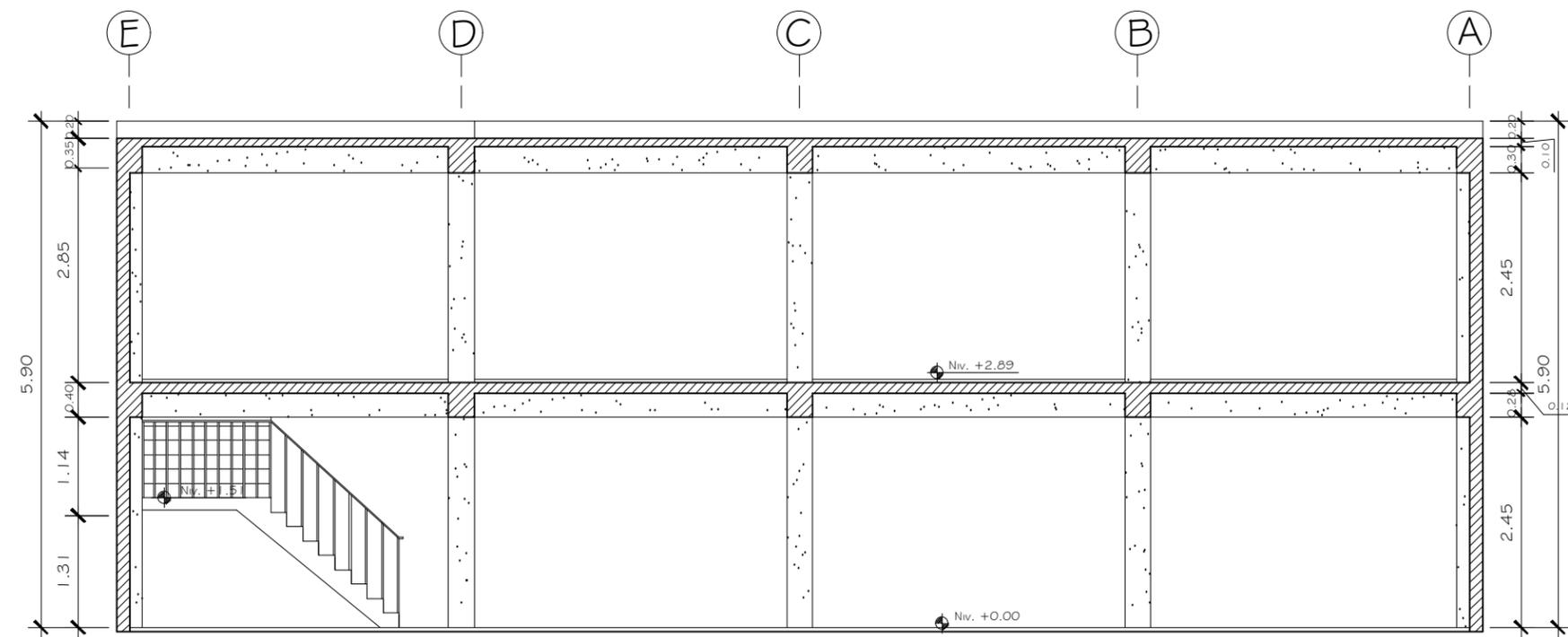


ELEVACIÓN TRASERA
ESC: 1/75

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES		ESCALA: INDICADA
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH		CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA		CONTENIDO: ELEVACIONES
FECHA:	ING. JUAN MERCK COS ASESOR DE EPS	HOJA 5 / 31

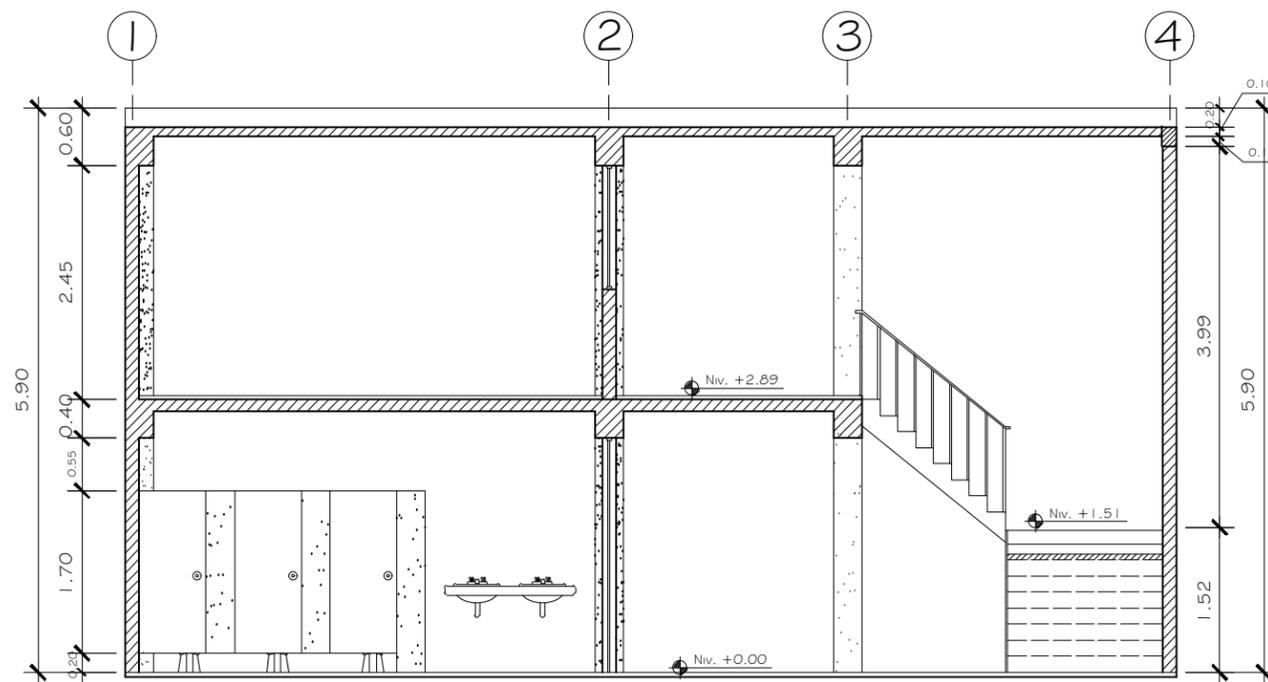


CORTE LONGITUDINAL C-C
ESC: 1/75



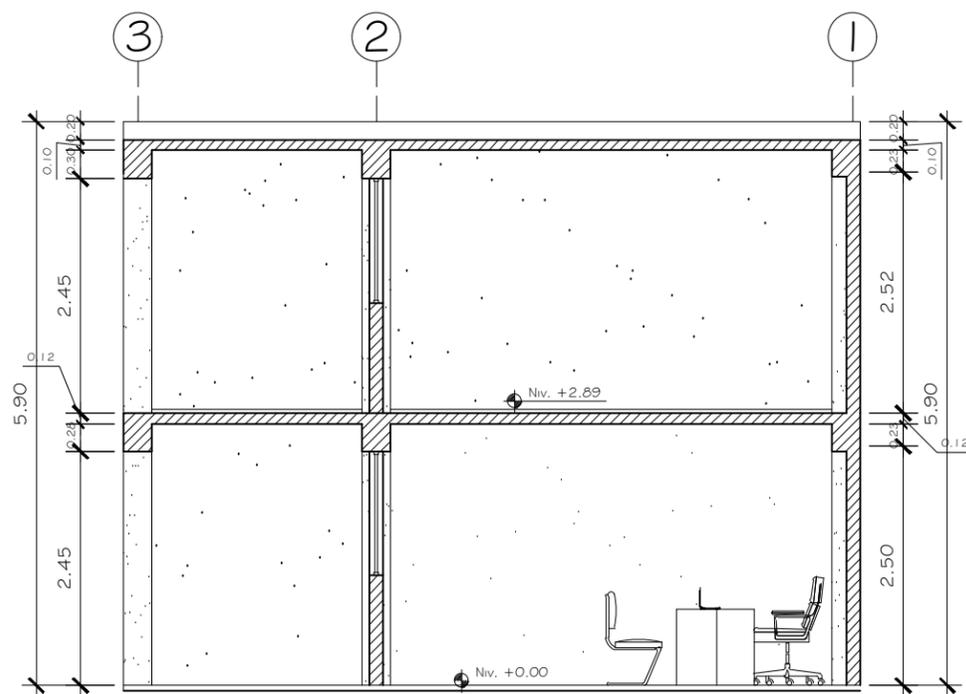
CORTE LONGITUDINAL D-D
ESC: 1/75

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EPS	
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES	ESCALA: INDICADA
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA	CONTENIDO: SECCIONES #1
FECHA:	ING. JUAN MERCK COS ASESOR DE EPS
HOJA 6 / 31	



SECCIÓN TRANSVERSAL A-A

ESC: 1/75



SECCIÓN TRANSVERSAL B-B

ESC: 1/75

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
PARA OFICINAS MUNICIPALES

ESCALA:
INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

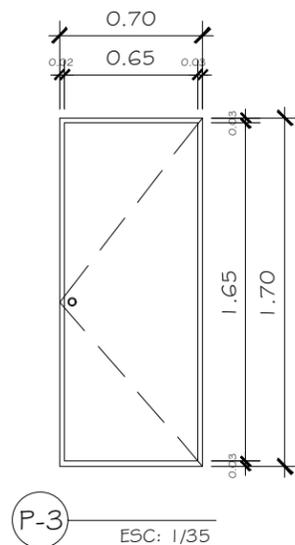
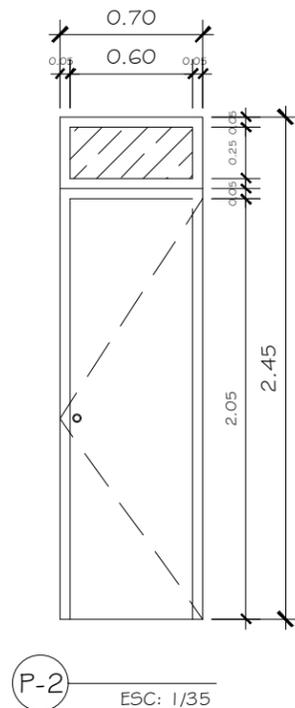
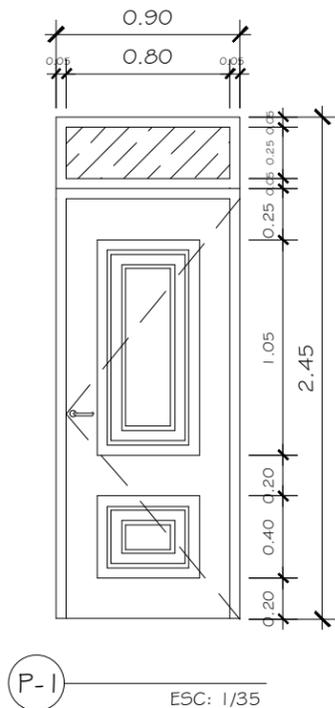
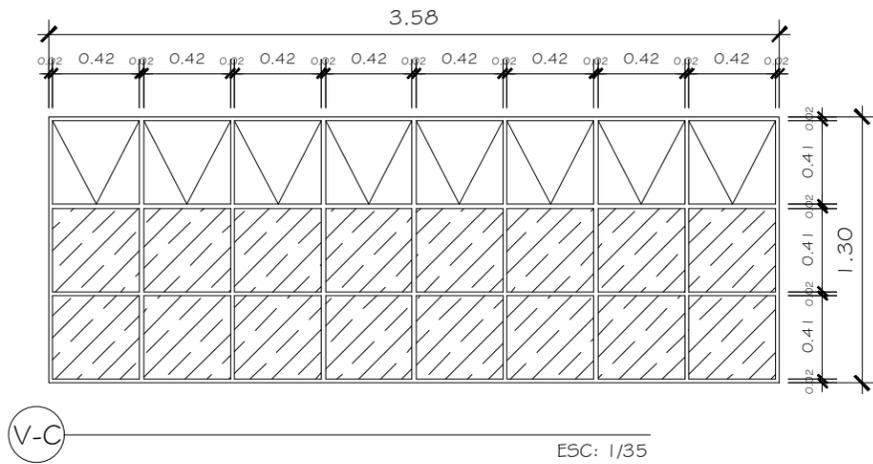
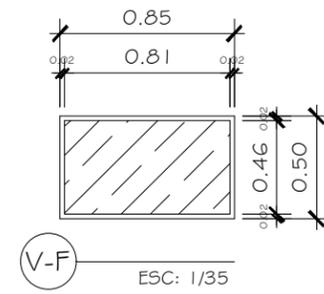
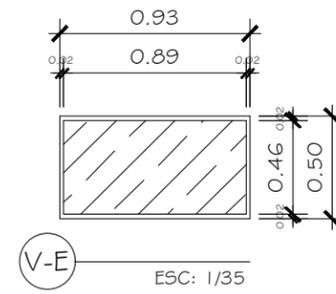
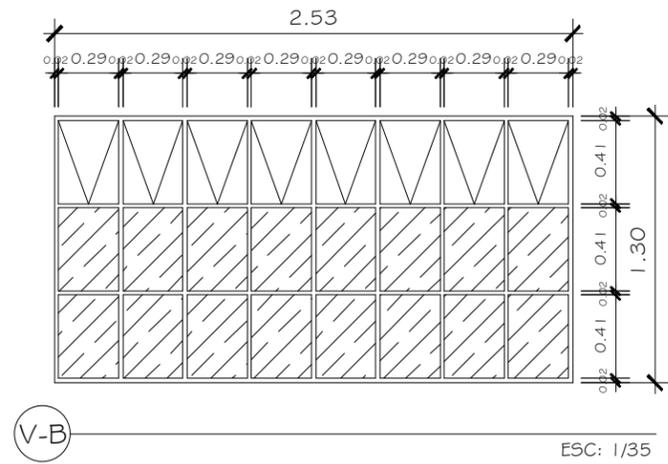
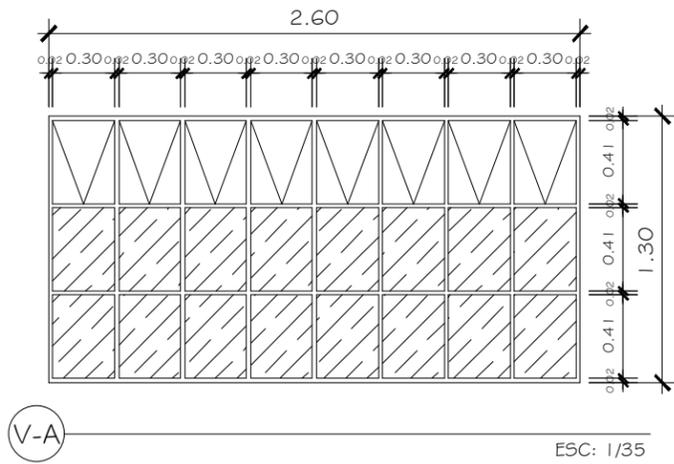
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
DE PATZICÍA

CONTENIDO:
SECCIONES #2

FECHA:

ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS

HOJA
7
31



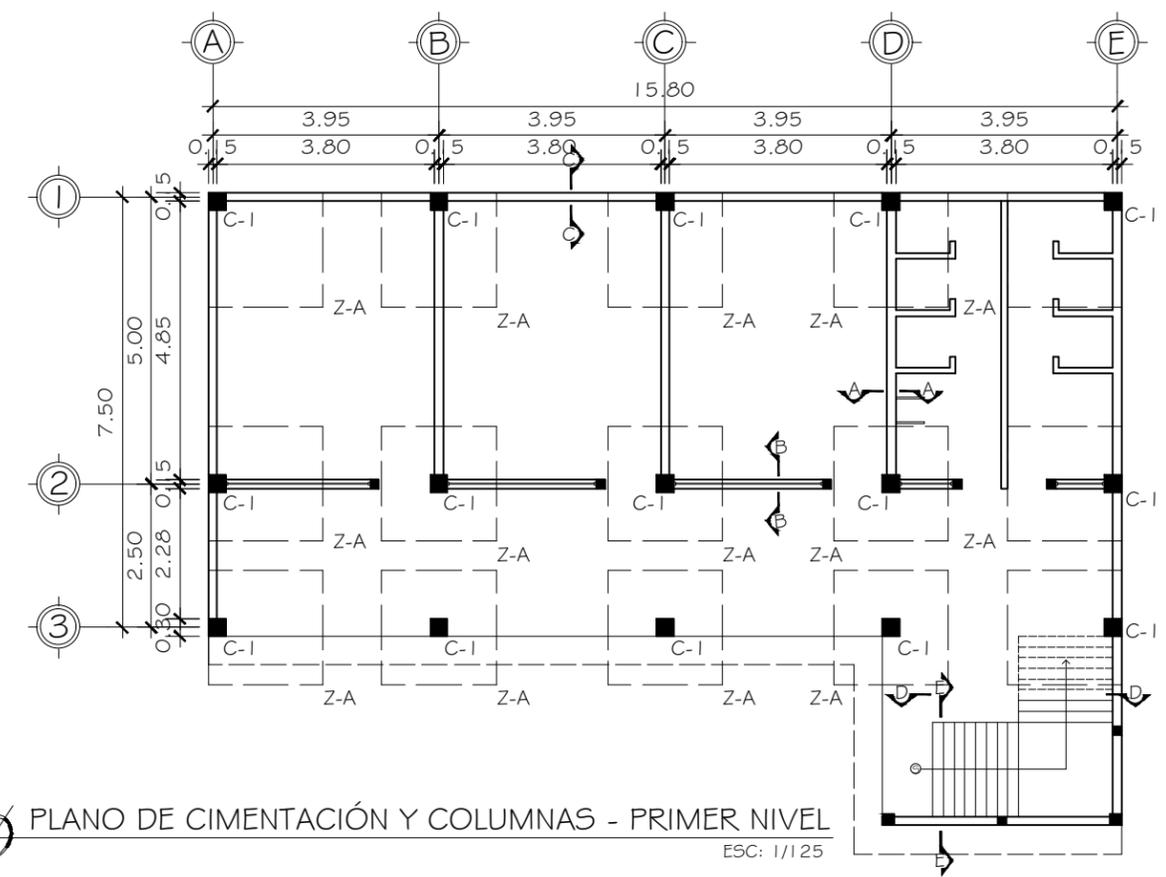
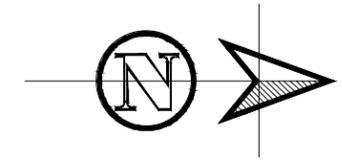
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES
ESCALA: INDICADA

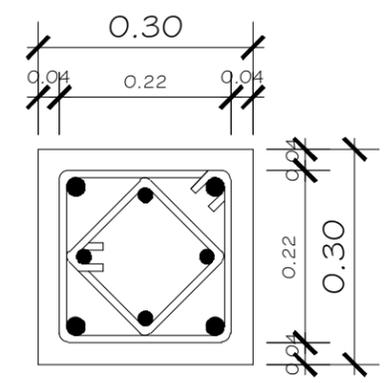
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH
CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH

UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA
CONTENIDO: DETALLES DE PUERTAS Y VENTAS

FECHA:
ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS
HOJA 8 / 31

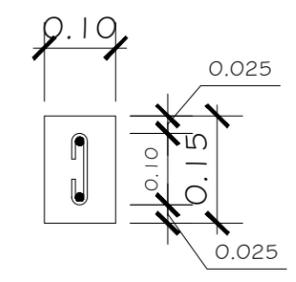


PLANO DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS - PRIMER NIVEL
ESC: 1/125



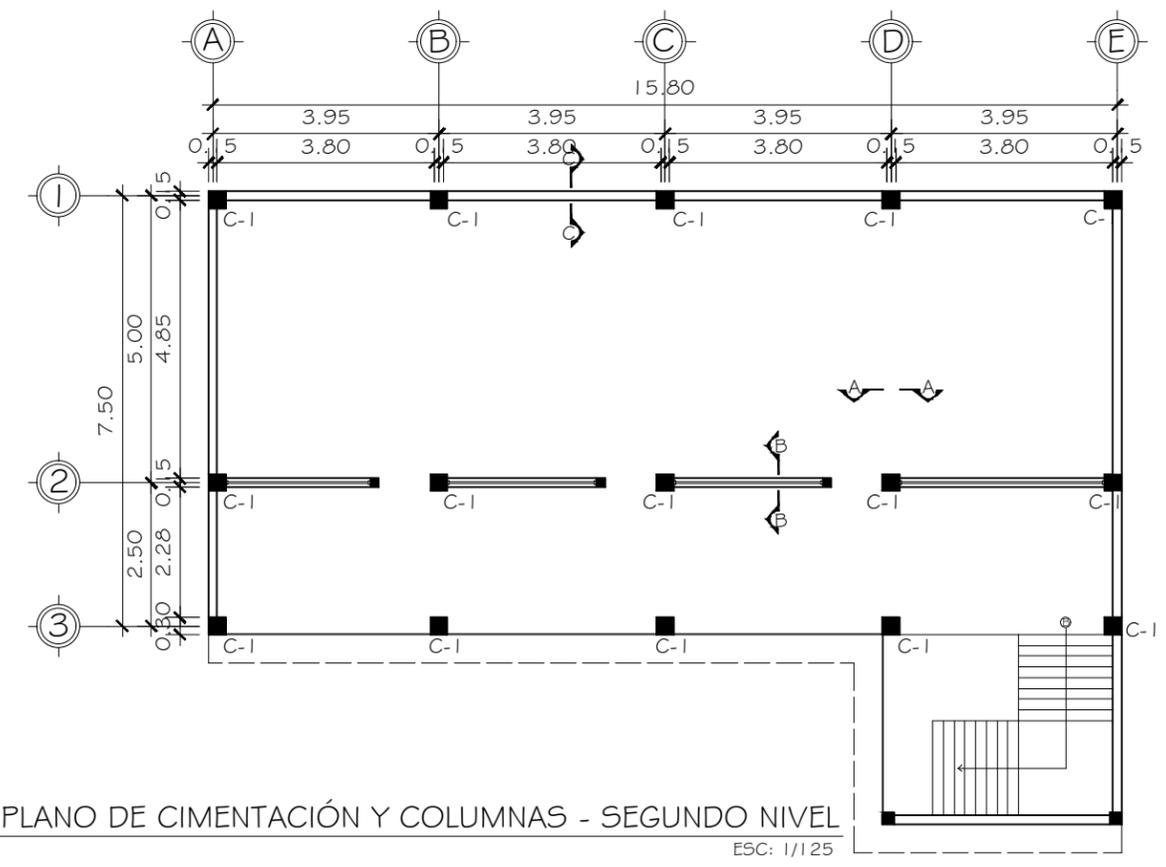
COLUMNA
0.30m X 0.30m
4 No.7 + 4 No.6 + EST. No.3;
CONFINAMIENTO @ 0.05m +
RESTO @ 0.15m

COLUMNA C-1
ESC: 1/10



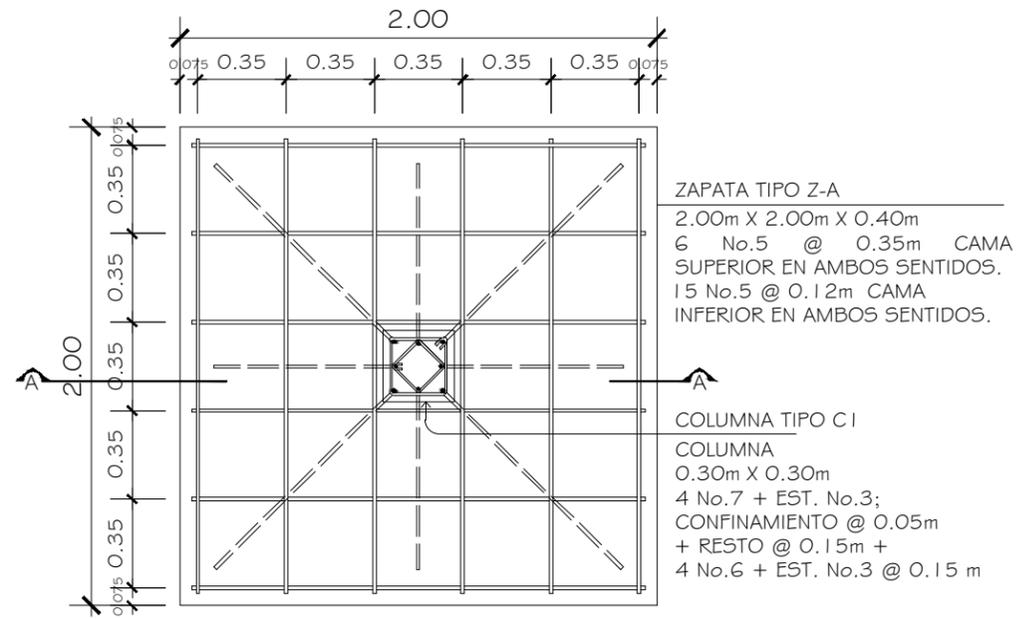
COLUMNA
0.10m X 0.15m
2 No.3 + ESL.
No.2 @ 0.15m

COLUMNA C
ESC: 1/10



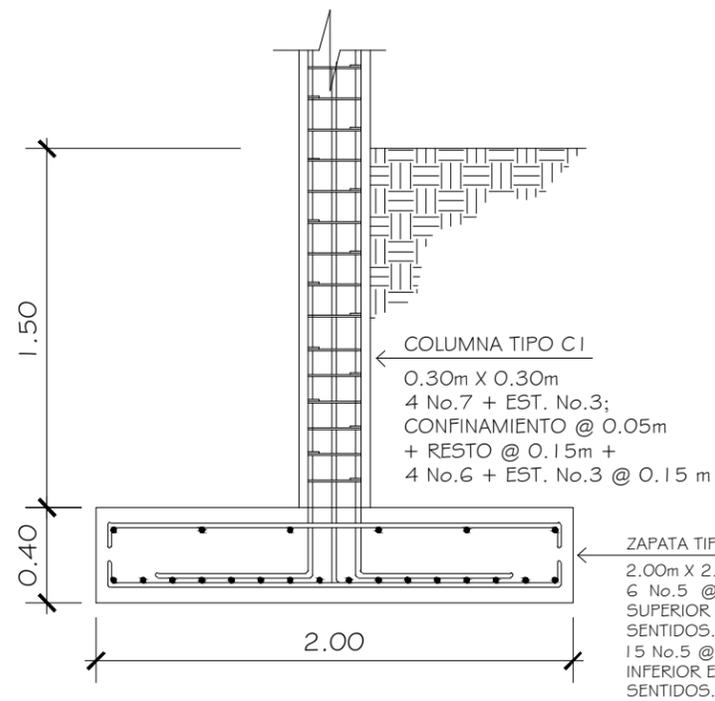
PLANO DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS - SEGUNDO NIVEL
ESC: 1/125

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES	ESCALA: INDICADA	
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA	CONTENIDO: CIMENTACIÓN Y COLUMNAS	
FECHA:	ING. JUAN MERCK COS ASESOR DE EPS	HOJA 9 / 31



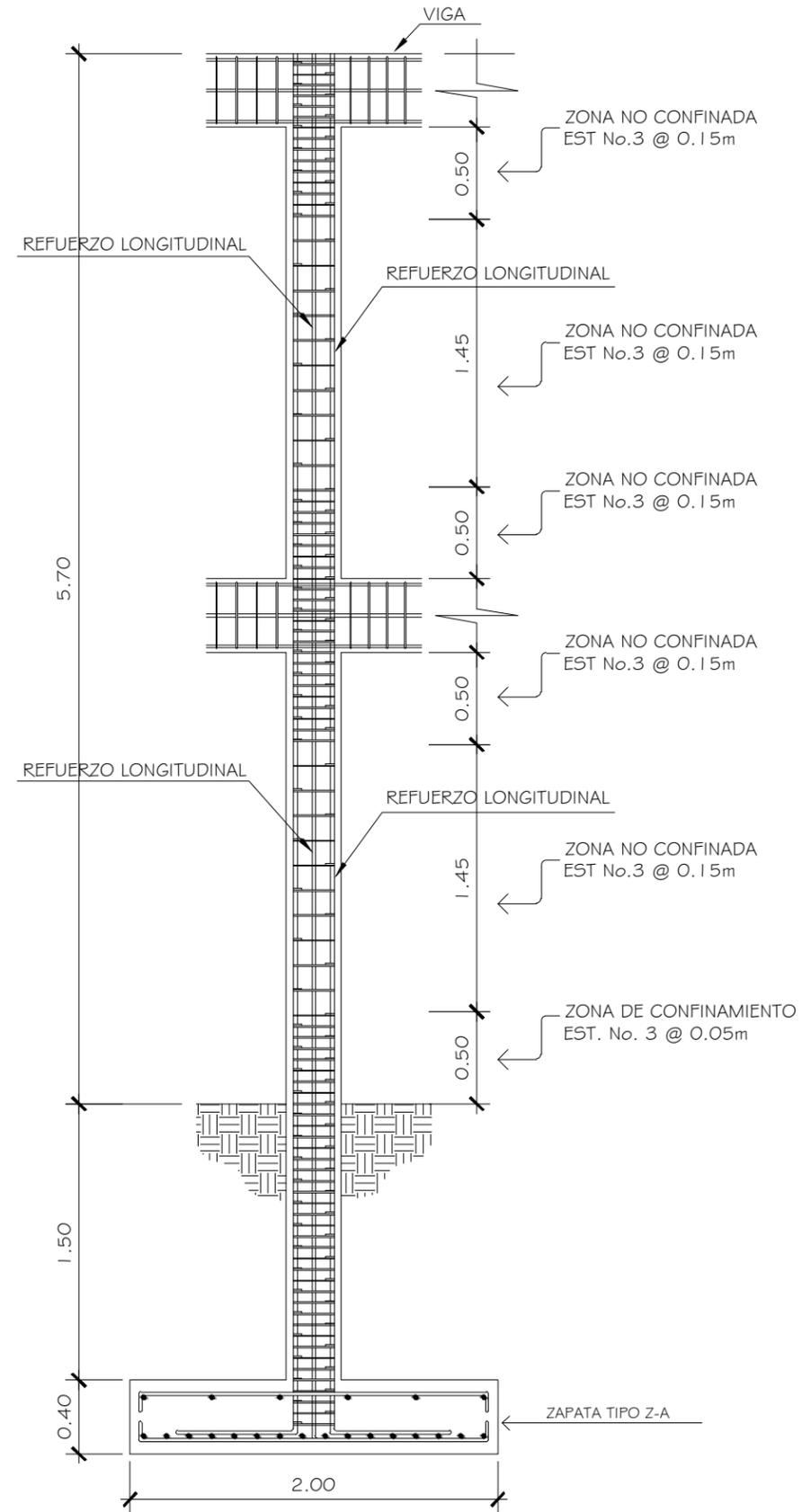
ARMADO DE ZAPATA TIPO Z-A

ESC: 1/30



SECCIÓN DE ZAPATA TIPO ZA A-A

ESC: 1/30



ARMADO DE COLUMNA TIPO C-1

ESC: 1/35

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
 PARA OFICINAS MUNICIPALES

ESCALA:
 INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
 CURUCHICH

CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
 CURUCHICH

UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
 DE PATZICÍA

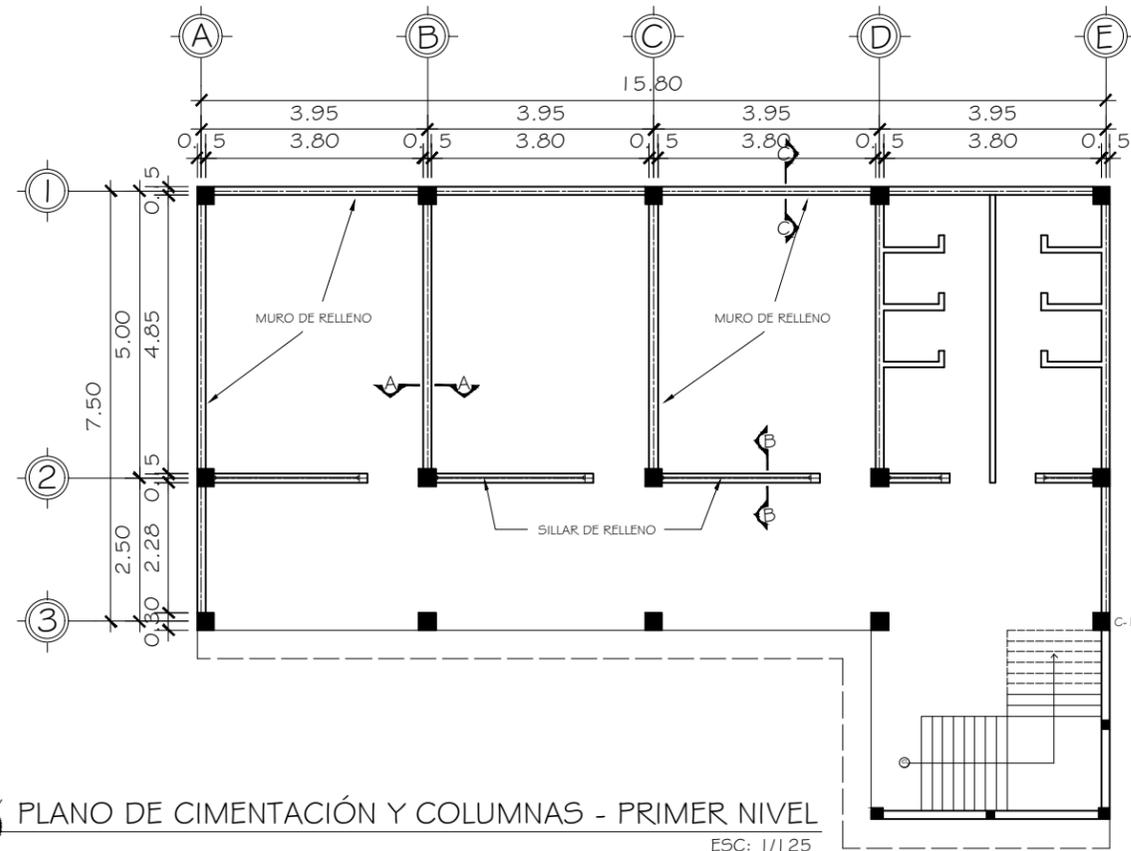
CONTENIDO:
 DETALLE DE ARAMADO DE CIMENTACIÓN
 Y COLUMNA

FECHA:

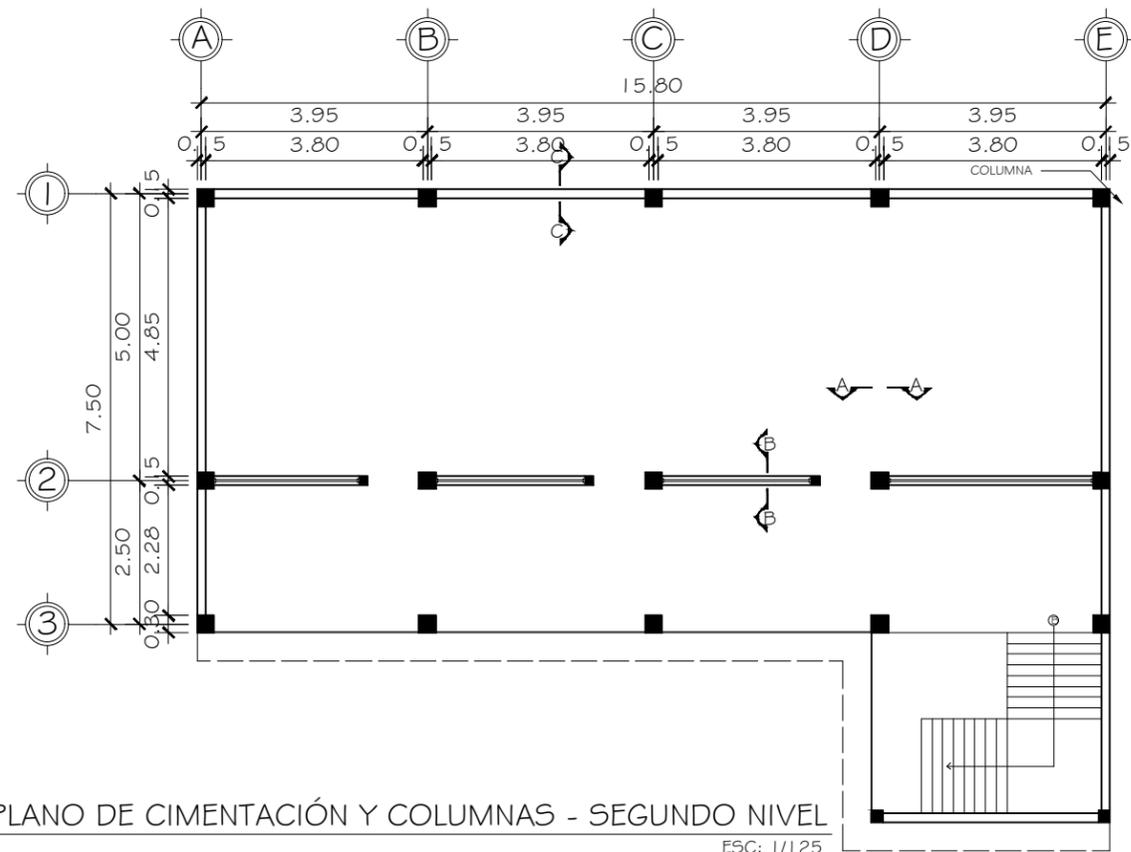
ING. JUAN MERCK COS
 ASESOR DE EPS

HOJA

10
 31

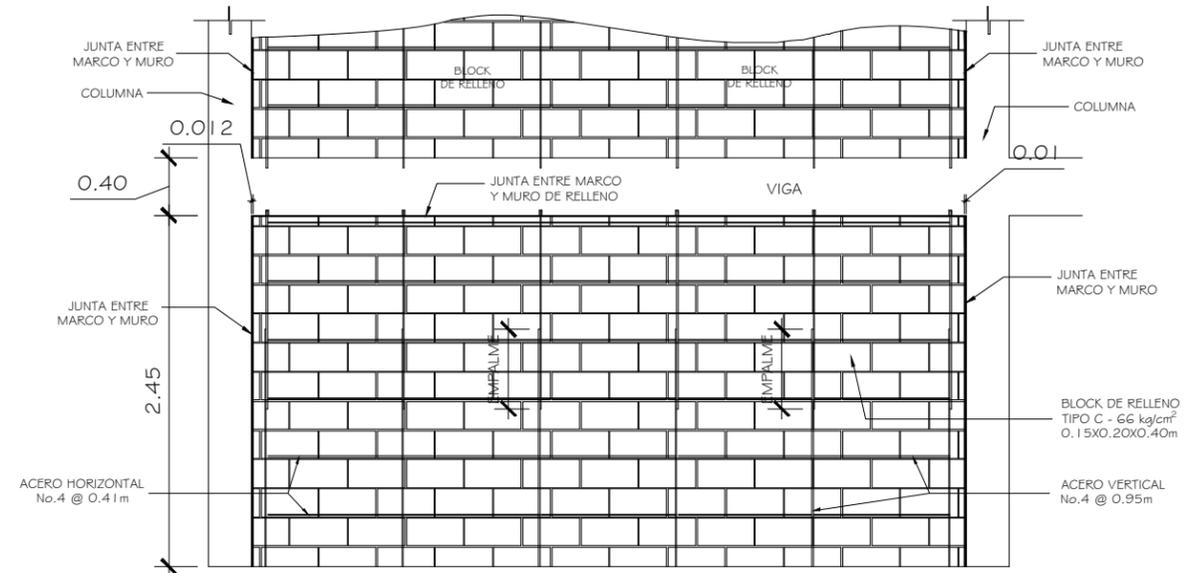
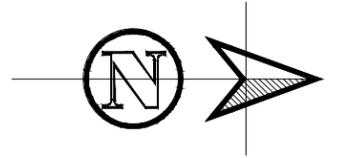


PLANO DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS - PRIMER NIVEL
ESC: 1/125

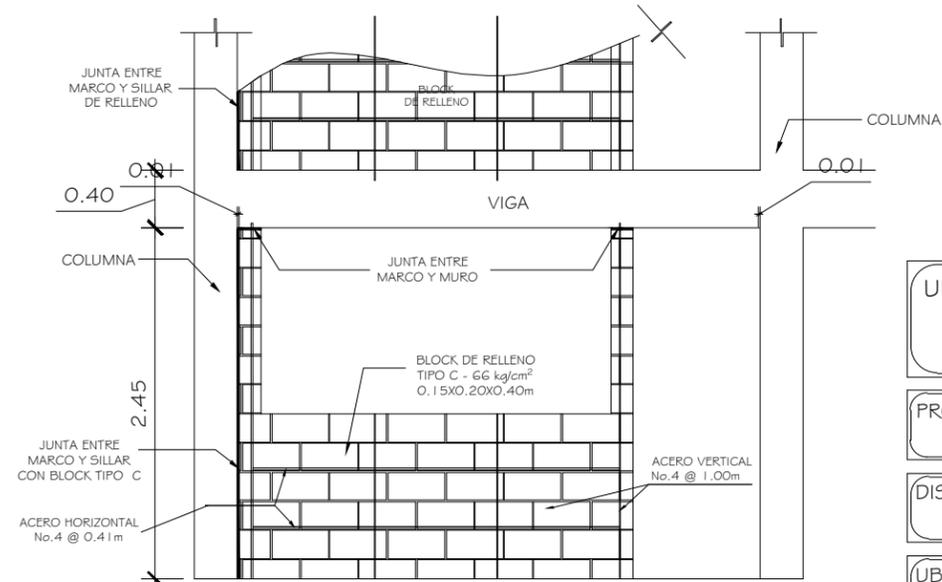


PLANO DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS - SEGUNDO NIVEL
ESC: 1/125

PLANTA MURO DE RELLENO



SECCIÓN A-A - DETALLE DE ARMADO DE JUNTA, MURO DE RELLENO Y MARCO
ESC: 1/50



SECCIÓN B-B - DETALLE DE ARMADO DE JUNTA, MURO DE RELLENO Y MARCO
ESC: 1/50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
PARA OFICINAS MUNICIPALES

ESCALA:
INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

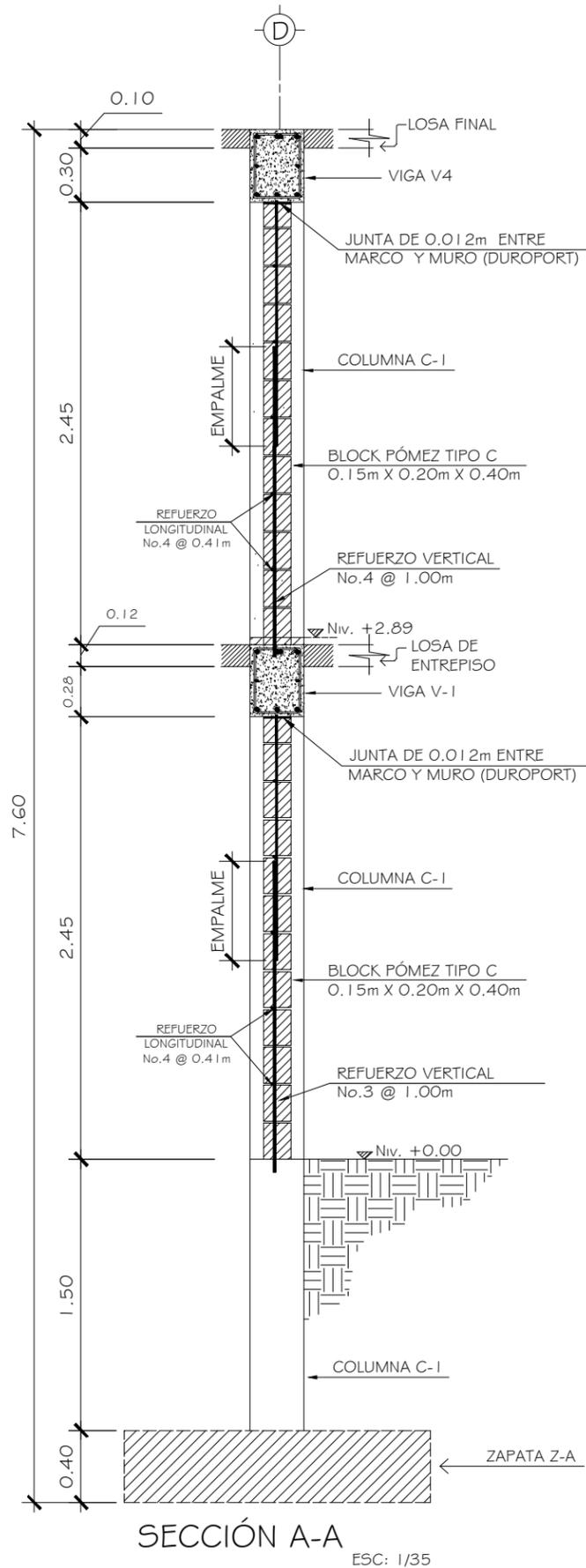
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
DE PATZICÍA

CONTENIDO:
PLANTA Y DETALLES DE MURO DE RELLENO

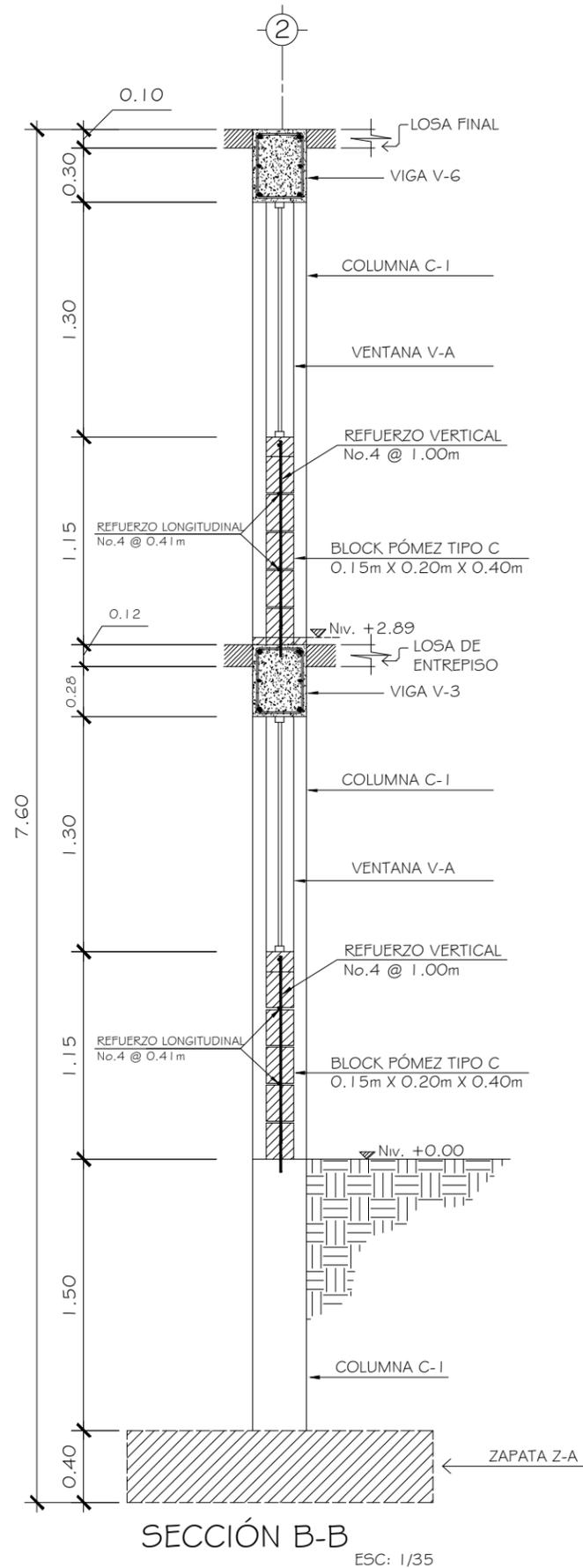
FECHA:

ING. JUAN MÉRCK COS
ASESOR DE EPS

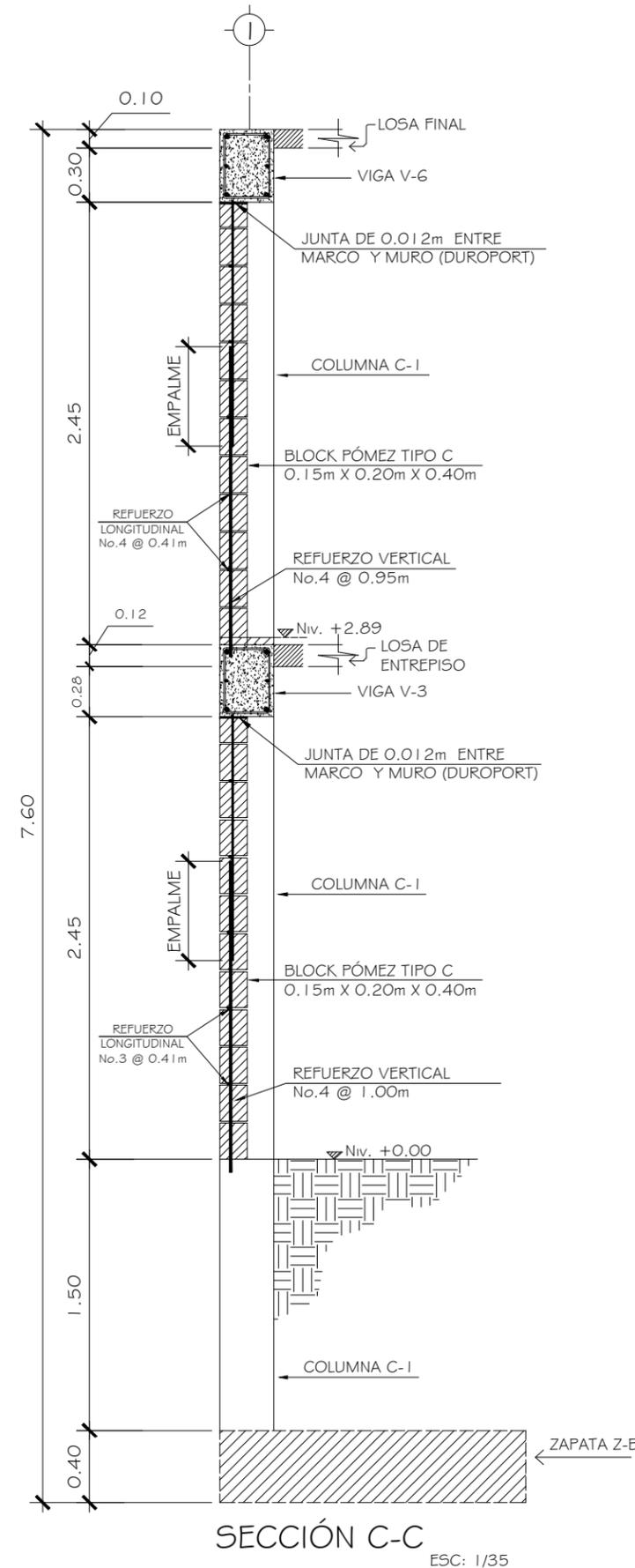
HOJA
11
31



SECCIÓN A-A
ESC: 1/35

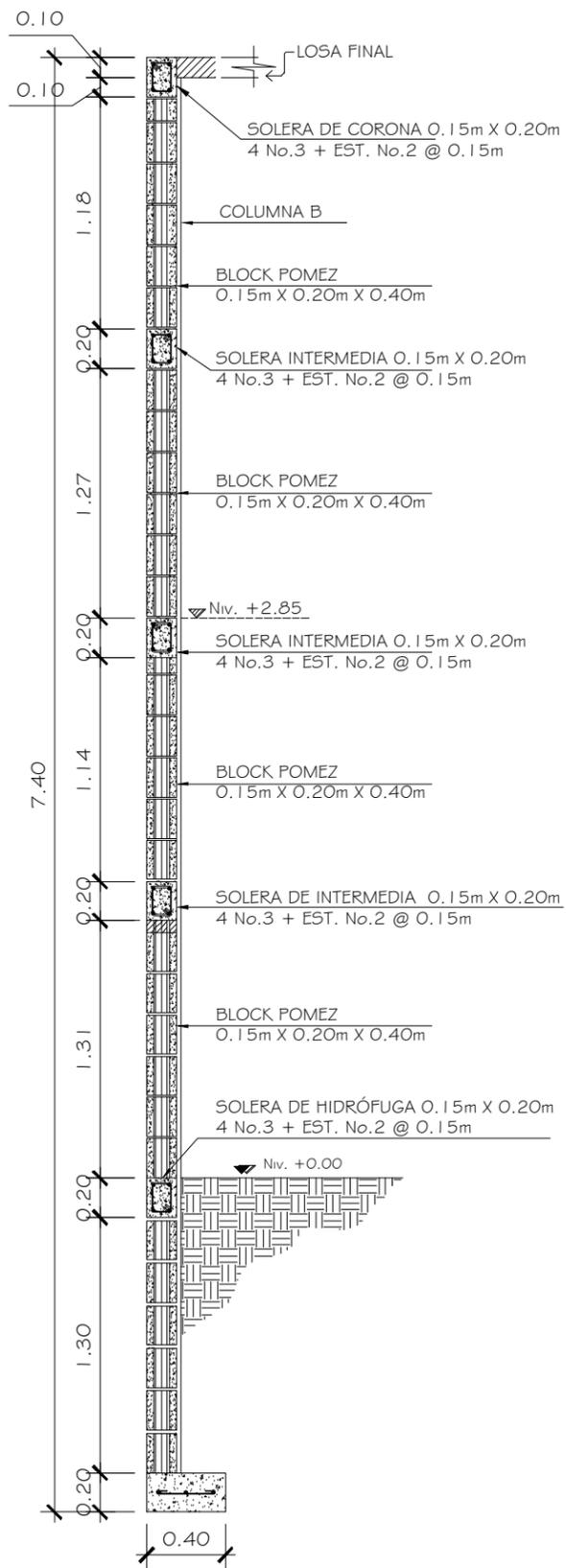


SECCIÓN B-B
ESC: 1/35



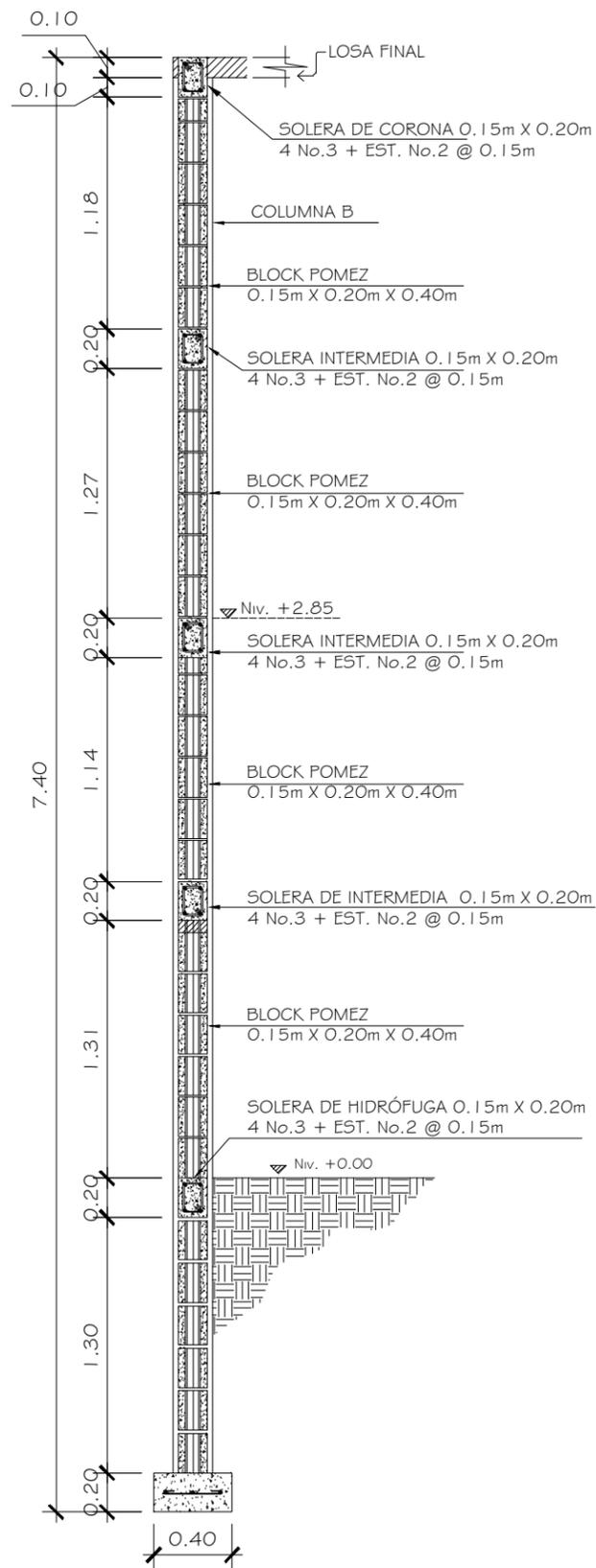
SECCIÓN C-C
ESC: 1/35

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EPS	
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES	ESCALA: INDICADA
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA	CONTENIDO: SECCIONES DE MURO DE RELLENO
FECHA:	ING. JUAN MERCK COS ASESOR DE EPS
HOJA 12 31	



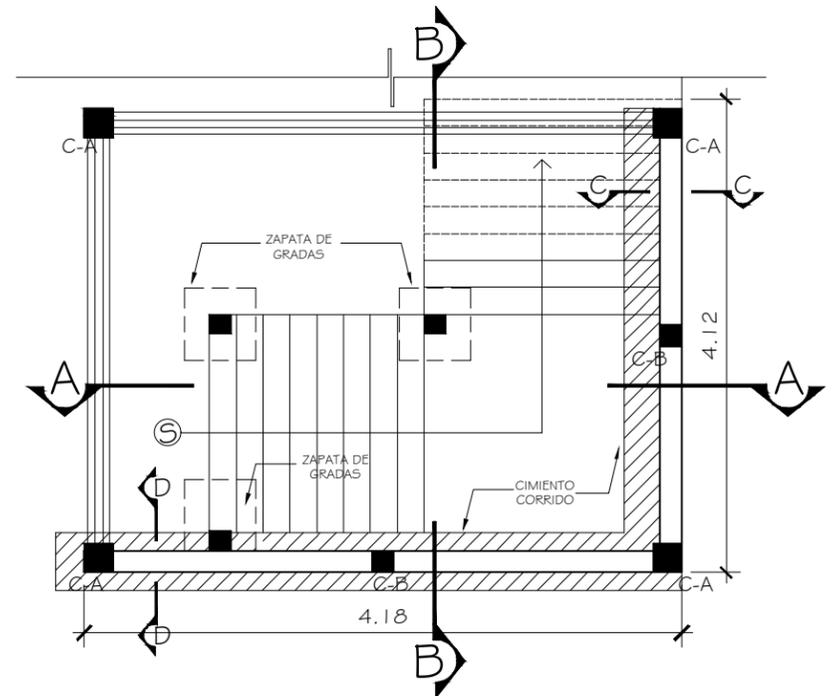
SECCIÓN C-C DE MURO SISTEMA CAJON DE MODULO DE GRADAS

ESC: 1/35



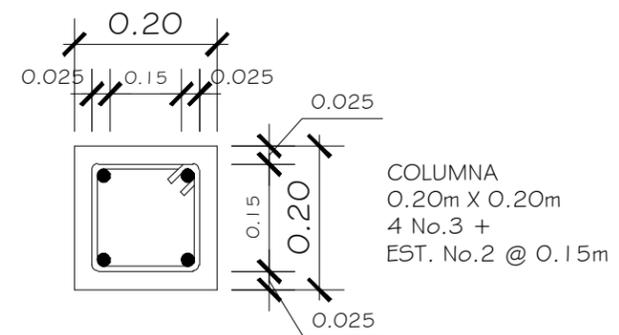
SECCIÓN D-D DE MURO SISTEMA CAJON DE MODULO DE GRADAS

ESC: 1/35



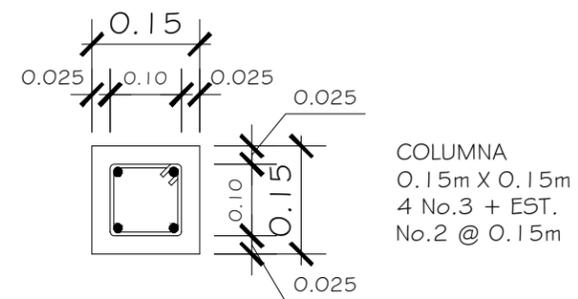
CIMENTACIÓN DE SISTEMA CAJON MODULO DE GRADAS

ESC: 1/125



COLUMNA A

ESC: 1/10



COLUMNA B

ESC: 1/10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
PARA OFICINAS MUNICIPALES

ESCALA:
INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
DE PATZICÍA

CONTENIDO:
PLANTA DE CIMENTACIÓN, SECCIONES DE MUROS Y
DETALLES DE SISTEMA CAJON DE MODULO DE
GRADAS

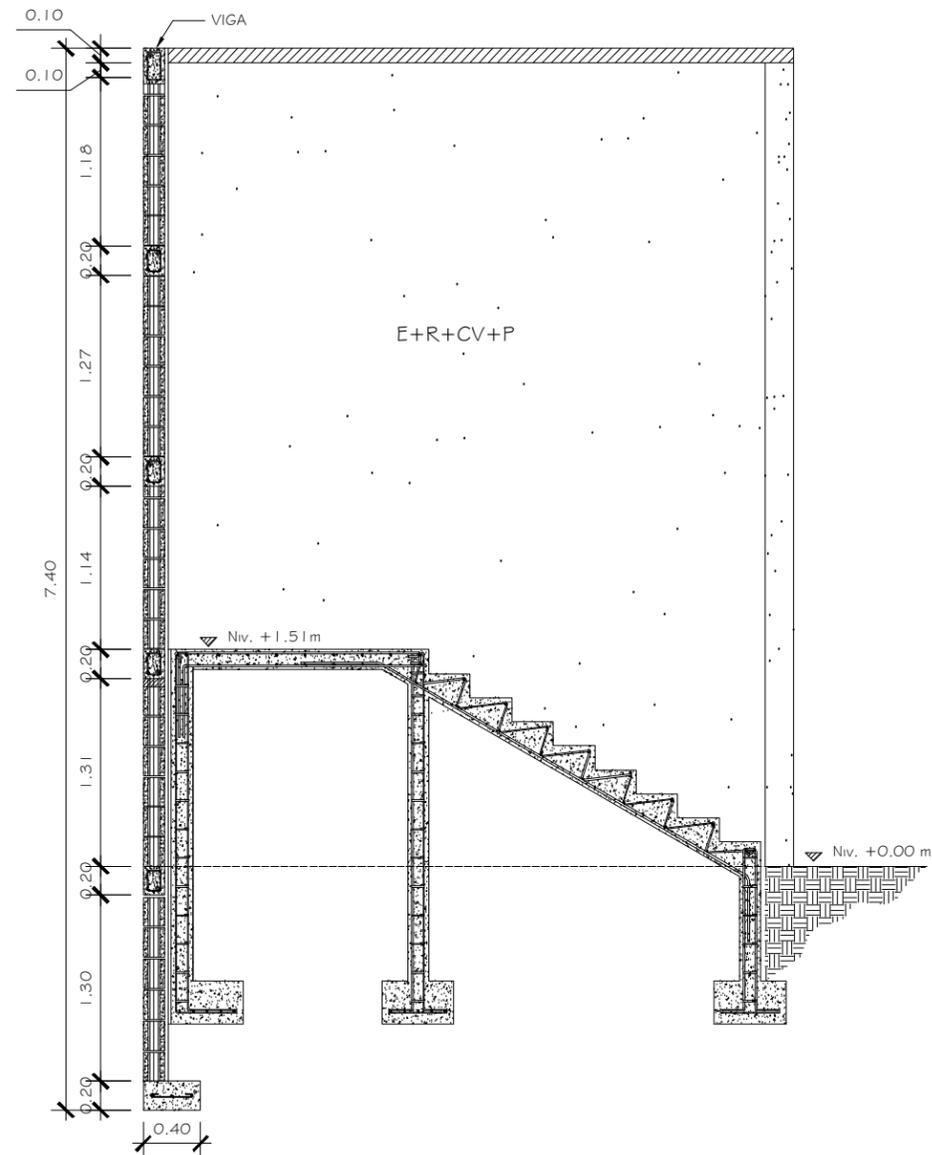
FECHA:

ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS

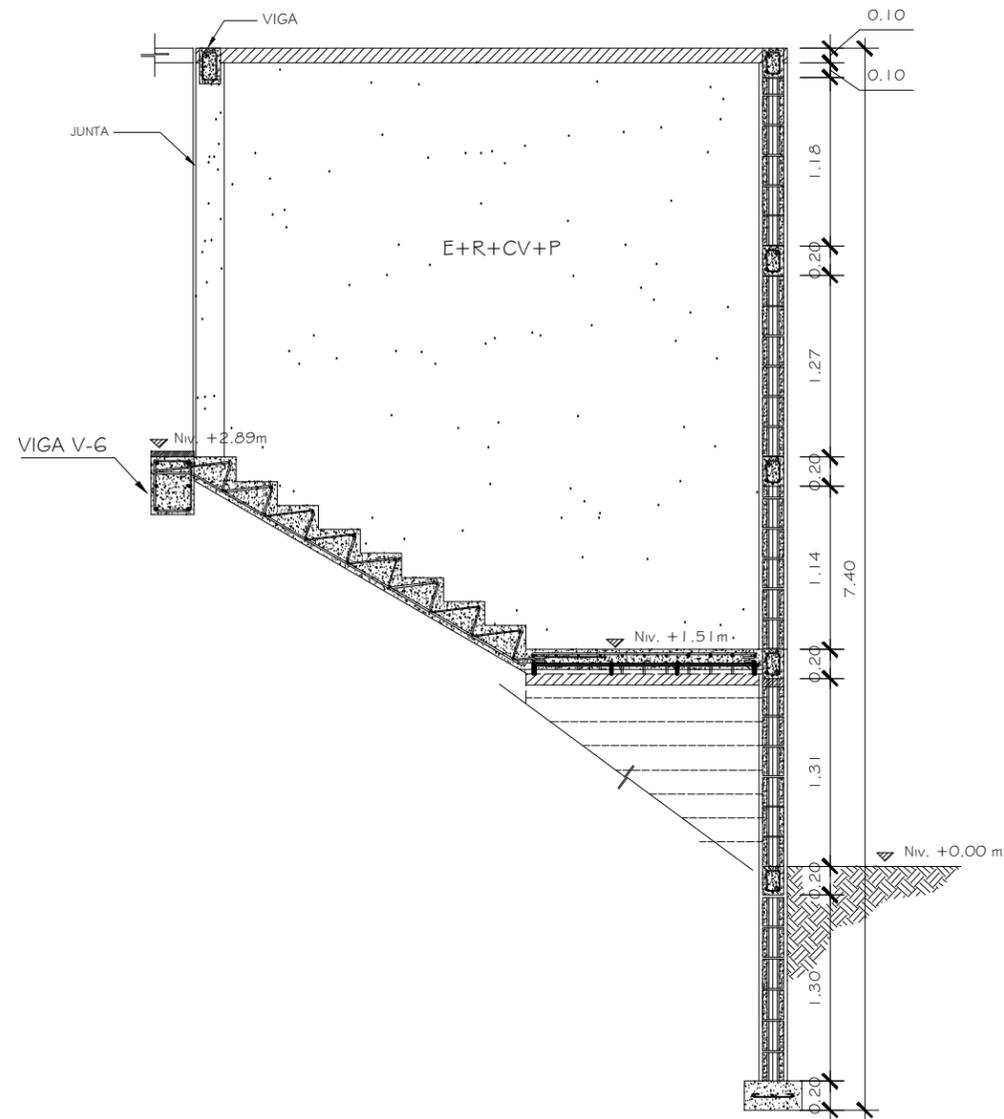
HOJA

13

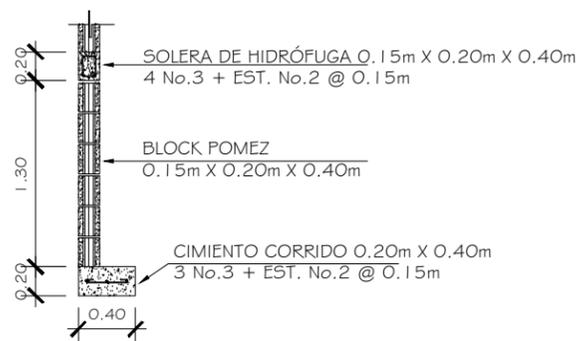
31



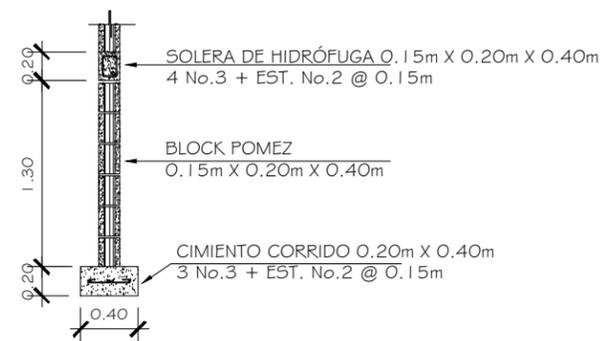
SECCIÓN A-A - MODULO DE GRADAS
ESC: 1/50



SECCIÓN B-B - MODULO DE GRADAS
ESC: 1/50

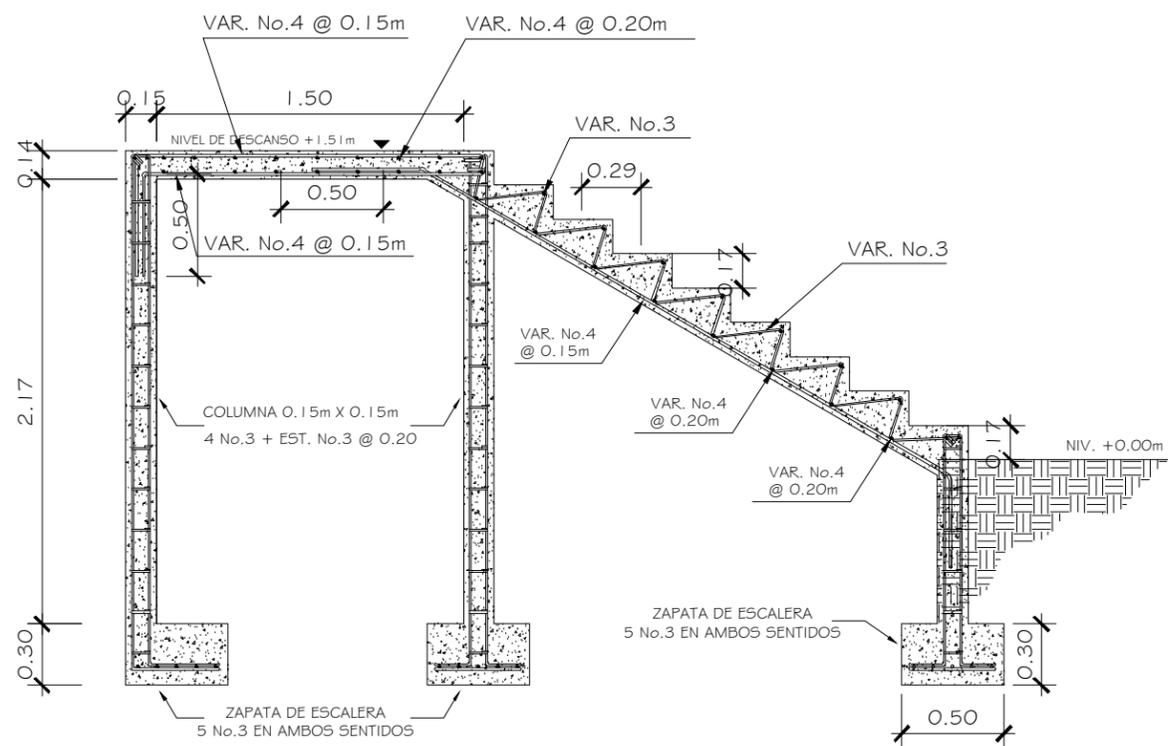


DETALLE DE CIMENTO CORRIDO
ESC: 1/50



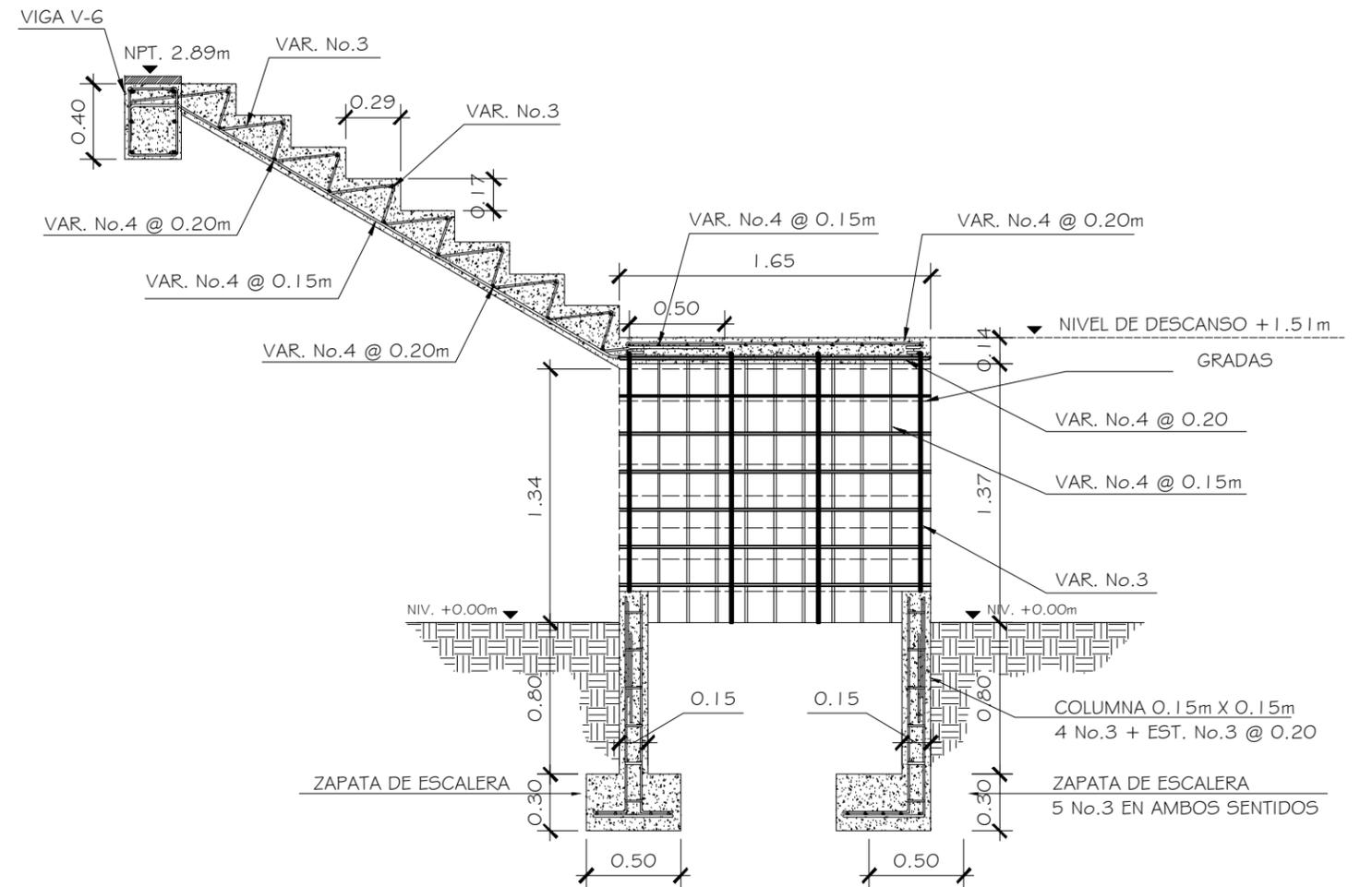
DETALLE DE CIMENTO CORRIDO
ESC: 1/50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES		ESCALA: INDICADA
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	
ESC: 1/35		
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA	CONTENIDO: SECCIONES DE MODULO DE GRADAS	
FECHA:	ING. JUAN MERCK COS ASESOR DE EPS	HOJA 14 31



SECCION DE ESCALERA D-D

ESC: 1/35



SECCION DE ESCALERA E-E

ESC: 1/35

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
PARA OFICINAS MUNICIPALES

ESCALA:
INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

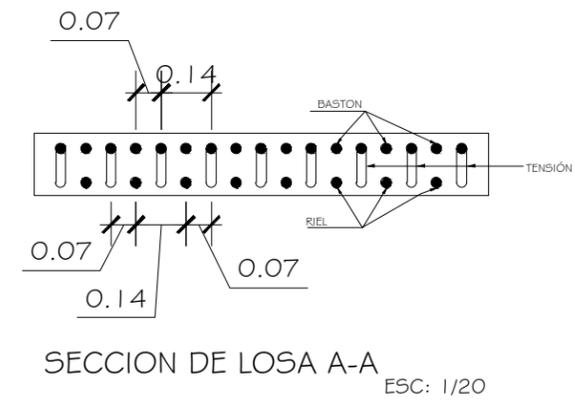
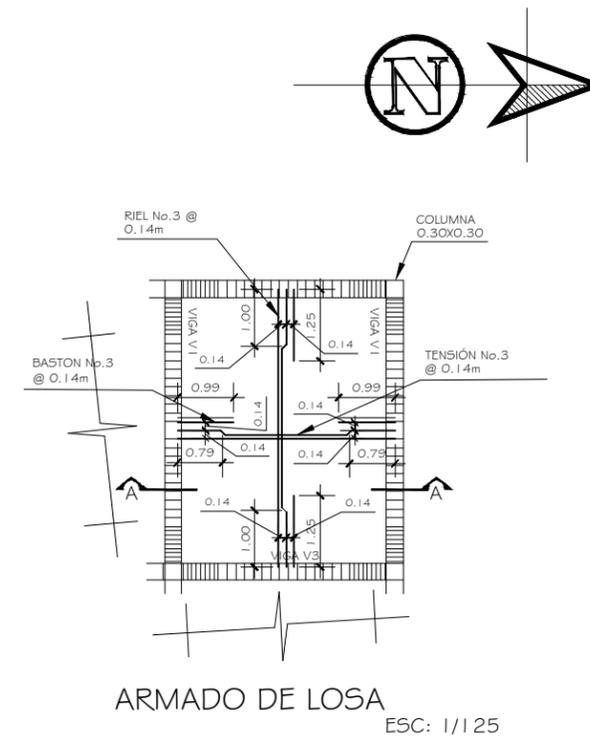
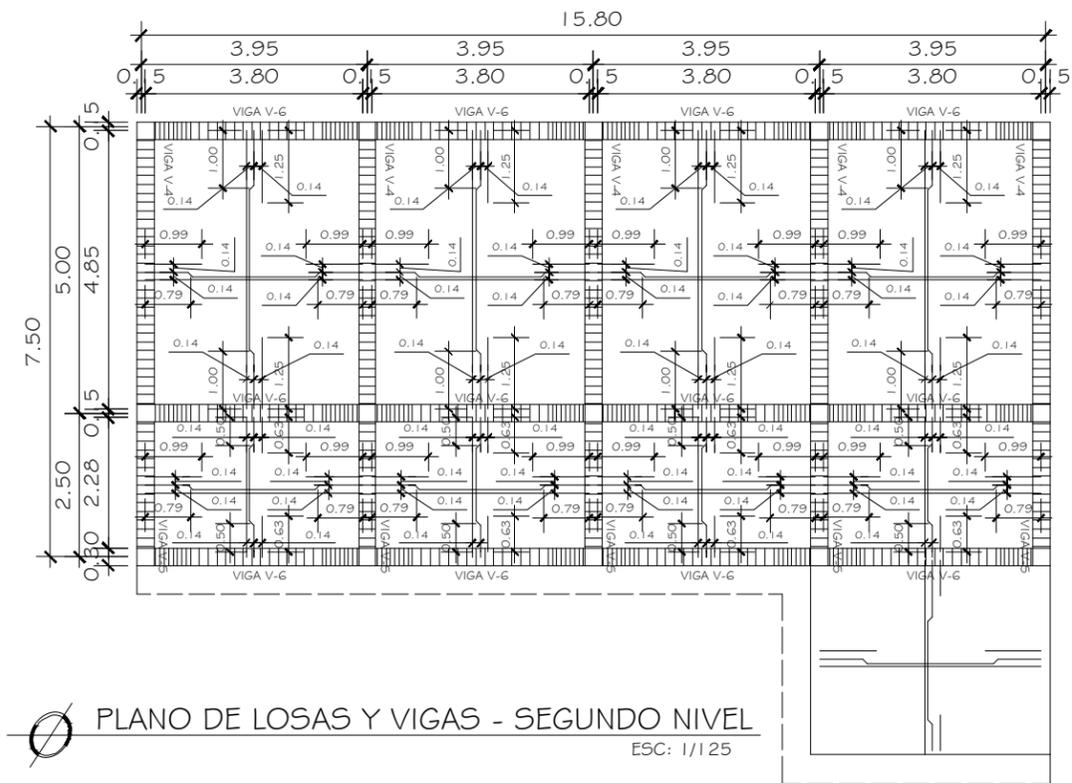
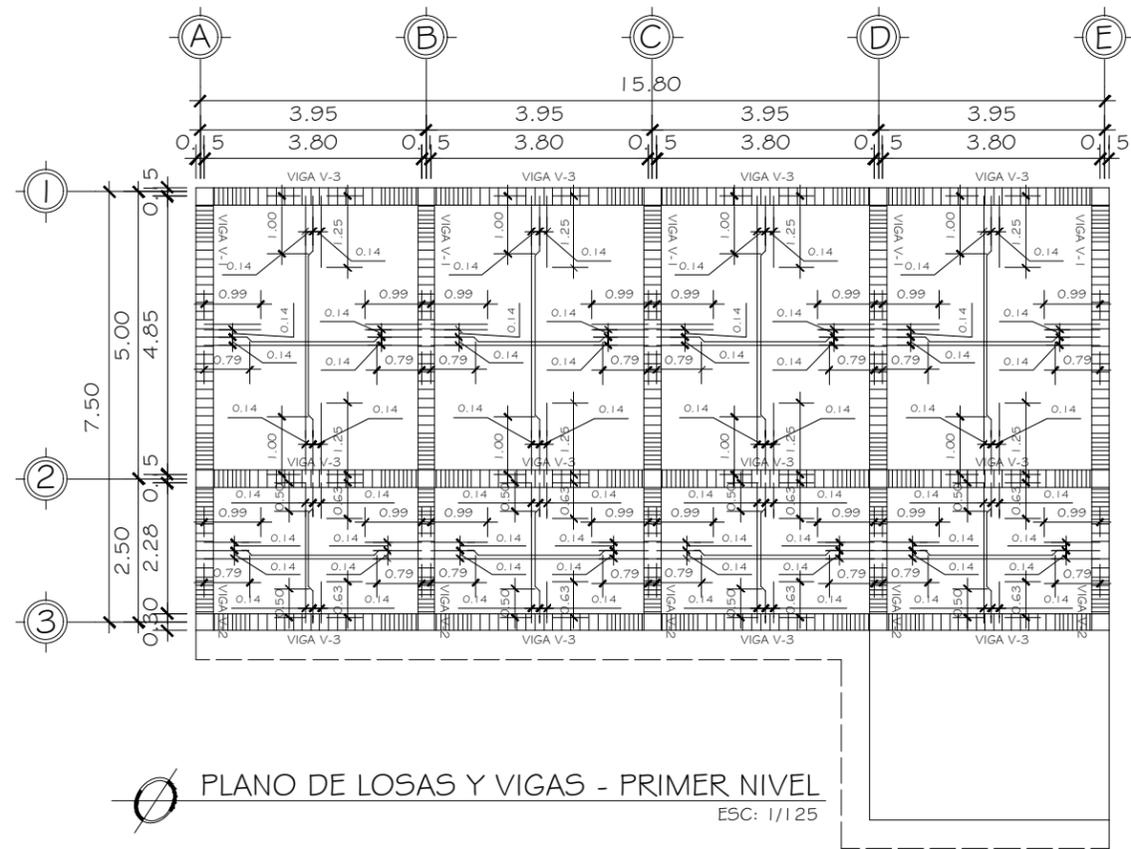
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
DE PATZICÍA

CONTENIDO:
ARMADO DE MODULO DE GRADAS

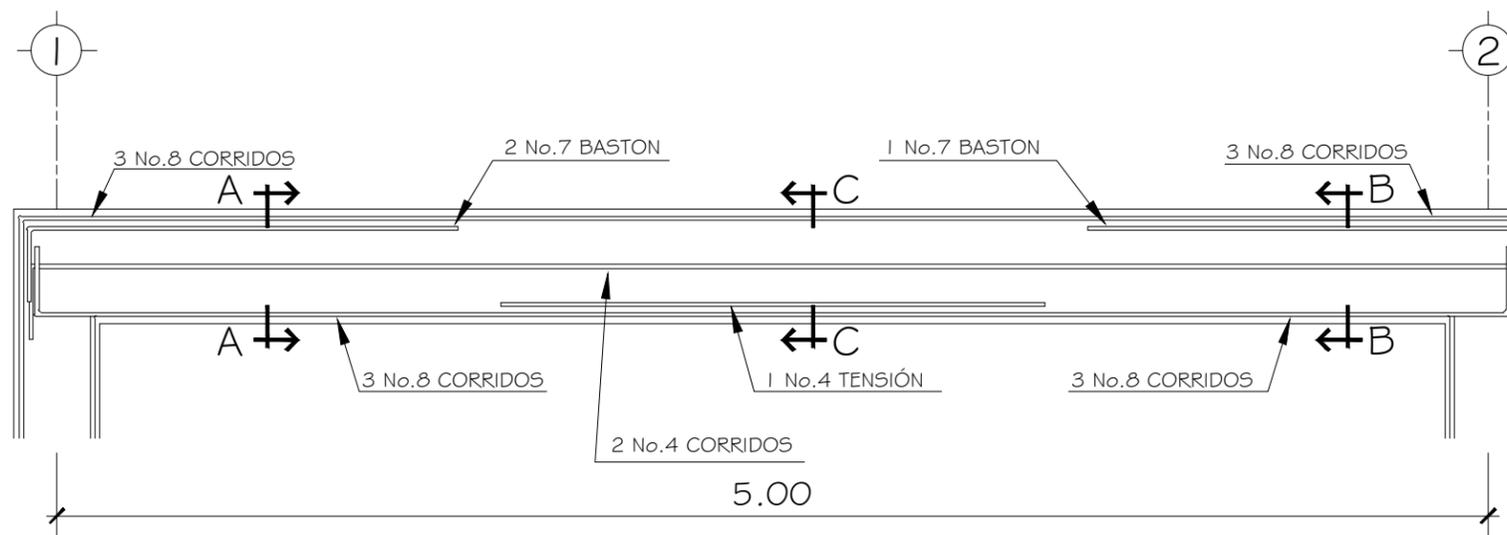
FECHA:

ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS

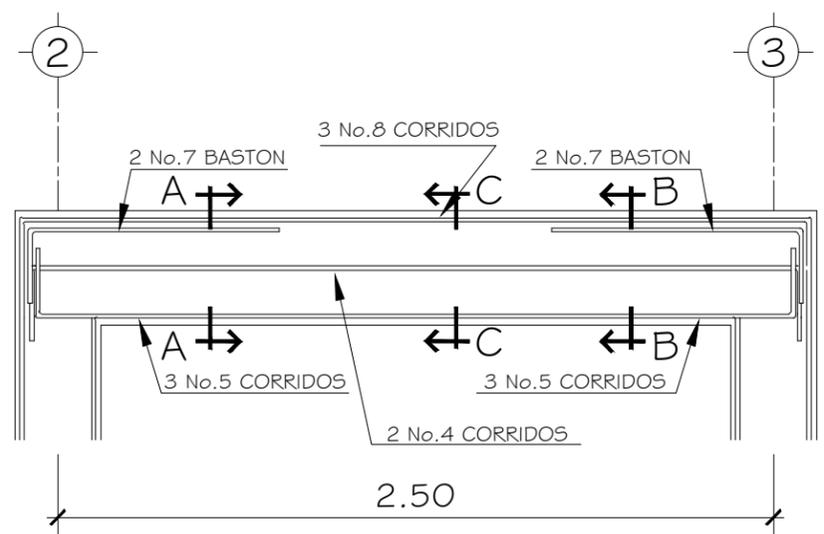
HOJA
15
31



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES		ESCALA: INDICADA
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA	CONTENIDO: ARMADO DE LOSAS Y VIGAS	
FECHA:	ING. JUAN MÉRCK COS ASESOR DE EPS	HOJA 16 31



SECCIÓN LONGITUDINAL VIGA V-1 - PRIMER NIVEL
 ESC: 1/25



SECCIÓN LONGITUDINAL VIGA V-2 - PRIMER NIVEL
 ESC: 1/25

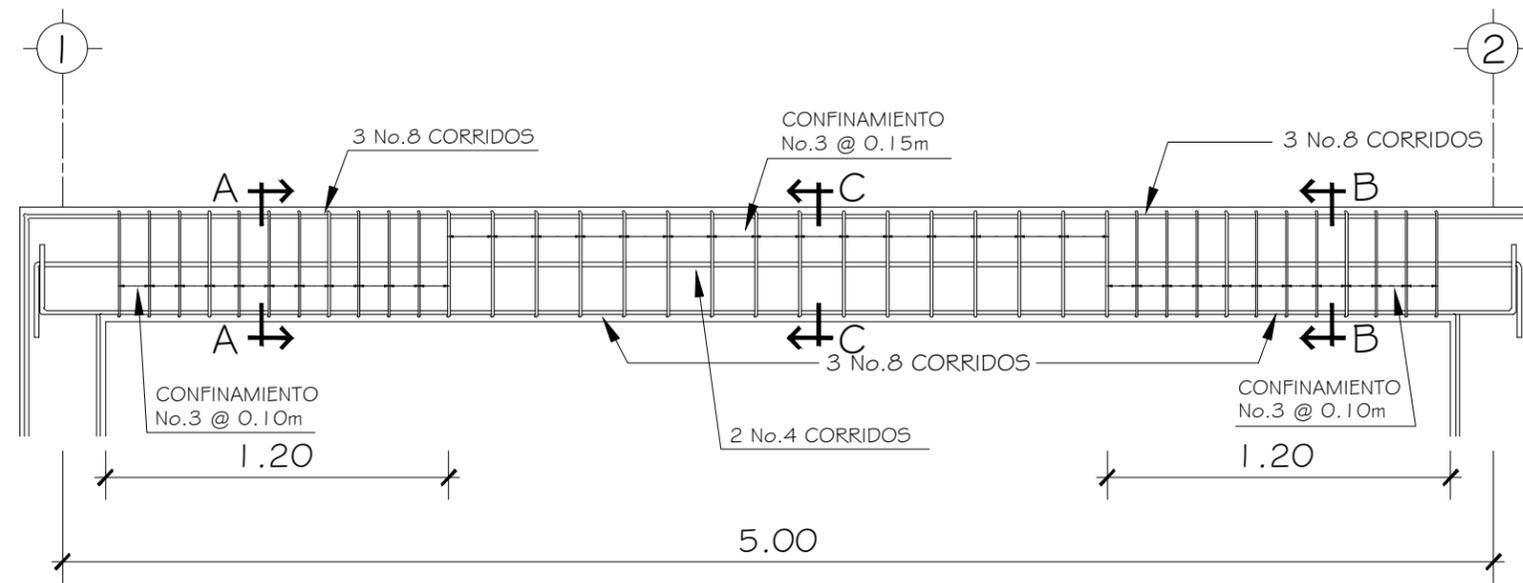
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
 PARA OFICINAS MUNICIPALES
 ESCALA: INDICADA

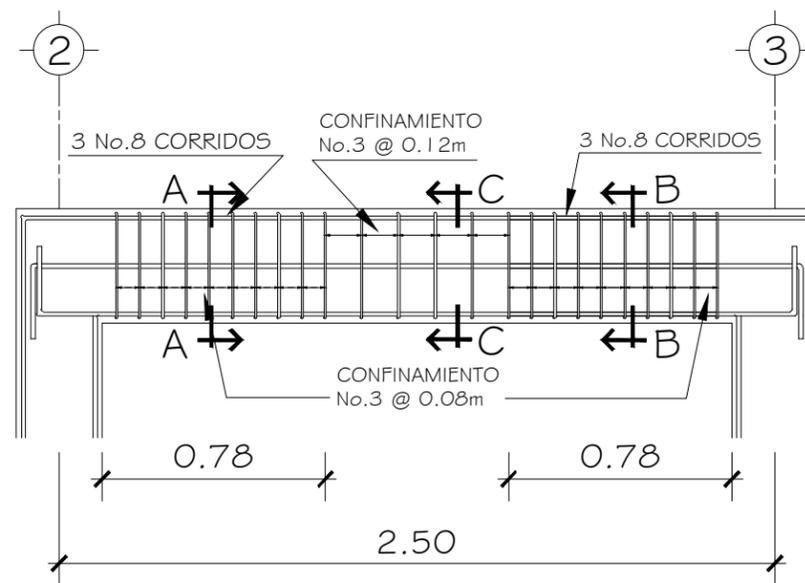
DISEÑO: FELICIANO POYÓN
 CURUCHICH
 CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
 CURUCHICH

UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
 DE PATZICÍA
 CONTENIDO: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS #1

FECHA:
 ING. JUAN MERCK COS
 ASESOR DE EPS
 HOJA 17 / 31



SECCIÓN LONGITUDINAL VIGA V-1 - PRIMER NIVEL
ESC: 1/25



SECCIÓN LONGITUDINAL VIGA V-2 - PRIMER NIVEL
ESC: 1/25

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
PARA OFICINAS MUNICIPALES

ESCALA:
INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

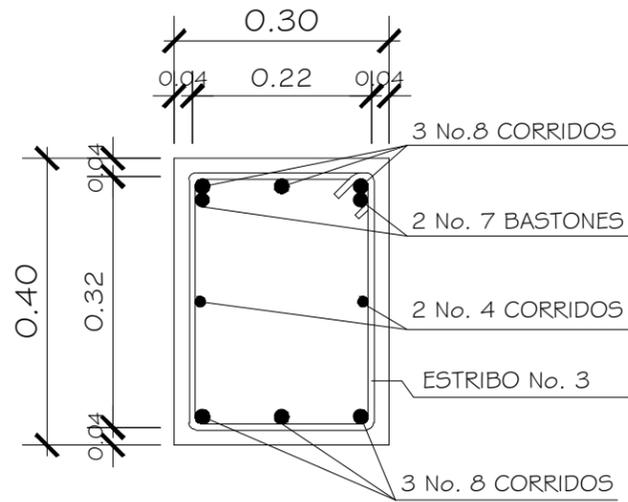
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
DE PATZICÍA

CONTENIDO:
DETALLE DE ARMADO DE VIGAS #2

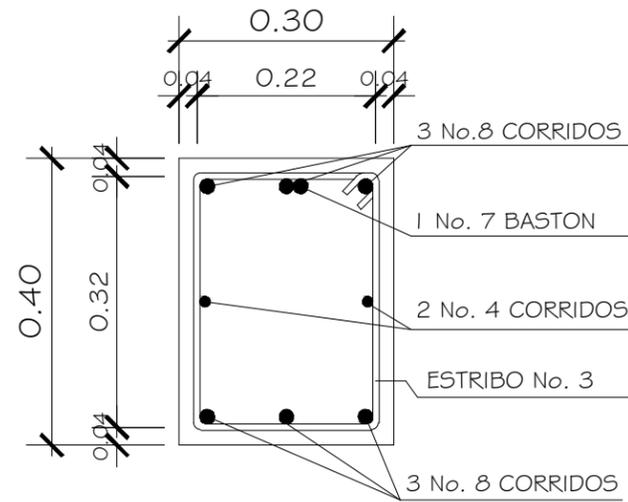
FECHA:

ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS

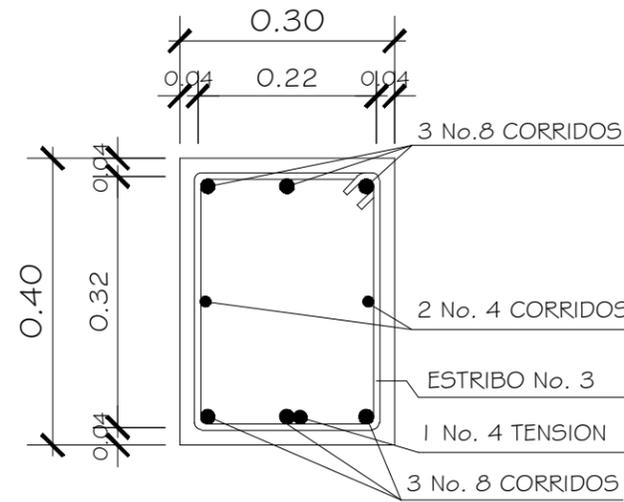
HOJA
18
31



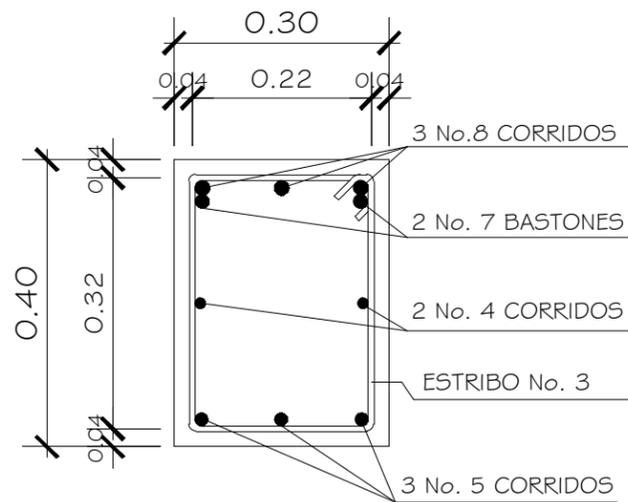
SECCIÓN TRANSV. A-A
VIGA V-1 NIVEL I
ESC: 1/10



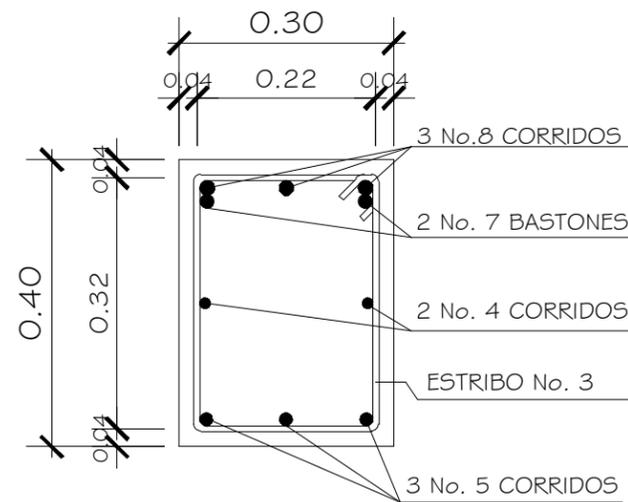
SECCIÓN TRANSV. B-B
VIGA V-1 NIVEL I
ESC: 1/10



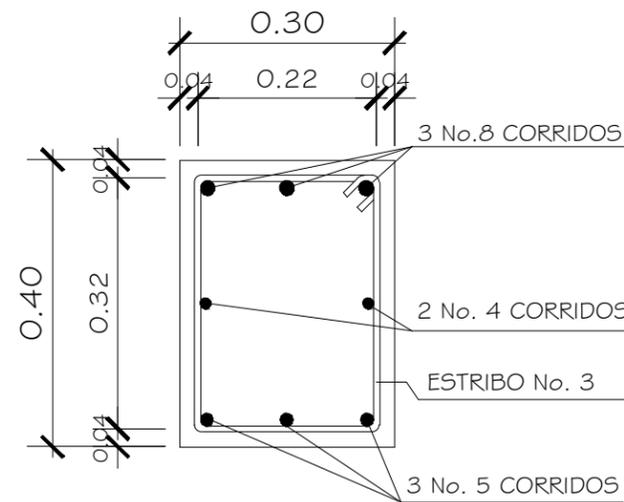
SECCIÓN TRANSV. C-C
VIGA V-1 NIVEL I
ESC: 1/10



SECCIÓN TRANSV. A-A
VIGA V-2 NIVEL I
ESC: 1/10



SECCIÓN TRANSV. B-B
VIGA V-2 NIVEL I
ESC: 1/10



SECCIÓN TRANSV. C-C
VIGA V-2 NIVEL I
ESC: 1/10

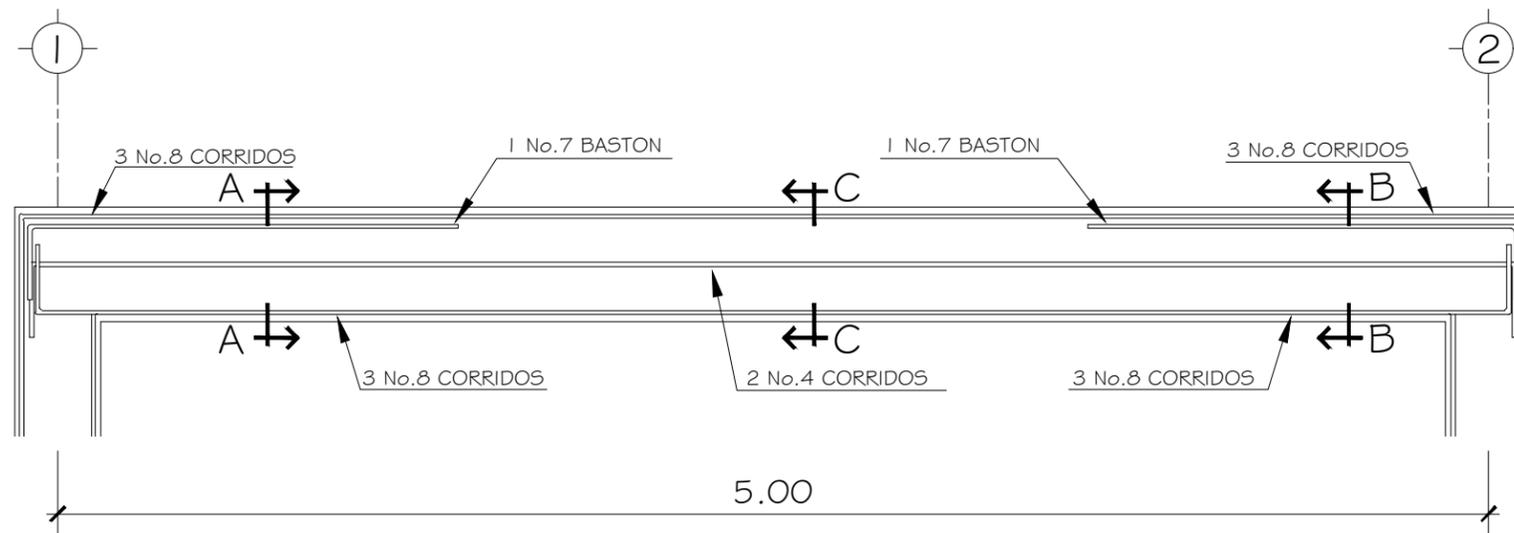
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
PARA OFICINAS MUNICIPALES
ESCALA:
INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH
CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

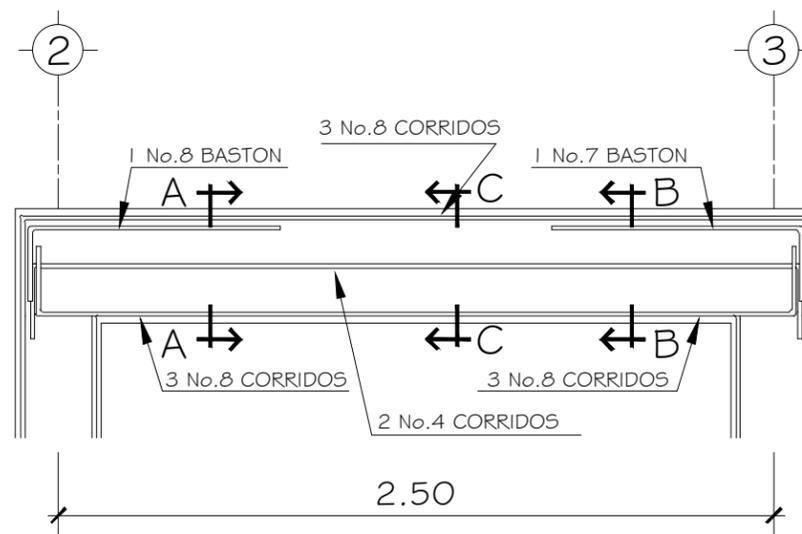
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
DE PATZICÍA
CONTENIDO:
DETALLE DE ARMADO DE VIGAS #3

FECHA:
ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS
HOJA
19
31



SECCIÓN LONGITUDINAL VIGA V-4 - SEGUNDO NIVEL

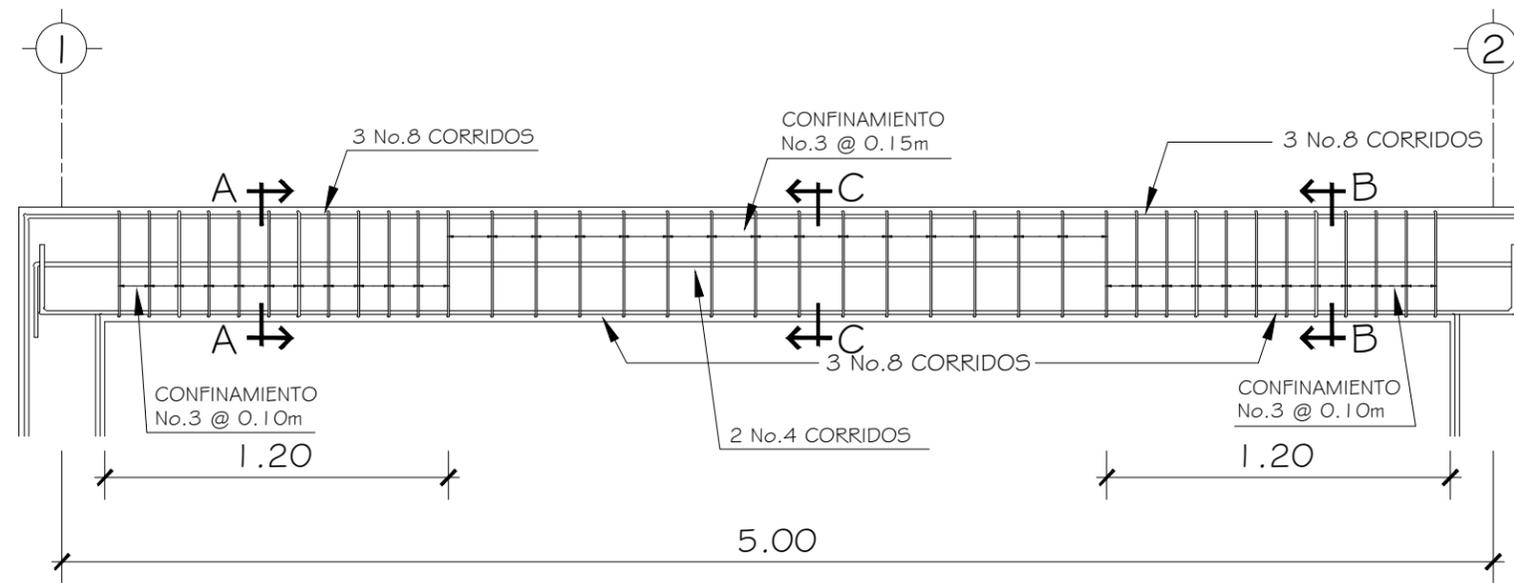
ESC: 1/25



SECCIÓN LONGITUDINAL VIGA V-5 - SEGUNDO NIVEL

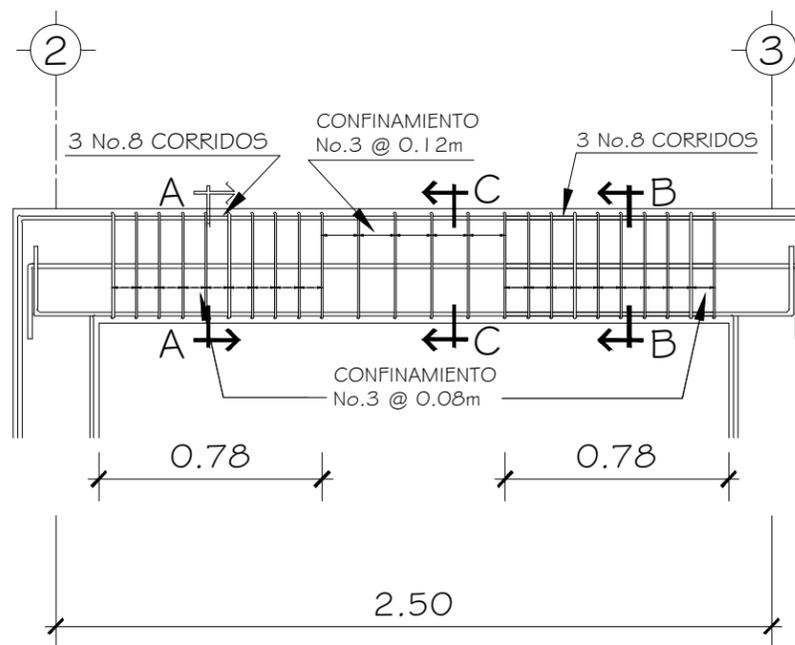
ESC: 1/25

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES		ESCALA: INDICADA
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA	CONTENIDO: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS #4	
FECHA:	ING. JUAN MERCK COS ASESOR DE EPS	HOJA 20 31



SECCIÓN LONGITUDINAL VIGA V-4 - SEGUNDO NIVEL

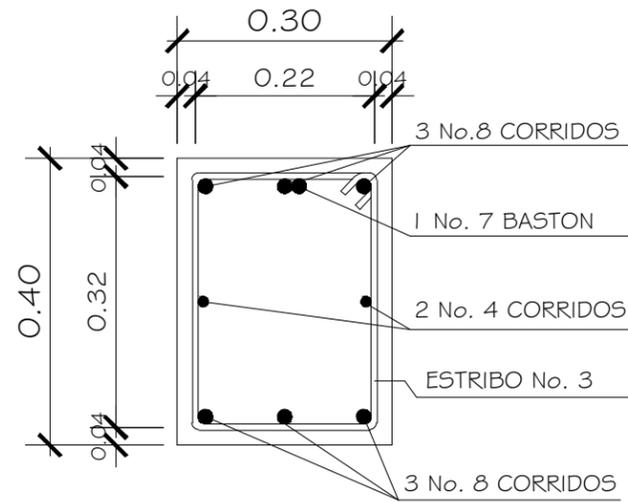
ESC: 1/25



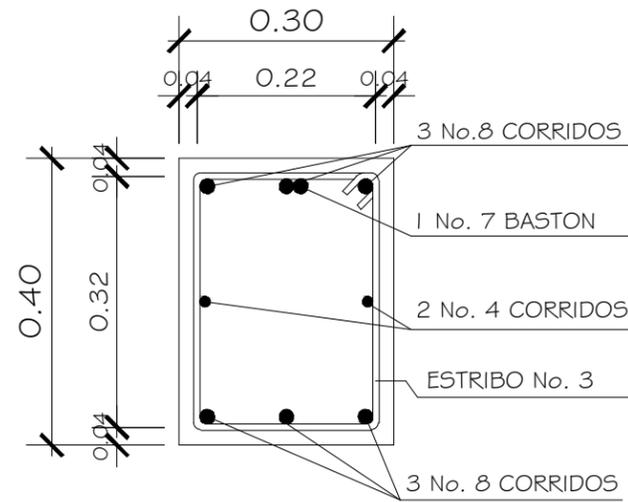
SECCIÓN LONGITUDINAL VIGA V-5 - SEGUNDO NIVEL

ESC: 1/25

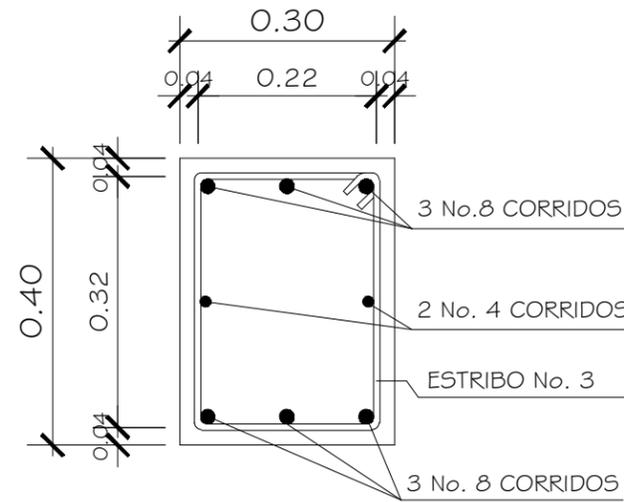
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES		ESCALA: INDICADA
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA	CONTENIDO: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS #5	
FECHA:	ING. JUAN MERCK COS ASESOR DE EPS	HOJA 21 / 31



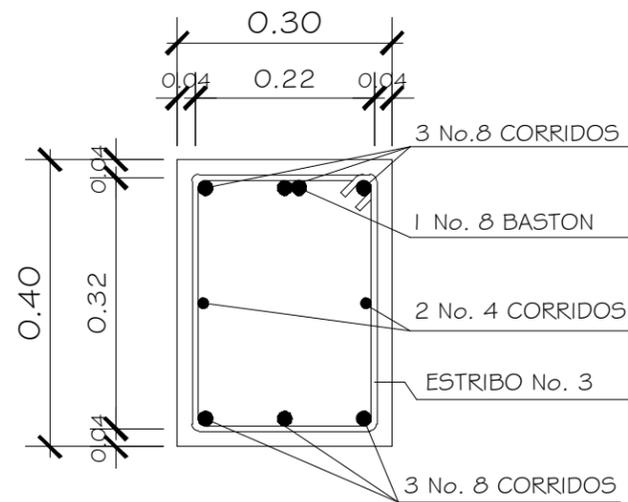
SECCIÓN TRANSV. A-A
VIGA V-4 NIVEL 2
ESC: 1/10



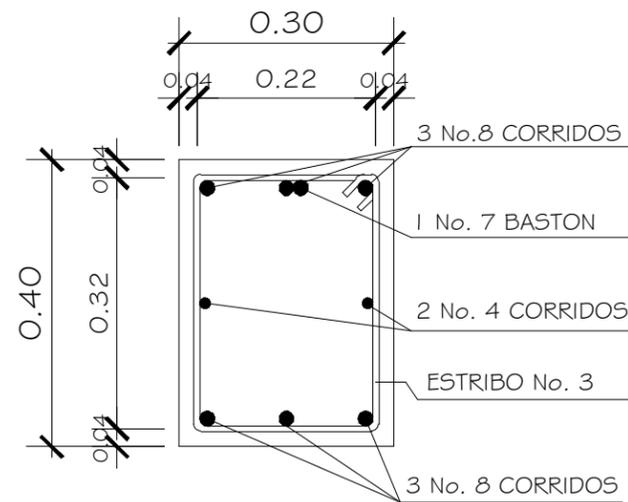
SECCIÓN TRANSV. B-B
VIGA V-4 NIVEL 2
ESC: 1/10



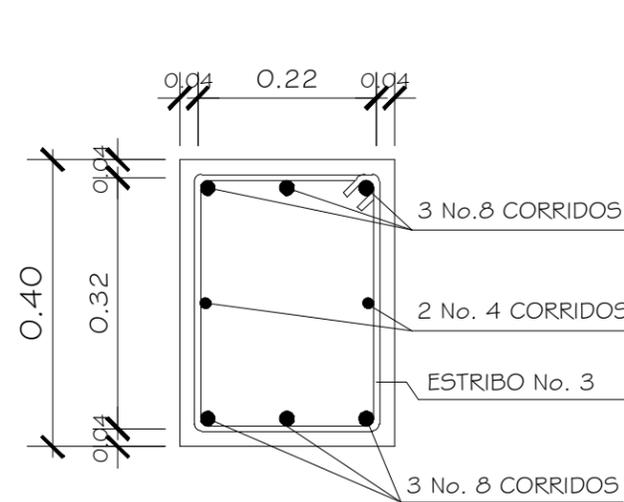
SECCIÓN TRANSV. C-C
VIGA V-4 NIVEL 2
ESC: 1/10



SECCIÓN TRANSV. A-A
VIGA V-5 NIVEL 2
ESC: 1/10



SECCIÓN TRANSV. B-B
VIGA V-5 NIVEL 2
ESC: 1/10



SECCIÓN TRANSV. C-C
VIGA V-5 NIVEL 2
ESC: 1/10

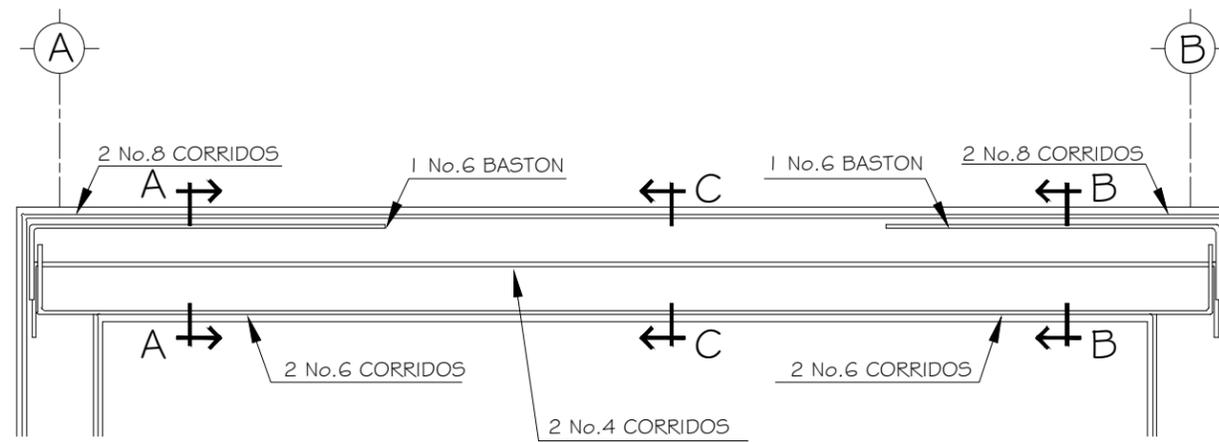
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
PARA OFICINAS MUNICIPALES
ESCALA:
INDICADA

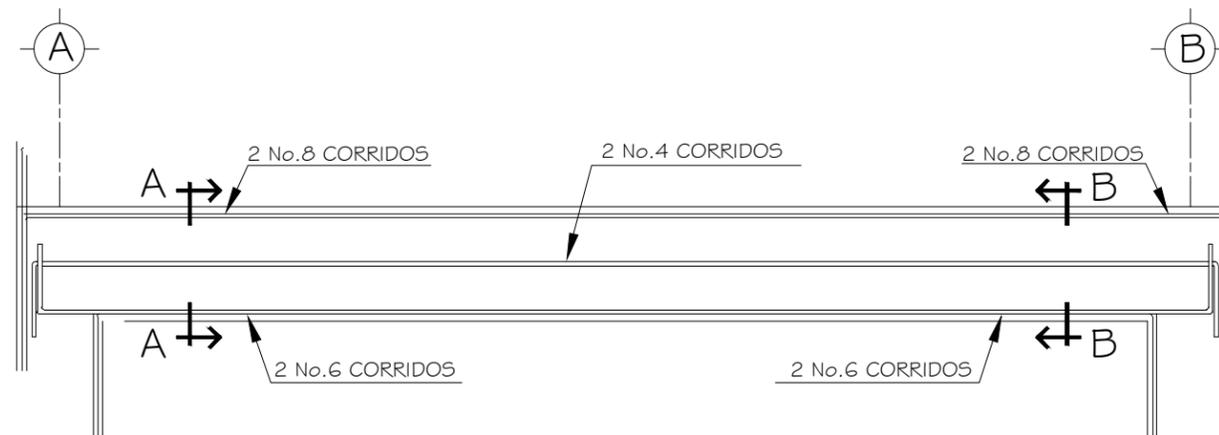
DISEÑO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH
CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
DE PATZICÍA
CONTENIDO:
DETALLE DE ARMADO DE VIGAS #6

FECHA:
ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS
HOJA
22
31



SECCIÓN LONGITUDINAL VIGA V-3 - PRIMER NIVEL
 ESC: 1/25



SECCIÓN LONGITUDINAL VIGA V-6 SEGUNDO NIVEL
 ESC: 1/25

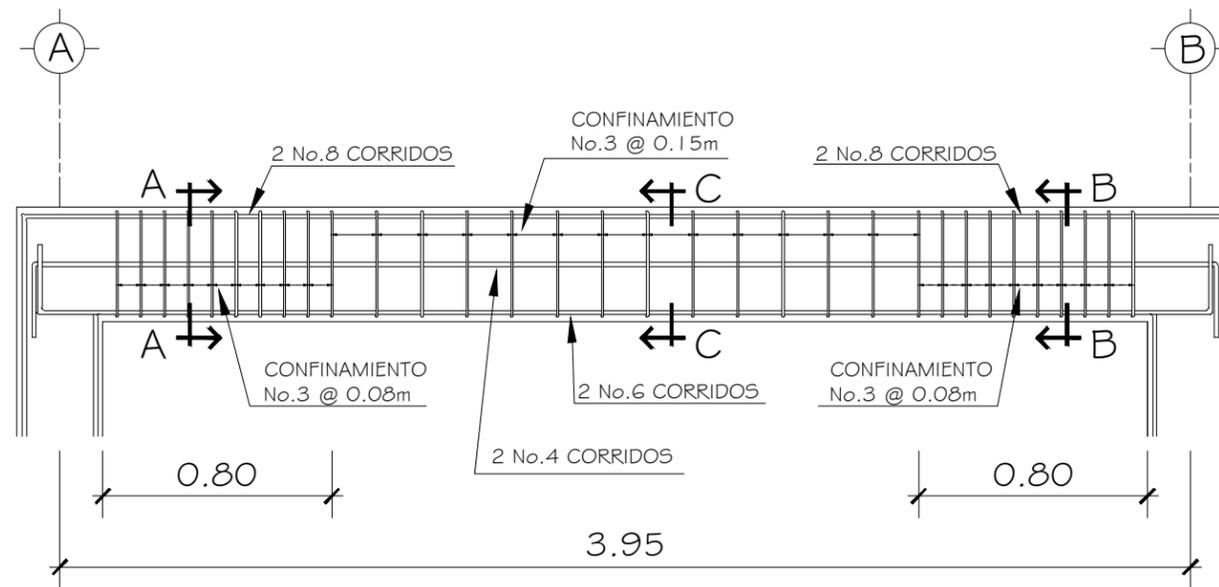
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
 PARA OFICINAS MUNICIPALES
 ESCALA: INDICADA

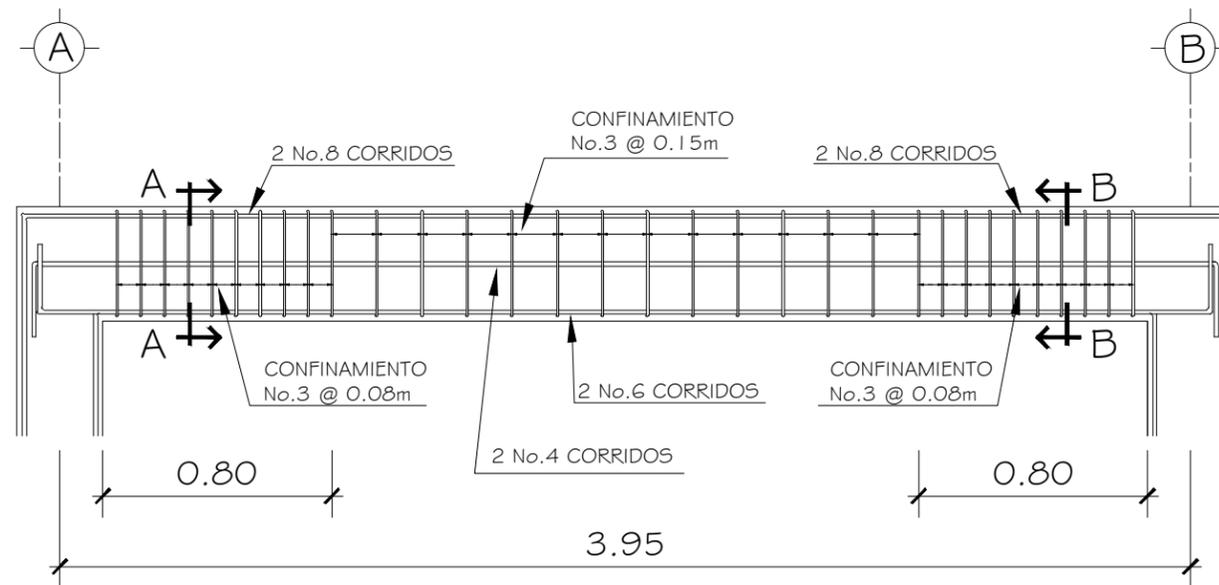
DISEÑO: FELICIANO POYÓN
 CURUCHICH
 CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
 CURUCHICH

UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
 DE PATZICÍA
 CONTENIDO: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS #7

FECHA:
 ING. JUAN MERCK COS
 ASESOR DE EPS
 HOJA 23 / 31

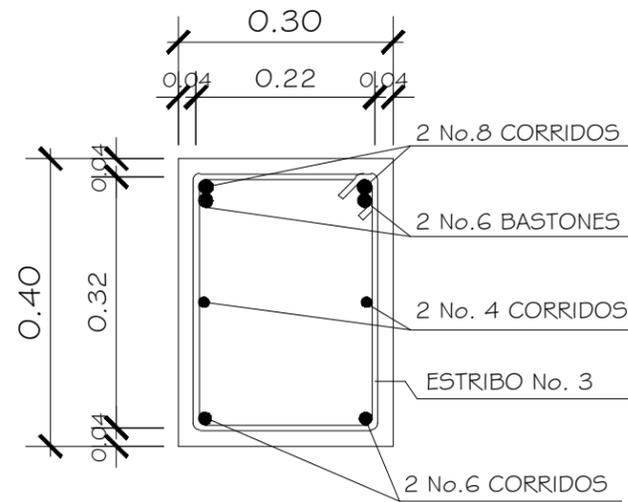


SECCIÓN LONGITUDINAL VIGA V-3 PRIMER NIVEL
ESC: 1/25

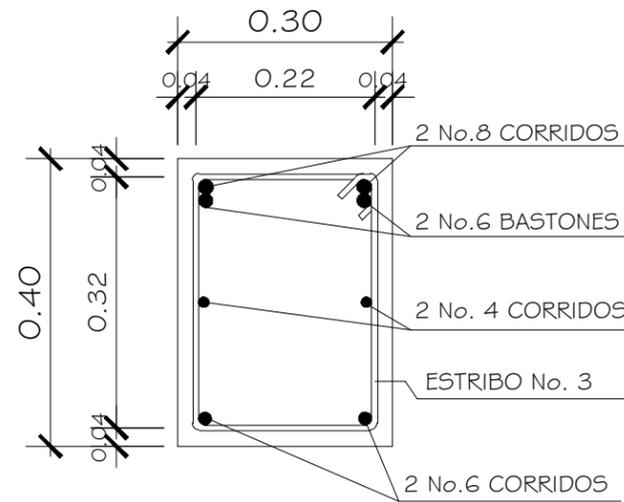


SECCIÓN LONGITUDINAL VIGA V-6 PRIMER NIVEL
ESC: 1/25

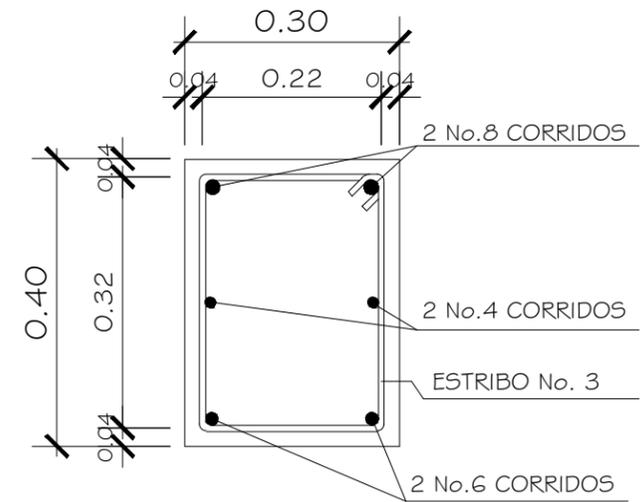
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES		ESCALA: INDICADA
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA	CONTENIDO: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS #8	
FECHA:	ING. JUAN MERCK COS ASESOR DE EPS	HOJA 24 / 31



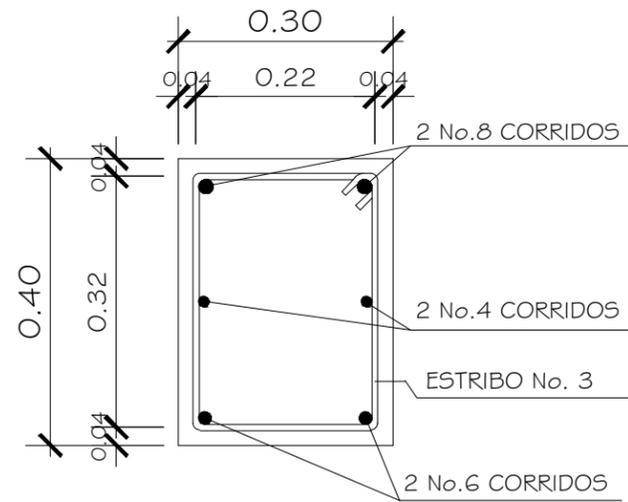
SECCIÓN TRANSV. A-A
VIGA V-3 NIVEL 1
ESC: 1/10



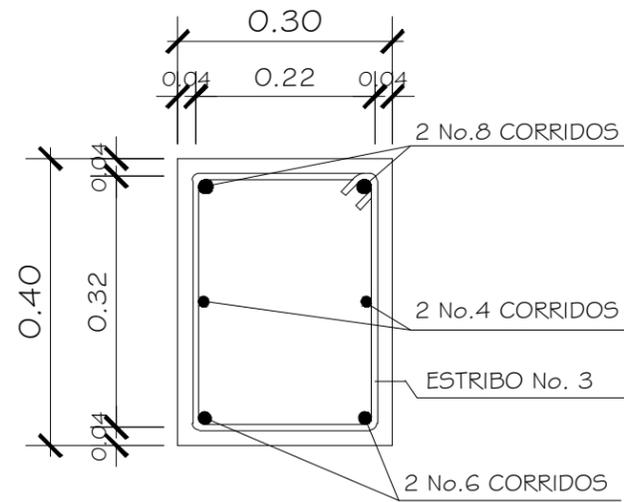
SECCIÓN TRANSV. B-B
VIGA V-3 NIVEL 1
ESC: 1/10



SECCIÓN TRANSV. C-C
VIGA V-3 NIVEL 1
ESC: 1/10



SECCIÓN TRANSV. A-A
VIGA V-6 NIVEL 2
ESC: 1/10



SECCIÓN TRANSV. B-B
VIGA V-6 NIVEL 2
ESC: 1/10

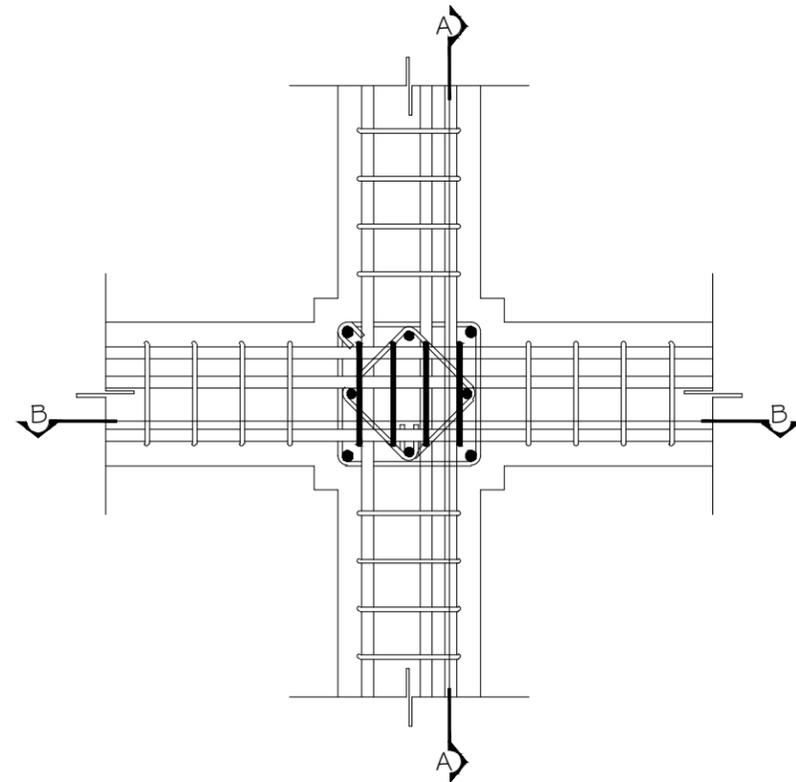
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES
ESCALA: INDICADA

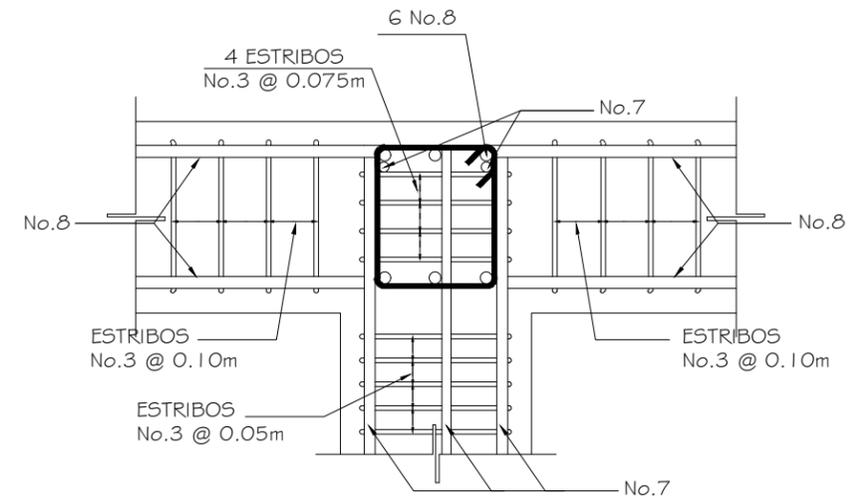
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH
CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH

UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA
CONTENIDO: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS #9

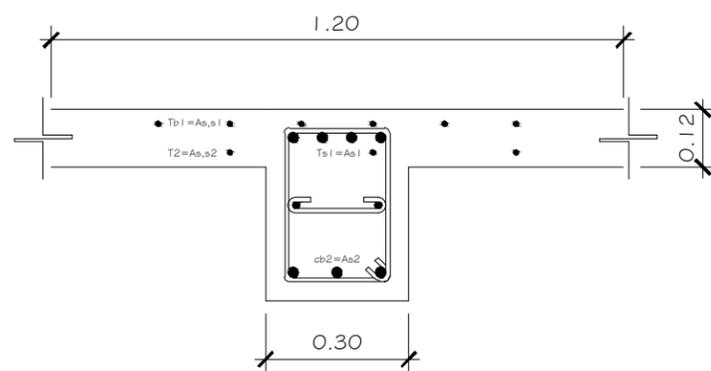
FECHA:
ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS
HOJA 25 / 31



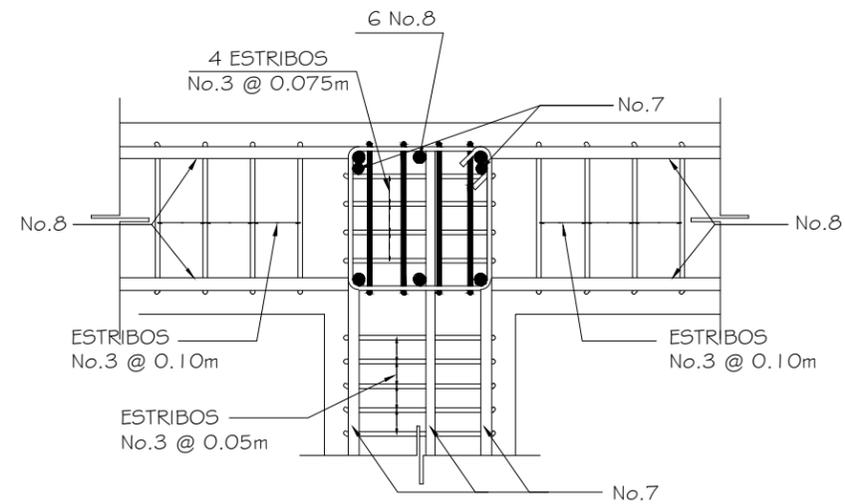
ARMADO DE NUDO SÍSMICO
ESC: 1/15



SECCIÓN A-A - ARMADO DE NUDO SÍSMICO
ESC: 1/15

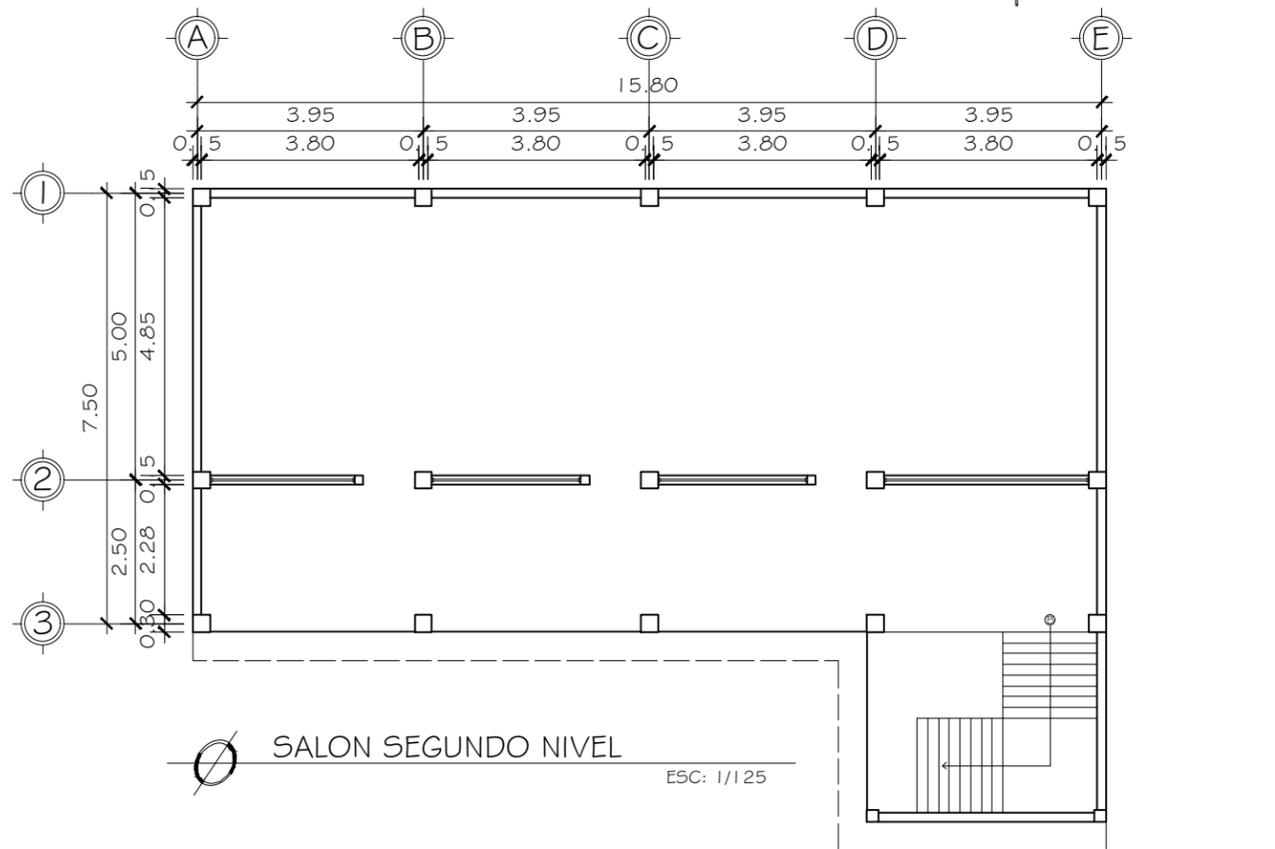
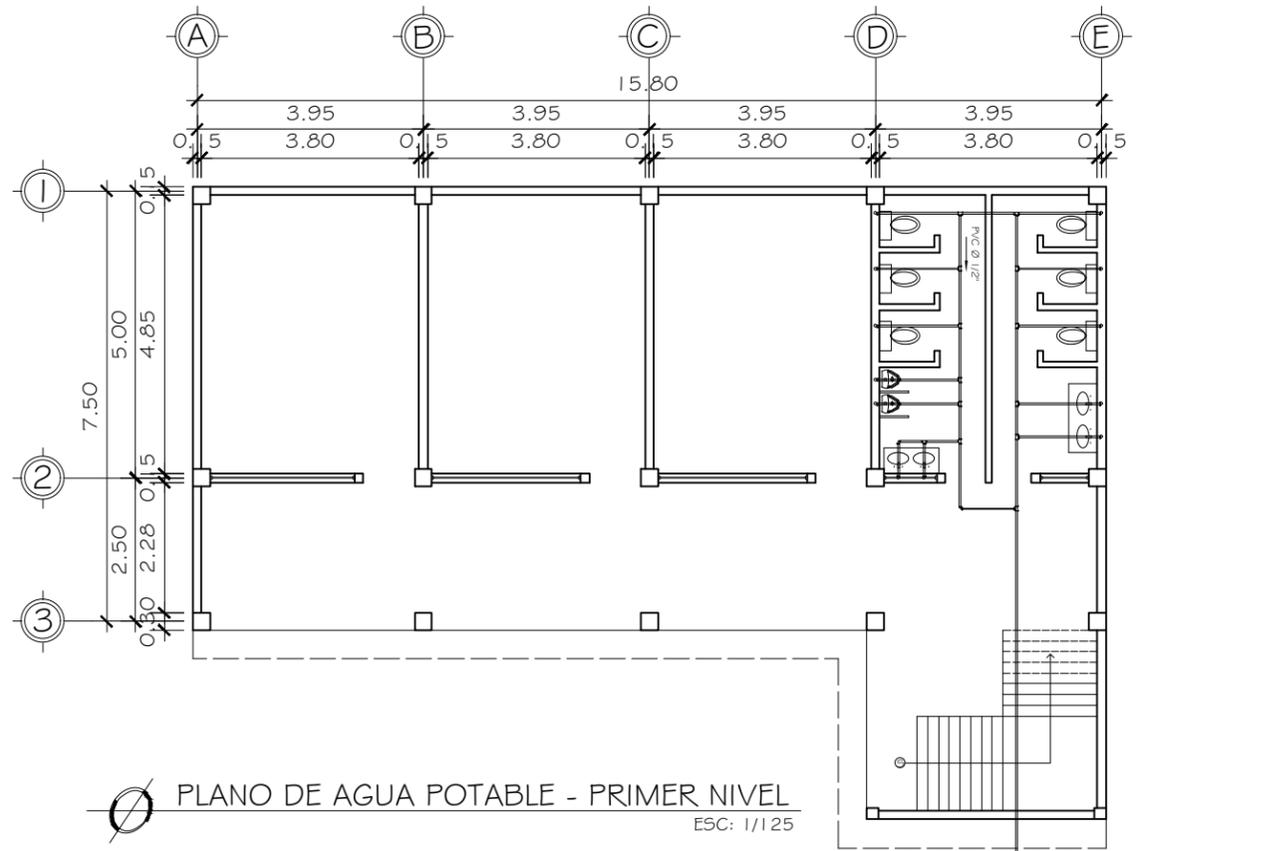


DETALLE DE VIGA QUE LLEGA AL NUDO
ESC: 1/15



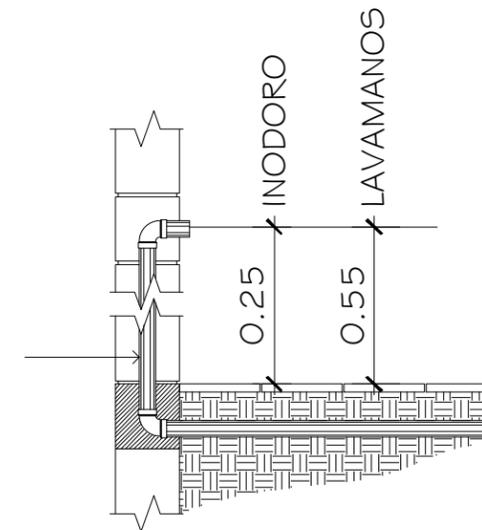
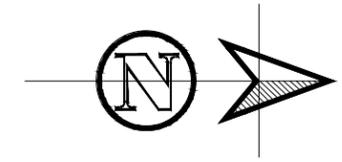
SECCIÓN B-B - ARMADO DE NUDO SÍSMICO
ESC: 1/15

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES	ESCALA: INDICADA	
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA	CONTENIDO: DETALLES DE ARMADO DE NUDO SÍSMICO	
FECHA:	ING. JUAN MERCK COS ASESOR DE EPS	HOJA 26 31



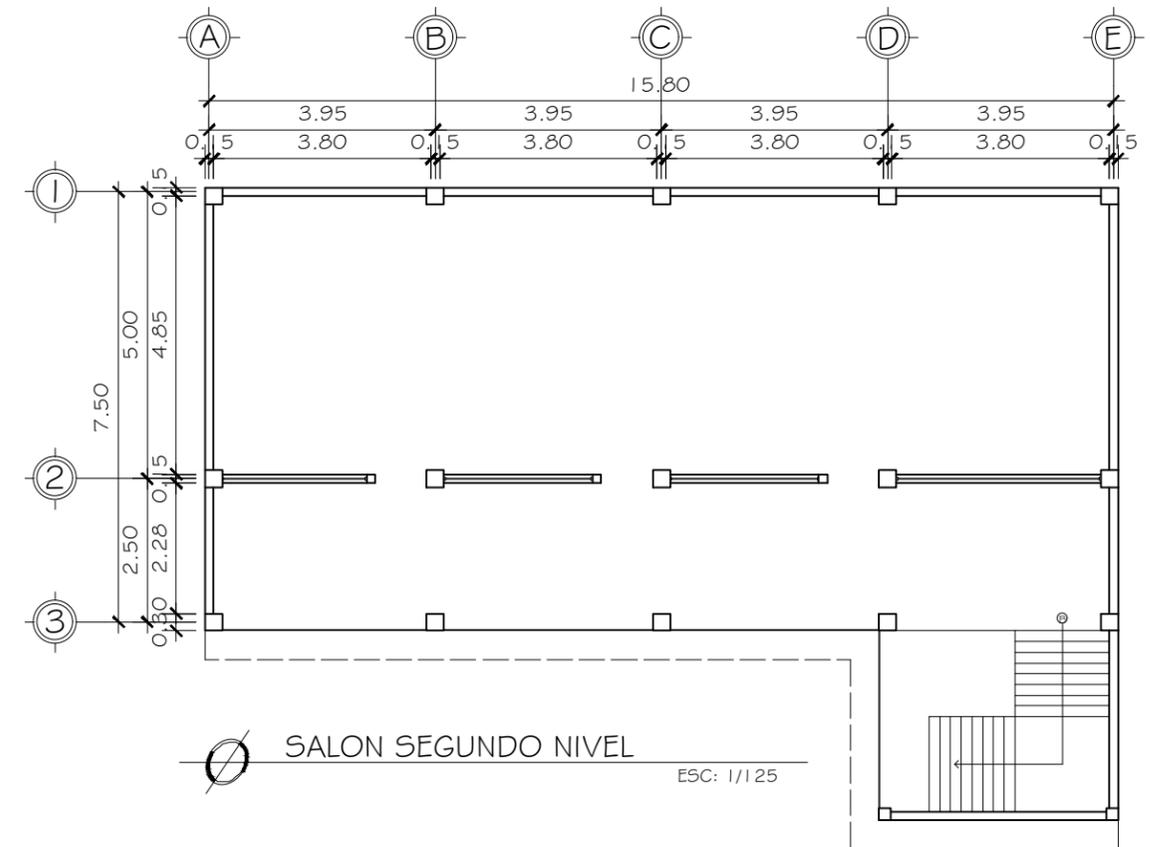
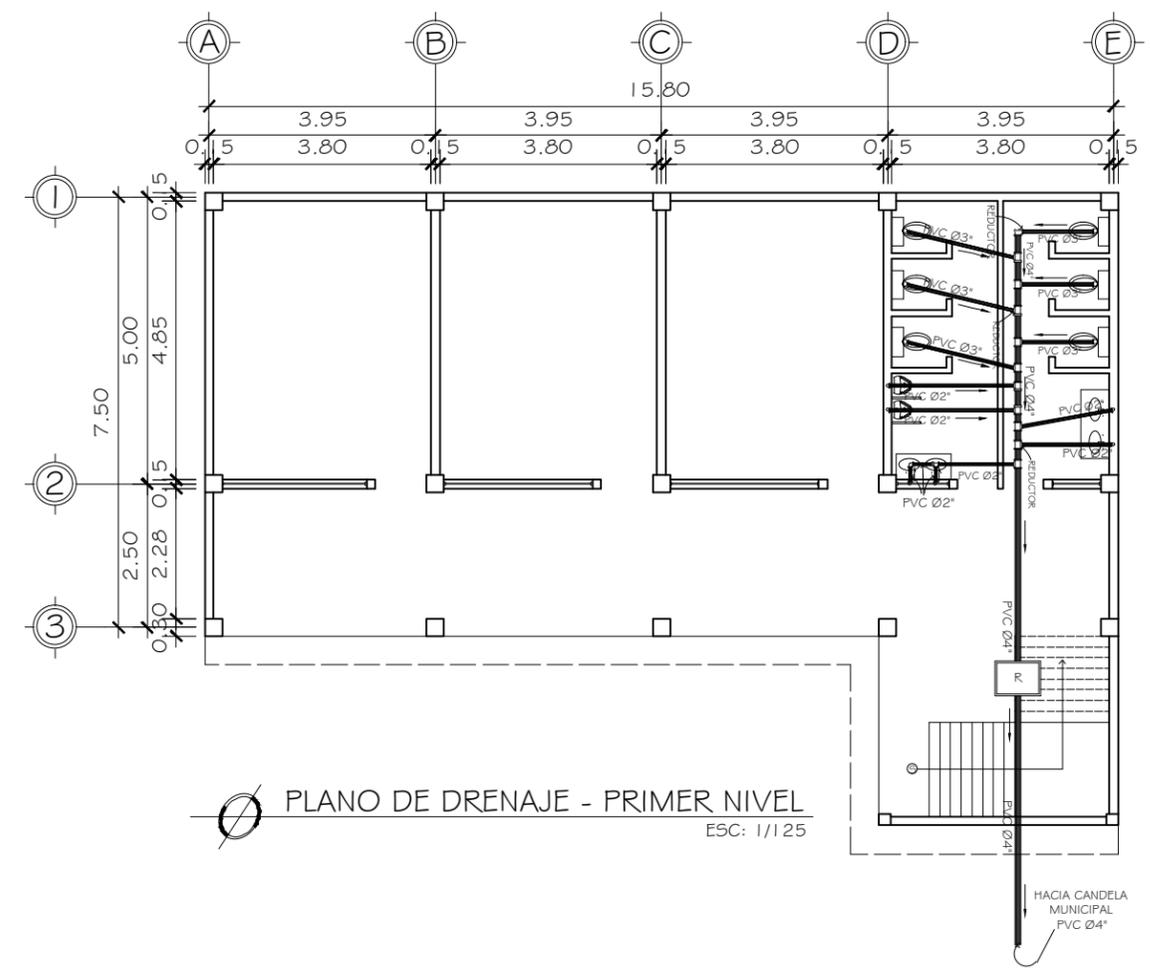
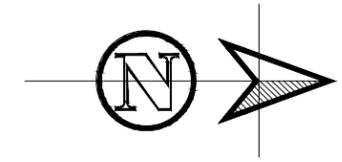
NOMENCLATURA

SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN
	LLAVE DE COMPUERTA
	CONTADOR
	LLAVE DE PASO
	CHEQUE
	TUBO PVC Ø 1/2"
	CODO A 90° VERTICAL
	TEE A 90° HORIZONTAL
	CODO A 90° HORIZONTAL

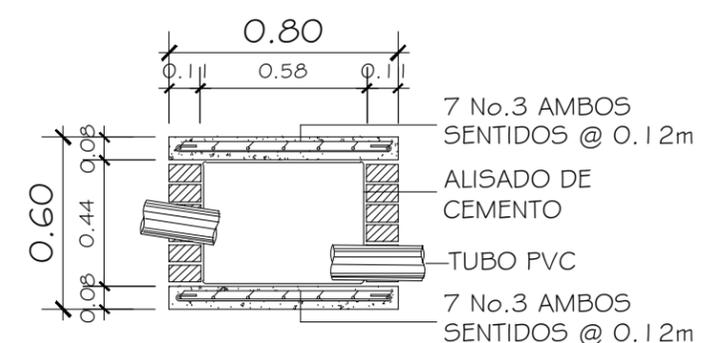
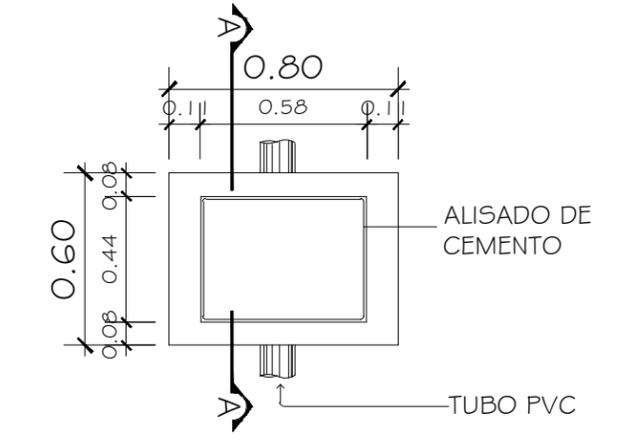


DETALLE DE SALIDA DE TUBERÍA HACIA ARTEFACTOS

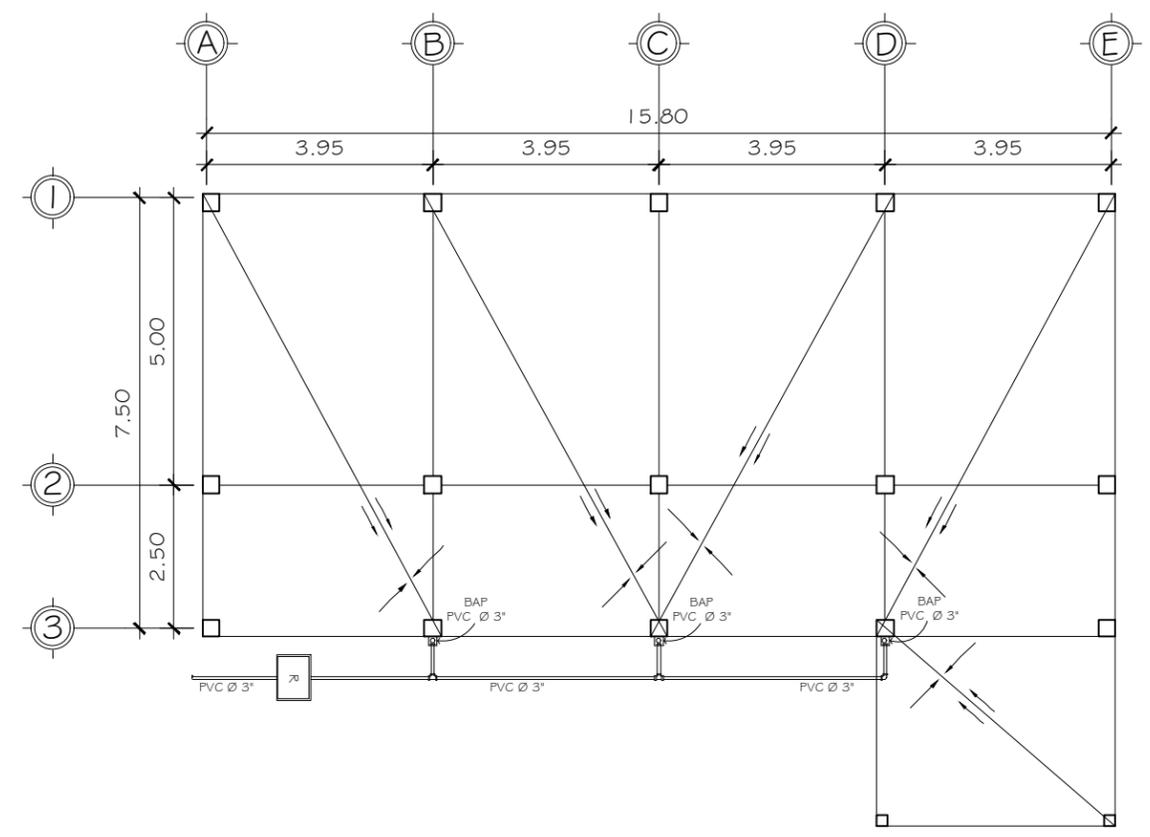
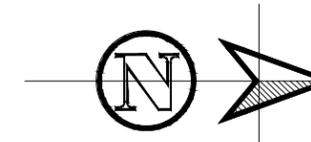
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES		ESCALA: INDICADA
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA	CONTENIDO: PLANTA DE INSTALACIONES HIDRAULICAS	
FECHA:	ING. JUAN MERCK COS ASESOR DE EPS	HOJA 27 / 31



NOMENCLATURA	
SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN
	TUBERÍA DE AGUAS NEGRAS
	CODO A 90° VERTICAL
	TEE HORIZONTAL
	CODO DE 90° HORIZONTAL
	REDUCTOR DE Ø4" a Ø3", Ø4" a Ø2"
	CAJA REUNIDORA

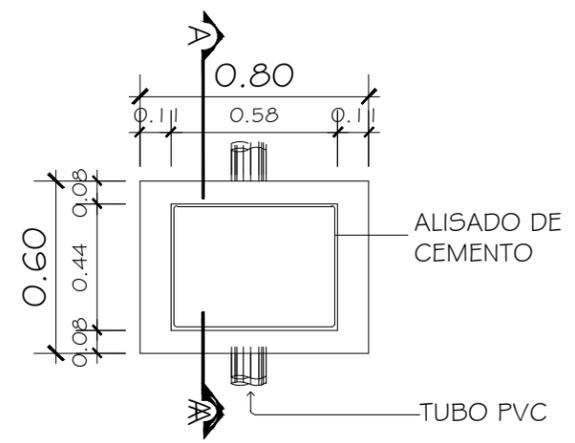


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES	ESCALA: INDICADA	
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA	CONTENIDO: PLANTA DE INSTALACIONES SANITARIAS	
FECHA:	ING. JUAN MERCK COS ASESOR DE EPS	HOJA 28 31

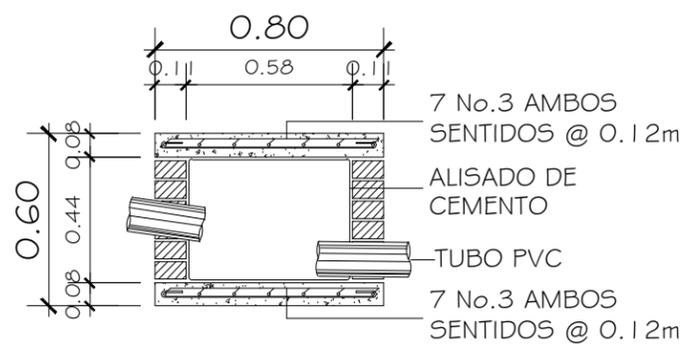


PLANO DE AGUA PLUVIAL - PRIMER NIVEL
ESC: 1/125

NOMENCLATURA	
SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN
	TUVO PVC Ø INDICADO
	BAJADA DE AGUA PLUVIAL
	LÍMITE DE PAÑUELO
	DIRECCIÓN DE PENDIENTE 1.5%
	CAJA DE REGISTRO (UNIÓN)
	TEE HORIZONTAL
	CODO DE 90° HORIZONTAL
	CODO A 90° VERTICAL



PLANTA DE CAJA REGISTRO
ESC: 1/25



SECCIÓN DE CAJA REGISTRO A-A
ESC: 1/25

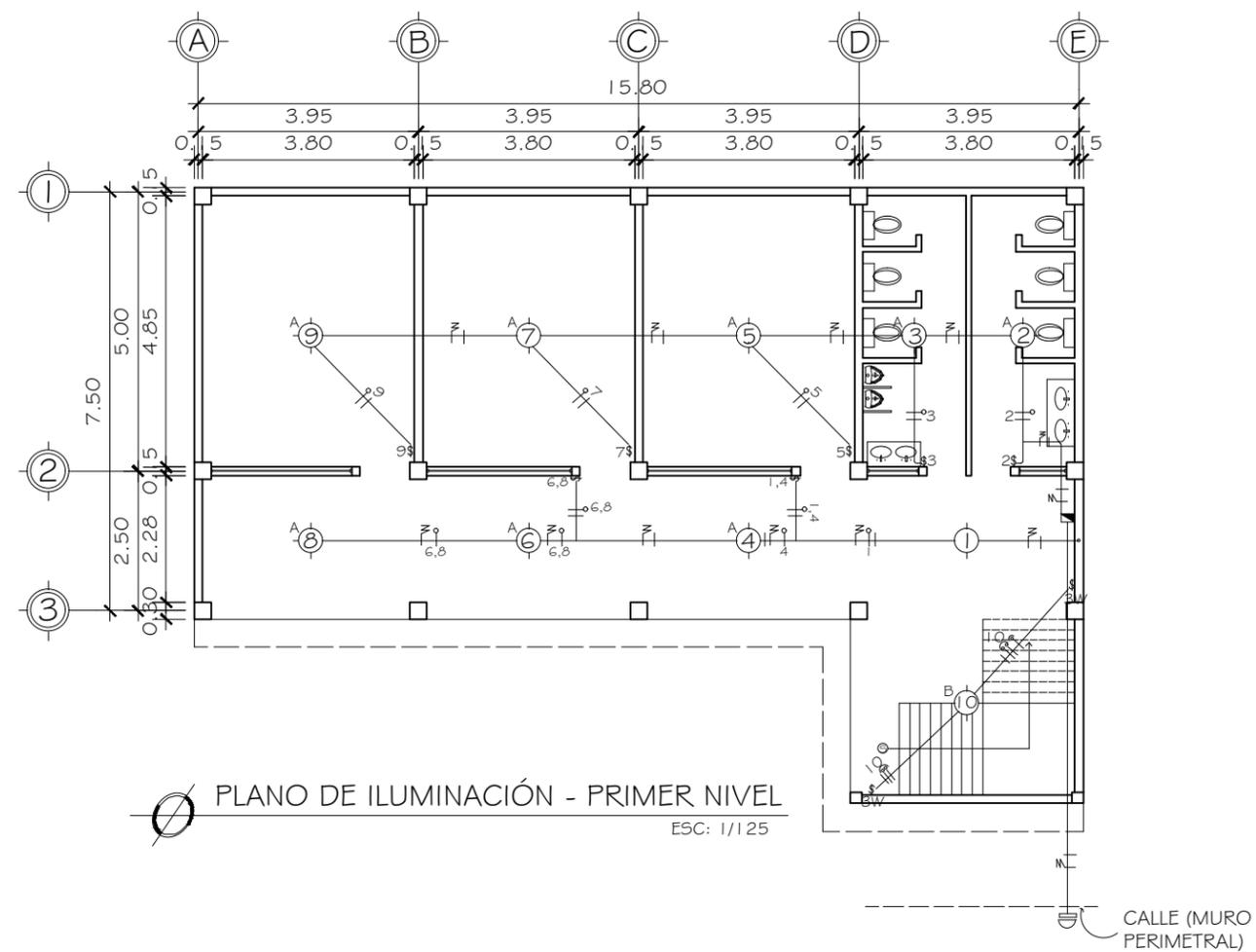
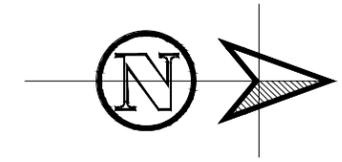
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES
ESCALA: INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH
CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH

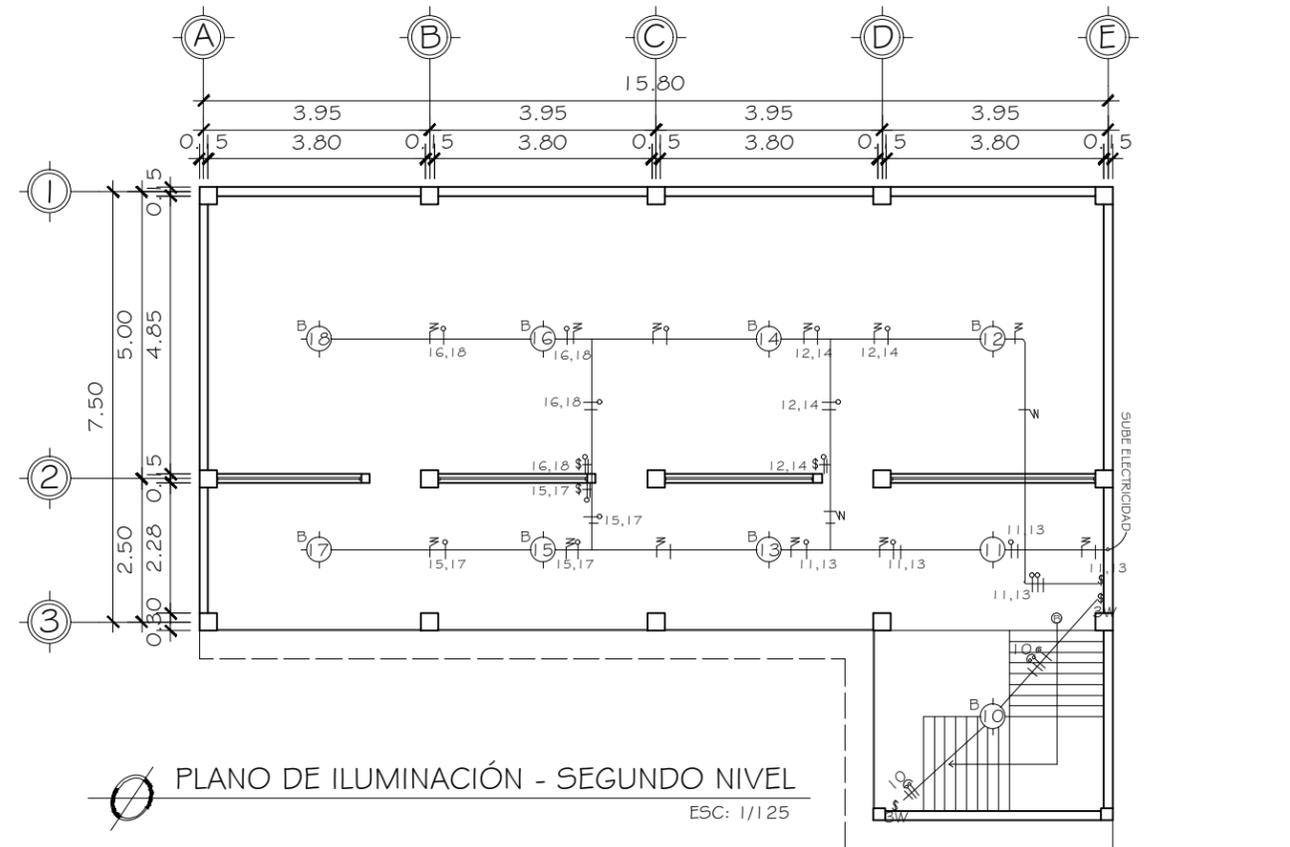
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA
CONTENIDO: PLANTA DE INSTALACIONES PLUVIALES

FECHA: _____
ING. JUAN MERCK COS ASESOR DE EPS
HOJA 29 / 31



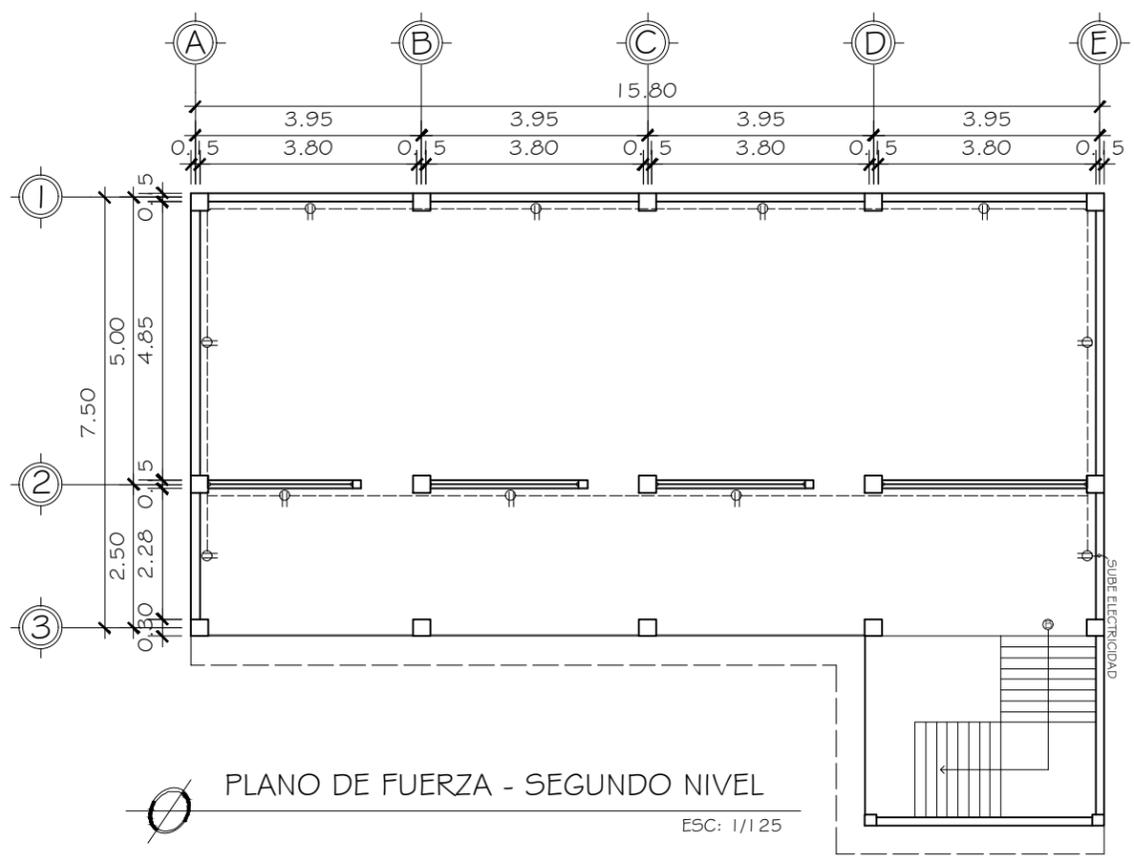
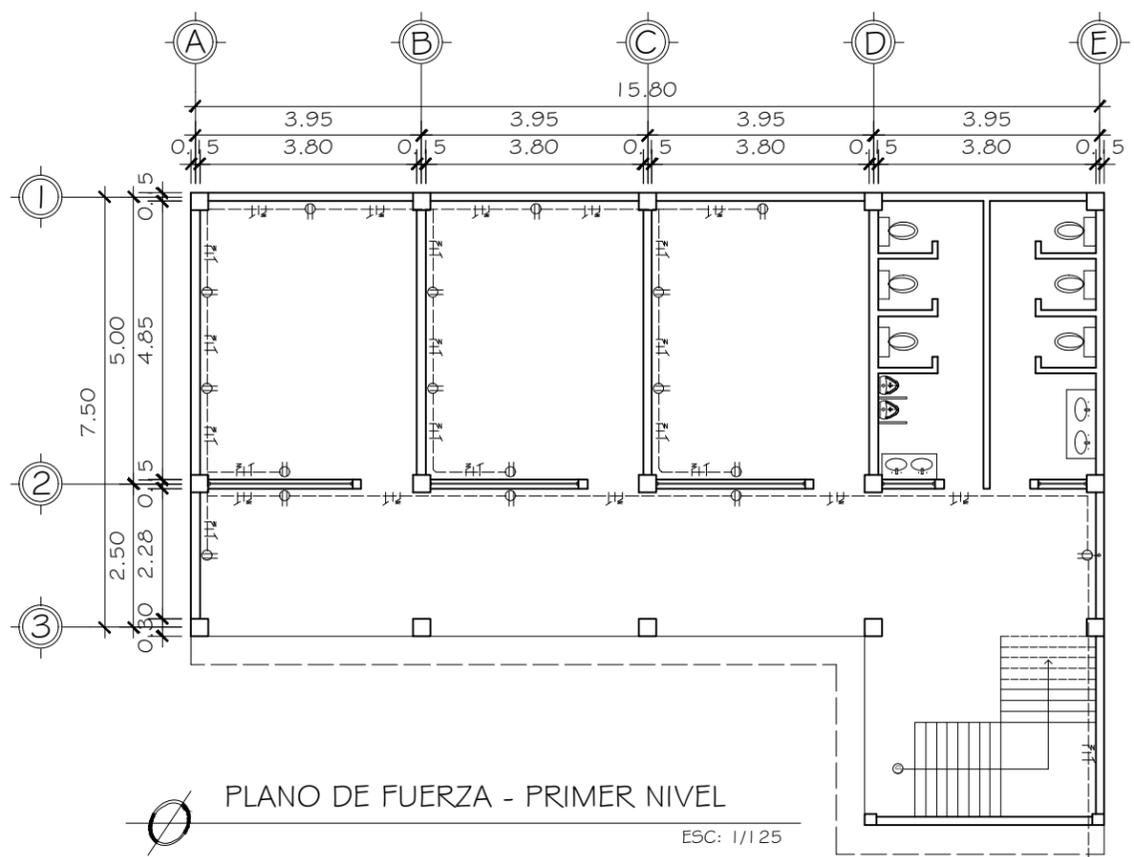
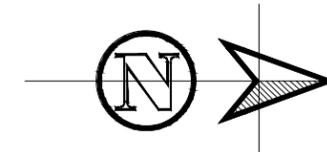
PLANO DE ILUMINACIÓN - PRIMER NIVEL
ESC: 1/125

NOMENCLATURA	
SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN
	CONTADOR
	CAJA DE FLYPONES
	FOCO
A	LINEA + FOCO
B	LINEA + FOCO
\$	INTERRUPTOR SIMPLE
\$ _{3W}	INTERRUPTOR THREE WAY
—	TUBERÍA EN CIELO
+	CONDUCTOR POSITIVO No. 10 AWG
-	CONDUCTOR NEGATIVO No. 10 AWG
⌋	RETORNO SIMPLE No. 10 AWG
⌋⌋	RETORNO THREE WAY



PLANO DE ILUMINACIÓN - SEGUNDO NIVEL
ESC: 1/125

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EPS	
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES	ESCALA: INDICADA
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA	CONTENIDO: PLANA DE ILUMINACIÓN
FECHA:	ING. JUAN MERCK COS ASESOR DE EPS
	HOJA 30 31



NOMENCLATURA	
SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN
	CONTADOR
	CAJA DE FLYPONES
	TOMACORRIENTE 220V. EN PARED
	TUBERÍA EN PISO O PARED
	CONDUCTOR POSITIVO No. 10 AWG
	CONDUCTOR NEGATIVO No. 10 AWG
	CONDUCTOR TIERRA No. 10 AWG

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
PARA OFICINAS MUNICIPALES

ESCALA:
INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

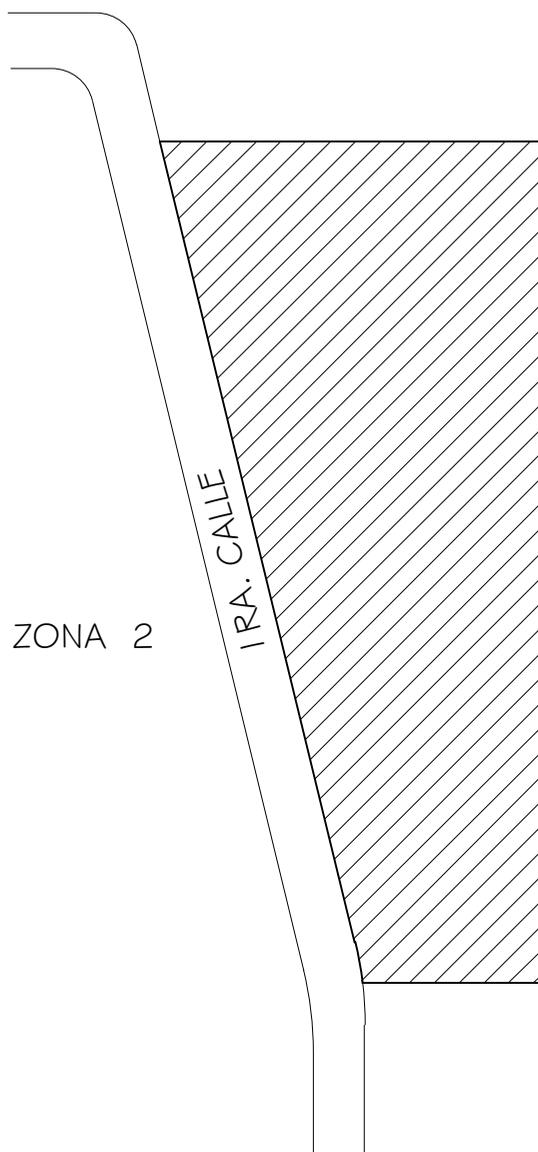
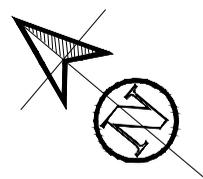
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
DE PATZICÍA

CONTENIDO:
PLANTA DE FUERZA

FECHA:

ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS

HOJA
31 / 31



PLANO DE: LOCALIZACIÓN

ESCALA: 1/500

NOMBRE DEL PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE PAZTCÍA

DIRECCIÓN: 1ra. CALLE ZONA 2, PATZICÍA, CHIMALTENANGO

ÁREA REGISTRADA:

ÁREA REAL:

FINCA:

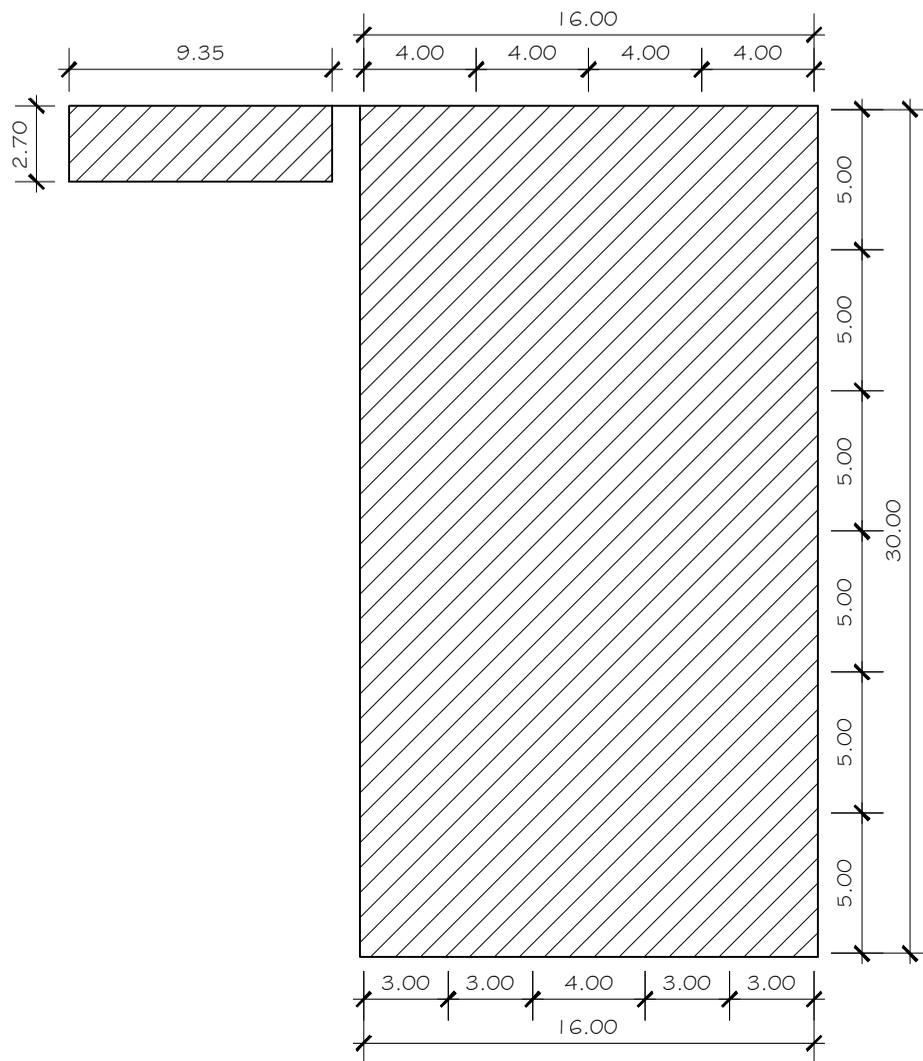
FOLIO:

LIBRO:

DE: GUATEMALA

FECHA :

Vo. Bo. PROPIETARIO



 ÁREA DE CONSTRUCCIÓN 508.86m²

PLANO DE: UBICACIÓN

ESCALA: 1/250

NOMBRE DEL PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA

DIRECCIÓN: 1ra. CALLE ZONA 2, PATZICÍA, CHIMALTENANGO

ÁREA REGISTRADA:

ÁREA REAL:

FINCA:

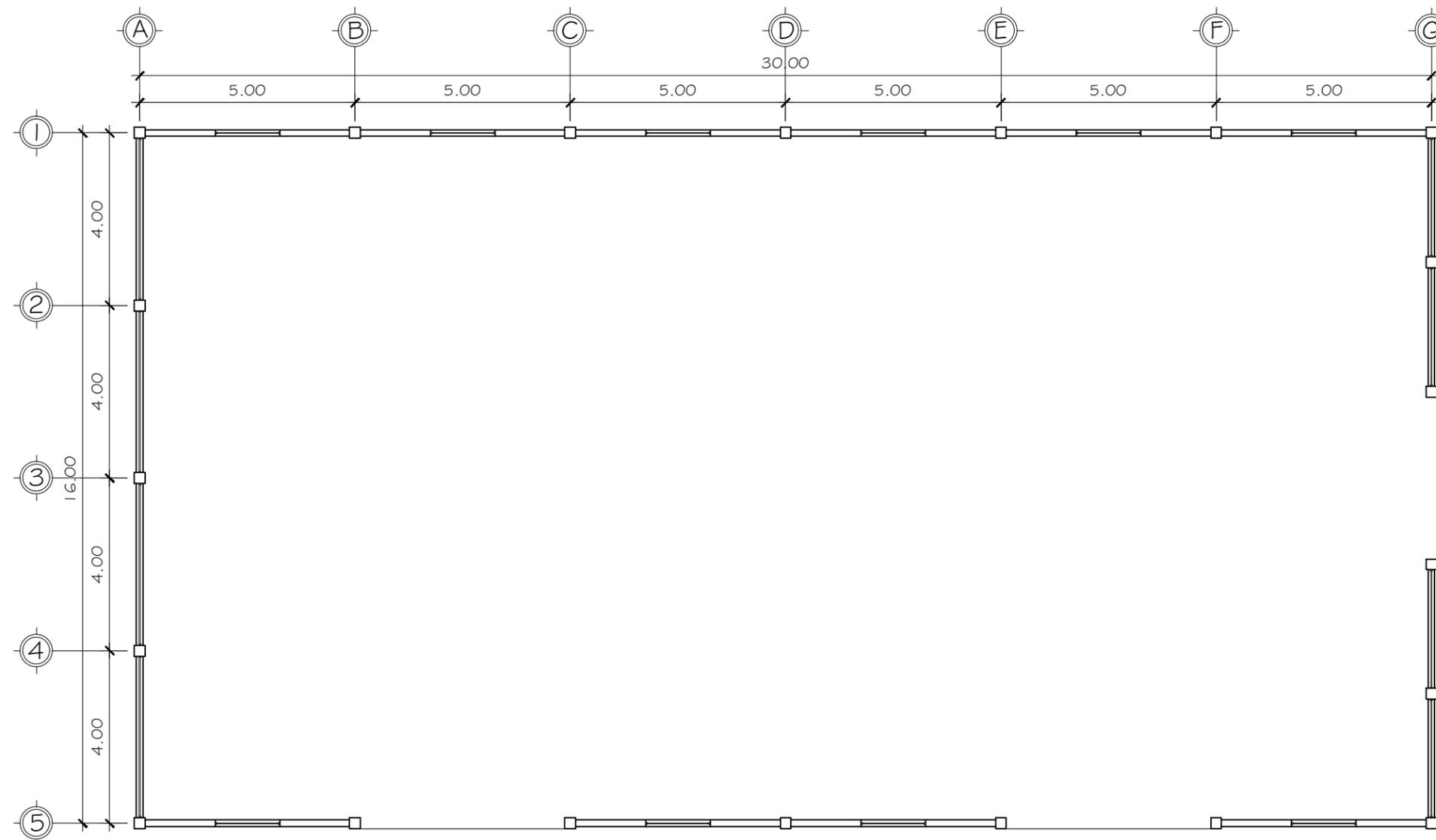
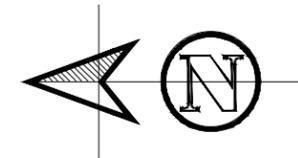
FOLIO:

LIBRO:

DE: GUATEMALA

FECHA :

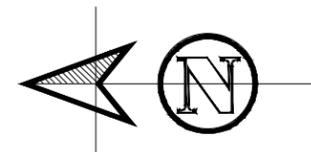
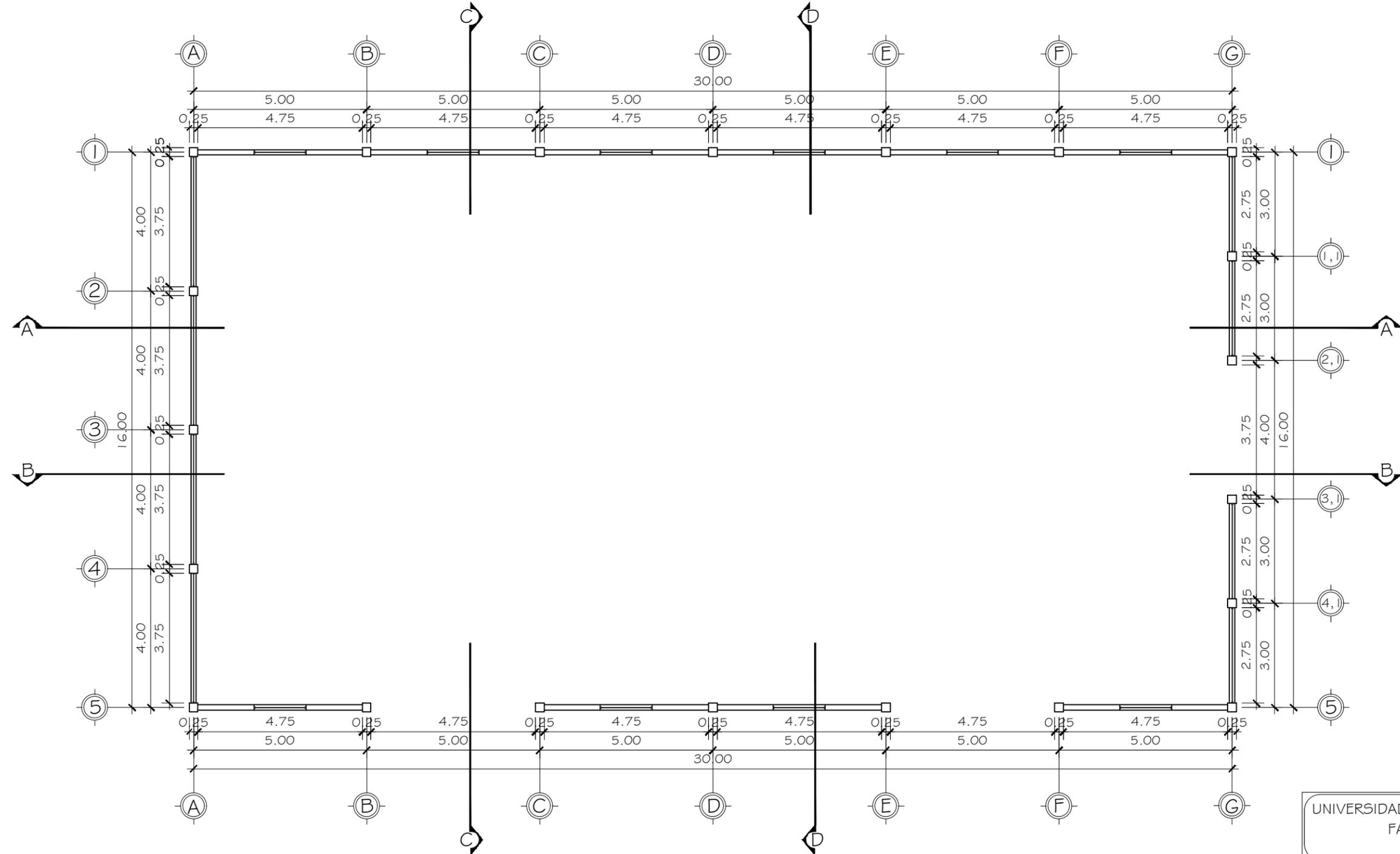
Vo. Bo. PROPIETARIO



Ø PLANO MATRIZ

ESC: 1/125

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES		ESCALA: INDICADA
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH		CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA		CONTENIDO: PLANTA MATRIZ
FECHA:	ING. JUAN MERCK COS ASESOR DE EPS	HOJA 1 / 16



PLANO ACOTADO
 ESC: 1/125

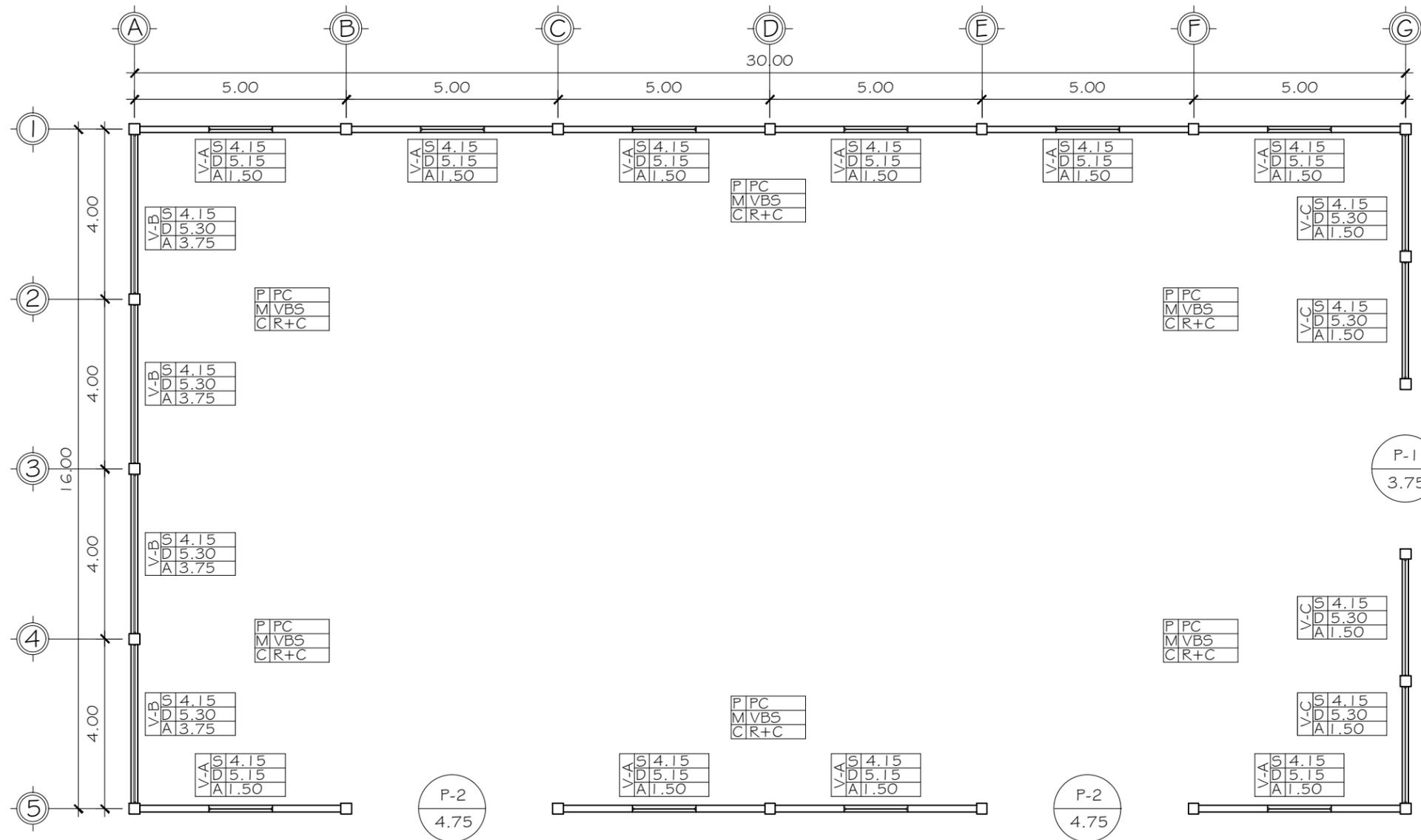
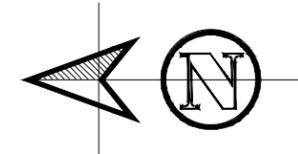
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
 PARA OFICINAS MUNICIPALES
 ESCALA: INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
 CURUCHICH
 CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
 CURUCHICH

UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
 DE PATZICÍA
 CONTENIDO: PLANTA MATRIZ

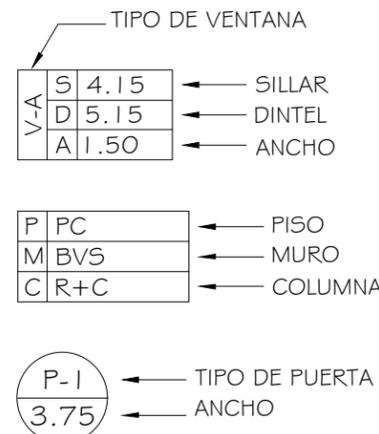
FECHA:
 ING. JUAN MERCK COS
 ASESOR DE EPS
 HOJA 2 / 16



NOMENCLATURA	
PC	FISO DE CONCRETO
BVS	BLOCK VISTO SISADO
R+C	REPELLO+CERNIDO

PLANILLA DE VENTANAS				
TIPO	ANCHO	ALTO	U	MATERIAL
V-A	1.50	1.00	12	ALUMINIO
V-B	3.75	1.15	5	ALUMINIO
V-C	2.75	1.15	4	ALUMINIO

PLANILLA DE PUERTAS				
TIPO	ANCHO	ALTO	U	MATERIAL
P-1	3.75	2.60	1	METAL
P-2	4.75	2.60	2	METAL



PLANO DE ACABADOS

ESC: 1/125

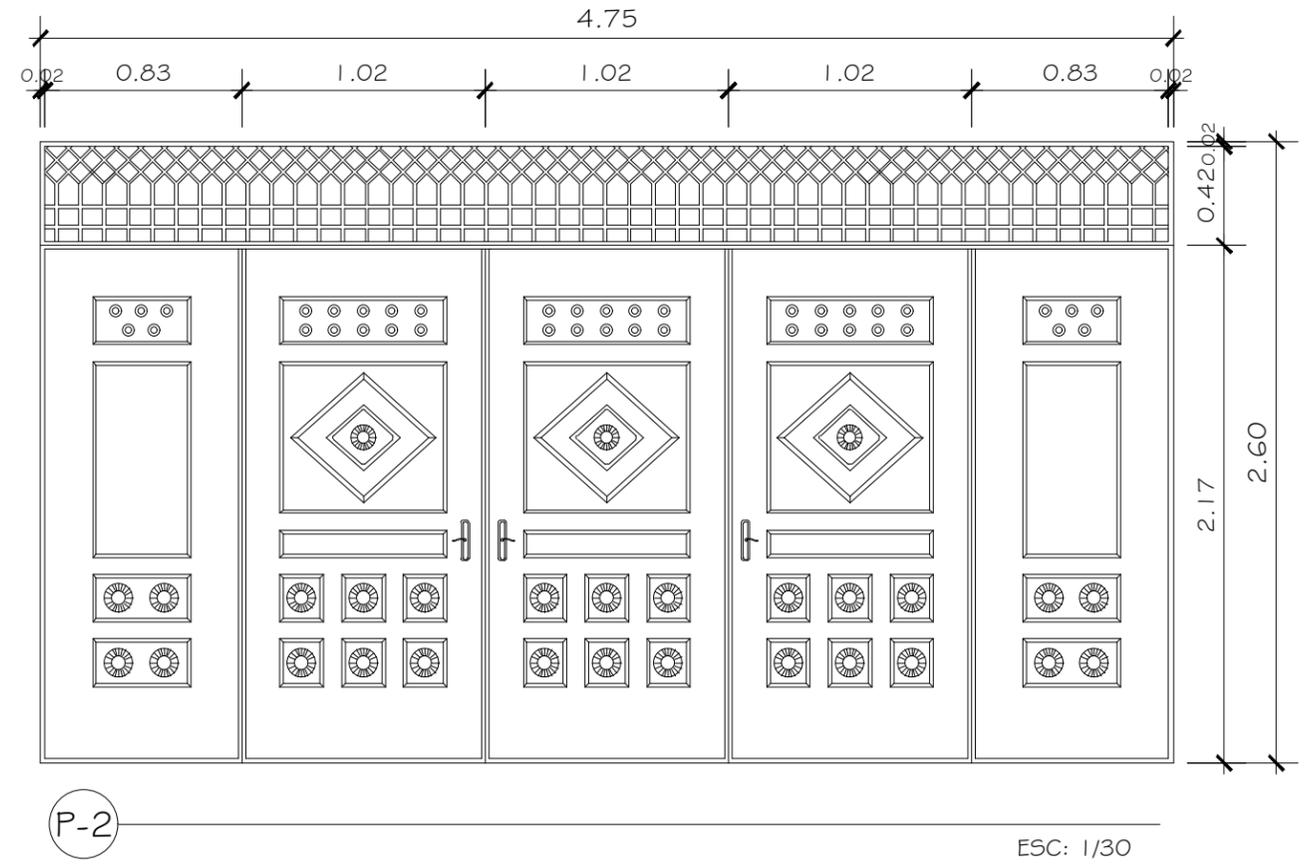
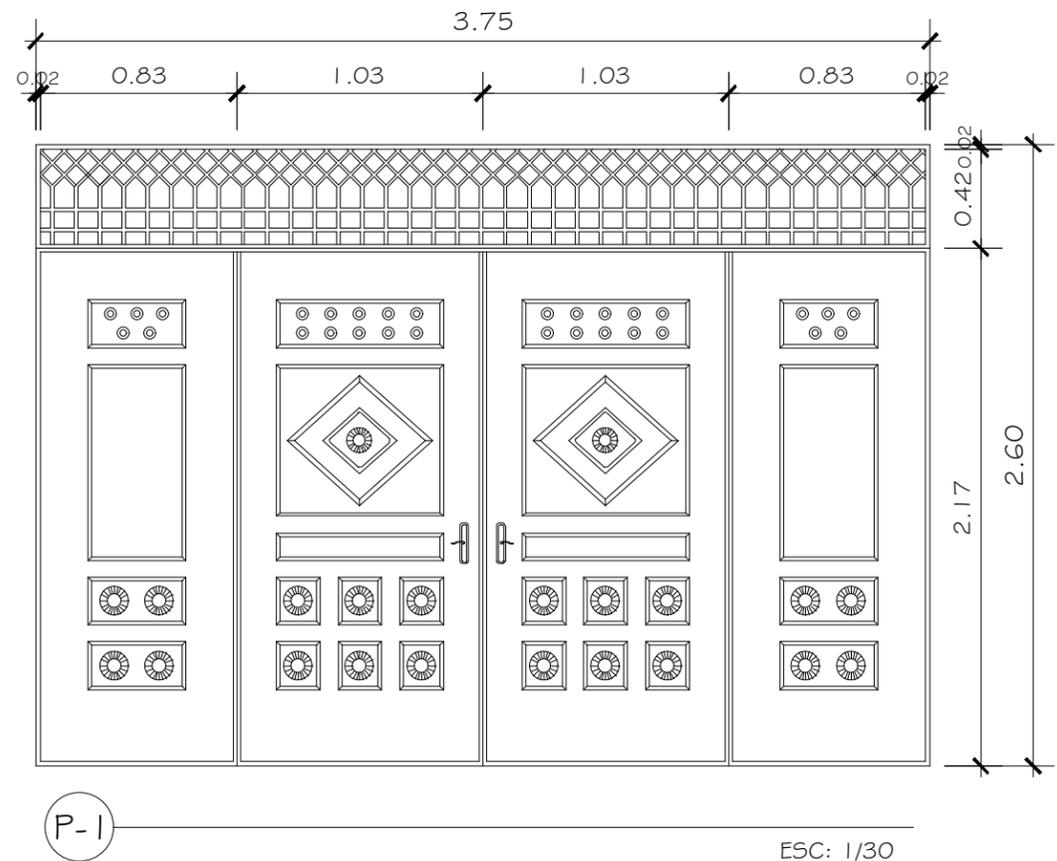
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES
ESCALA: INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH
CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH

UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA
CONTENIDO: PLANTA MATRIZ

FECHA: _____
ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS
HOJA 3/16



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
 PARA OFICINAS MUNICIPALES

ESCALA:
 INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
 CURUCHICH

CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
 CURUCHICH

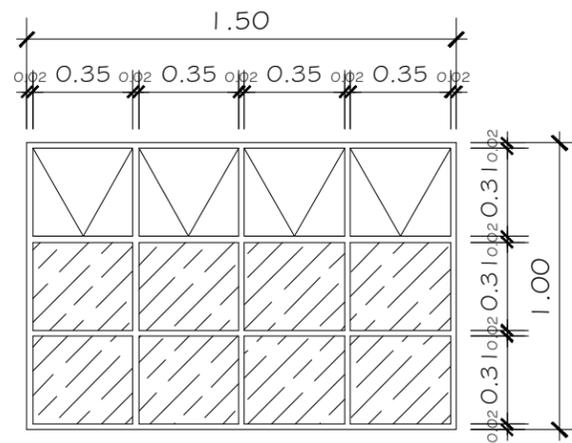
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
 DE PATZICÍA

CONTENIDO:
 DETALLE DE PUERTAS

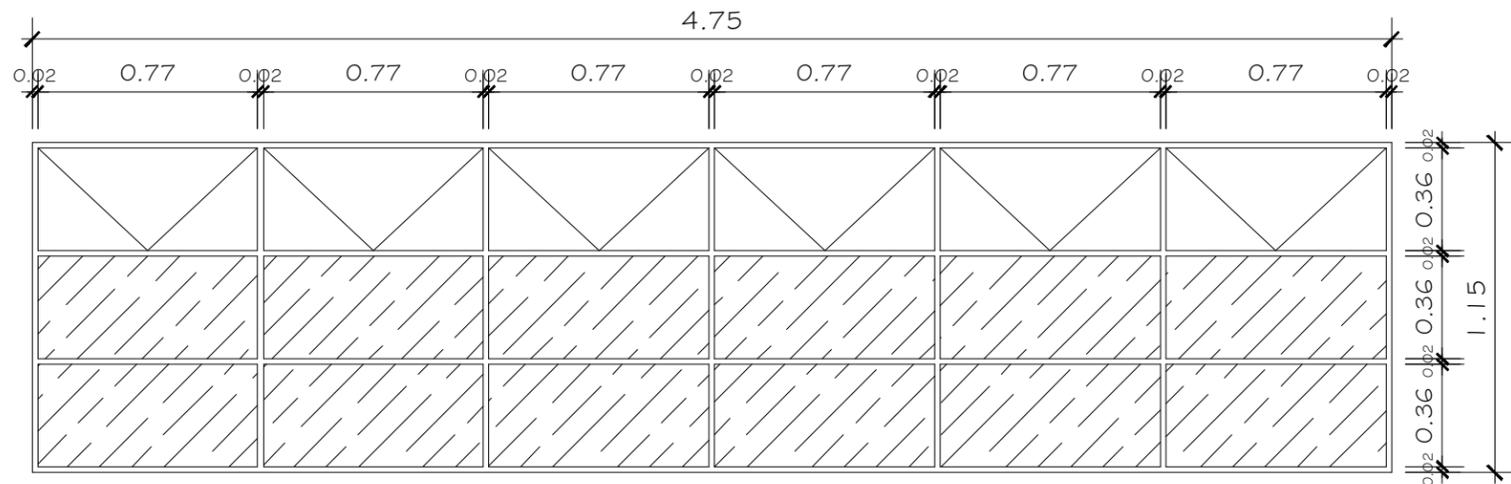
FECHA:

ING. JUAN MERCK COS
 ASESOR DE EPS

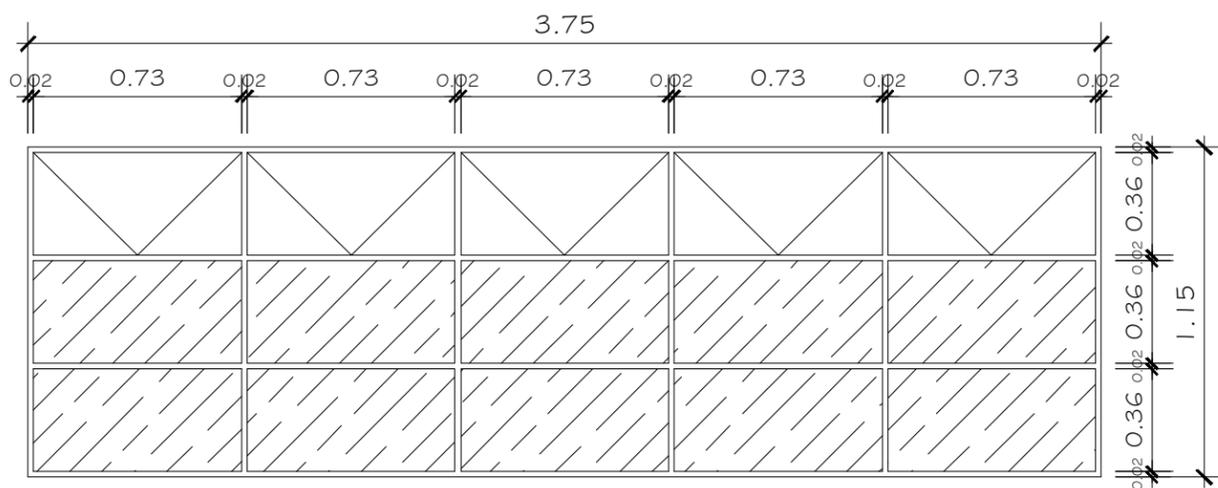
HOJA
 4 / 16



V-A
ESC: 1/25



V-B
ESC: 1/25



V-C
ESC: 1/25

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
PARA OFICINAS MUNICIPALES

ESCALA:
INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

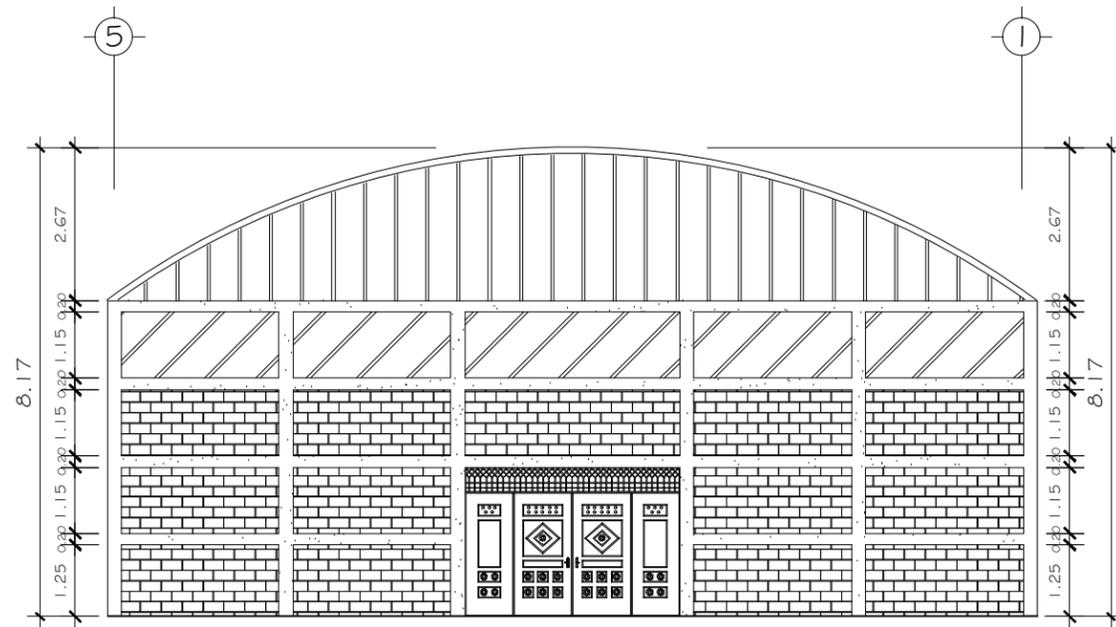
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
DE PATZICÍA

CONTENIDO:
DETALLE DE VENTANAS

FECHA:

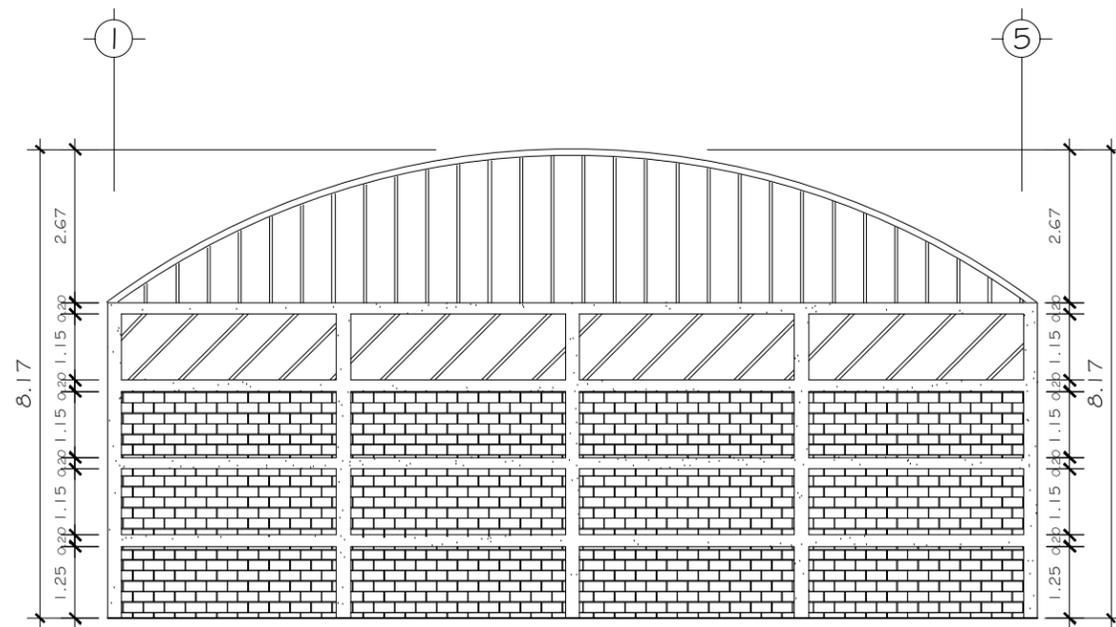
ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS

HOJA
5
16



FACHADA PRINCIPAL

ESC: 1/125



FACHADA POSTERIOR

ESC: 1/125

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
PARA OFICINAS MUNICIPALES

ESCALA:
INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

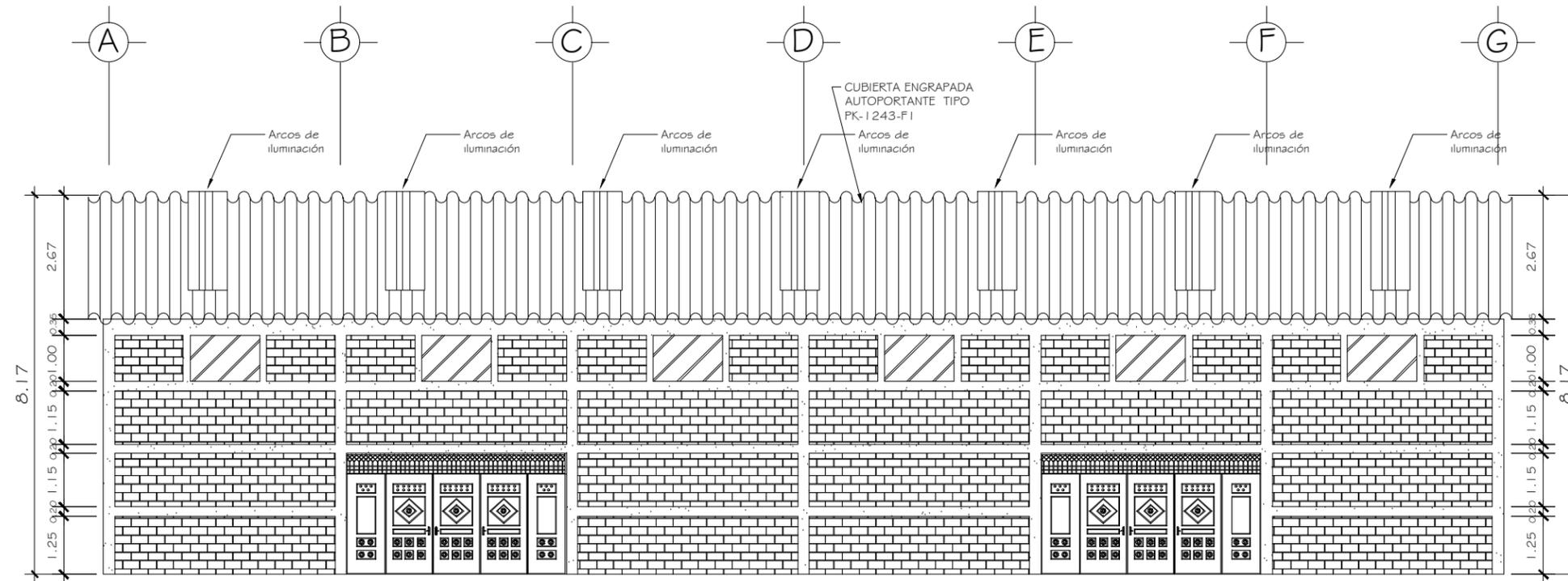
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
DE PATZICÍA

CONTENIDO:
ELEVACIONES # 1

FECHA:

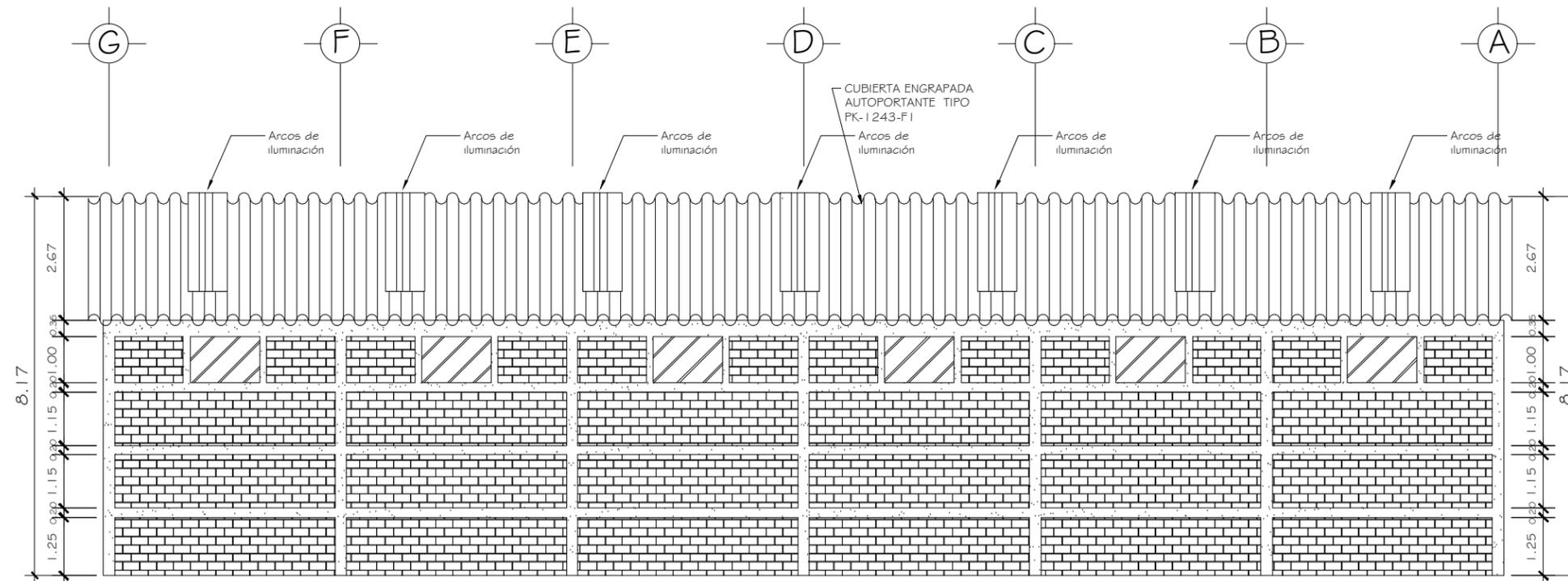
ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS

HOJA
6 / 16



FACHADA LATERAL

ESC: 1/125



FACHADA LATERAL

ESC: 1/125

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
PARA OFICINAS MUNICIPALES

ESCALA:
INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

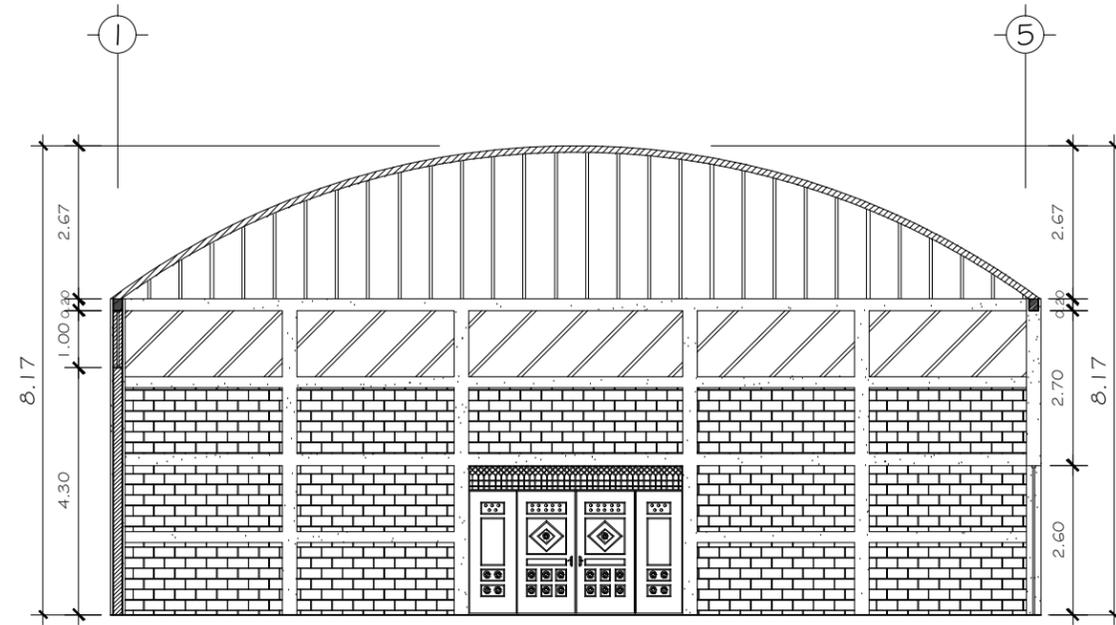
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
DE PATZICÍA

CONTENIDO:
ELEVACIONES #2

FECHA:

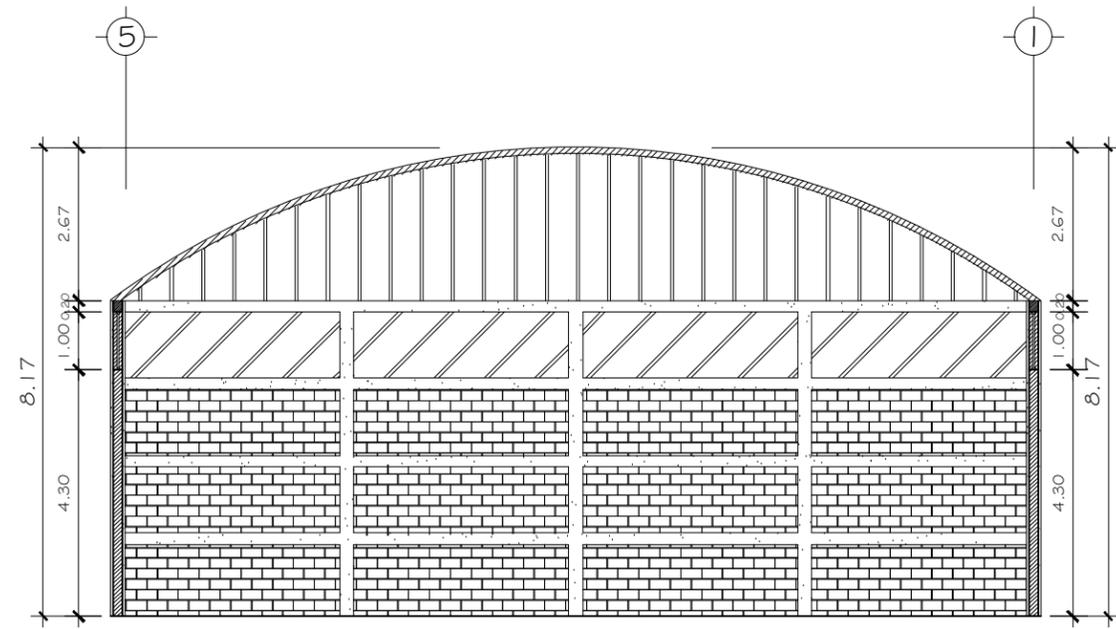
ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS

HOJA
7
16



SECCIÓN C-C

ESC: 1/125



SECCIÓN D-D

ESC: 1/125

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
PARA OFICINAS MUNICIPALES

ESCALA:
INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

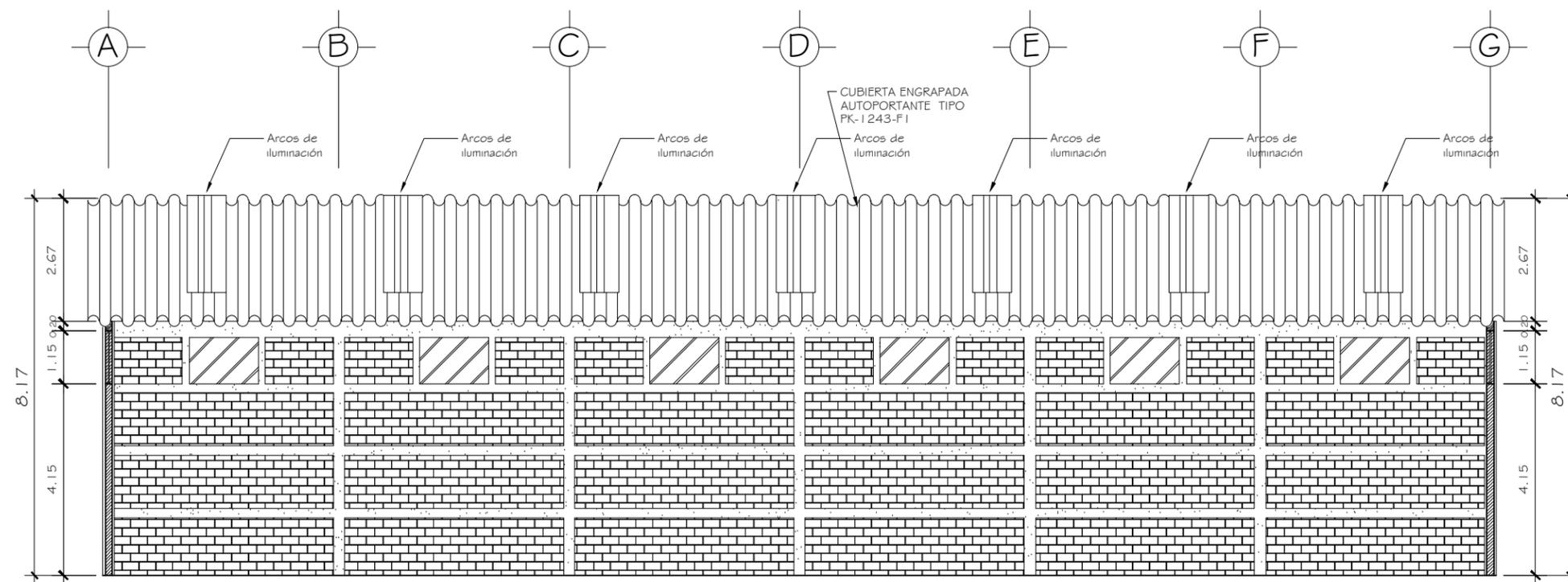
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
DE PATZICÍA

CONTENIDO:
SECCIONES #1

FECHA:

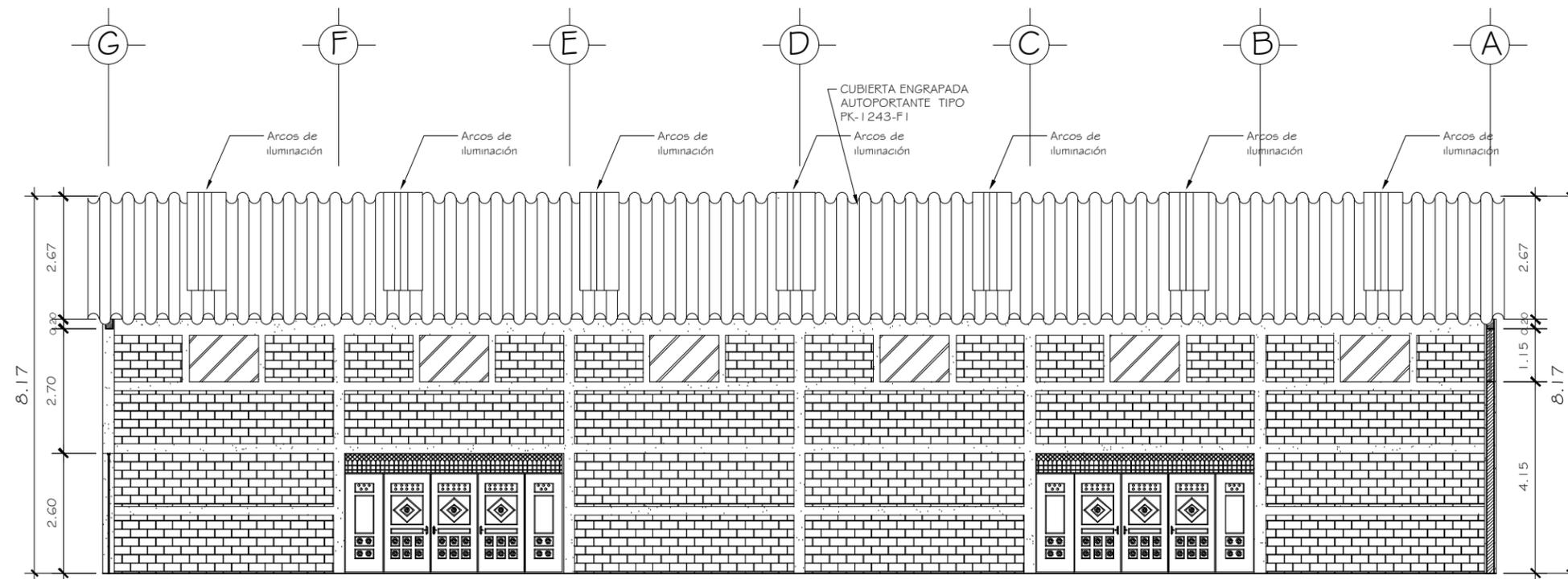
ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS

HOJA
8 / 16



SECCIÓN LONGITUDINAL A-A

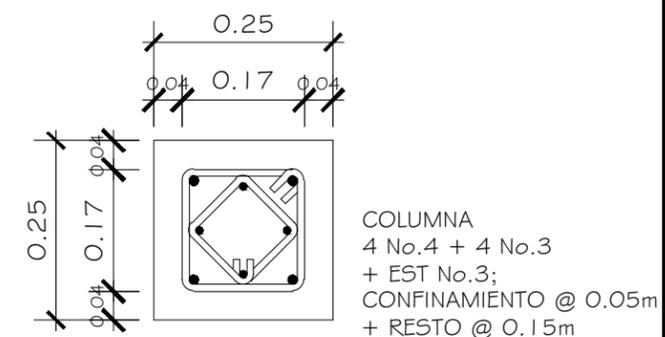
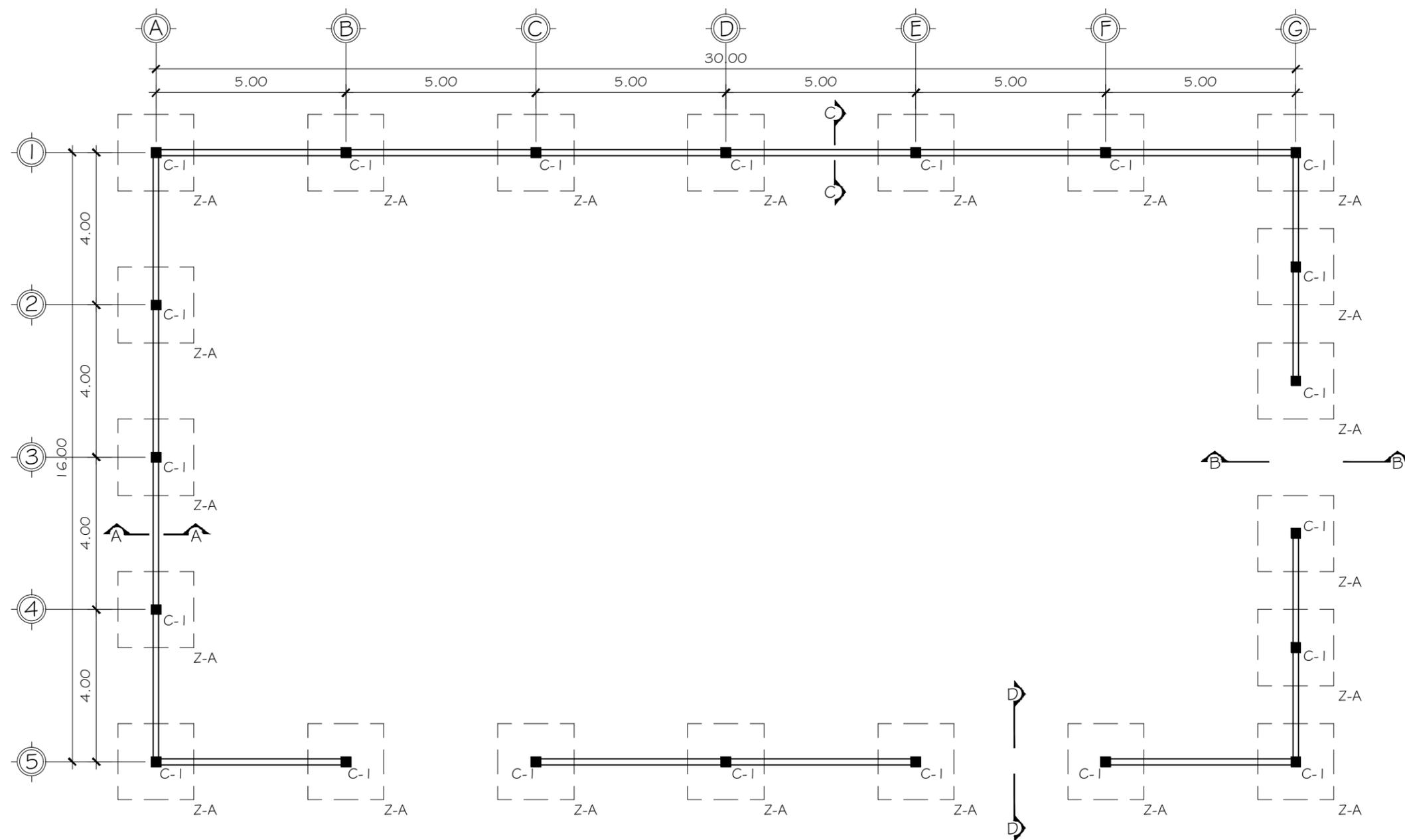
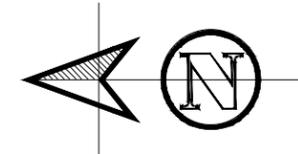
ESC: 1/125



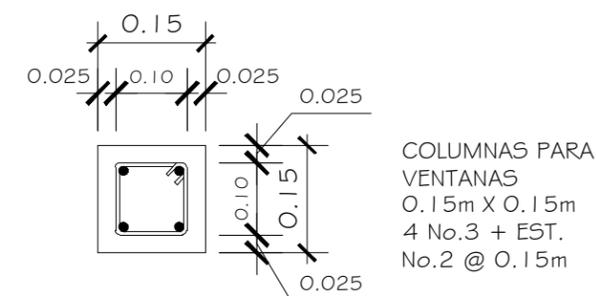
SECCIÓN LONGITUDINAL B-B

ESC: 1/125

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES		ESCALA: INDICADA
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA	CONTENIDO: SECCIONES #2	
FECHA:	ING. JUAN MERCK COS ASESOR DE EPS	HOJA 9 / 16



COLUMNA C-I
ESC: 1/10



COLUMNA A
ESC: 1/10

PLANO DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS

ESC: 1/125

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
PARA OFICINAS MUNICIPALES

ESCALA:
INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

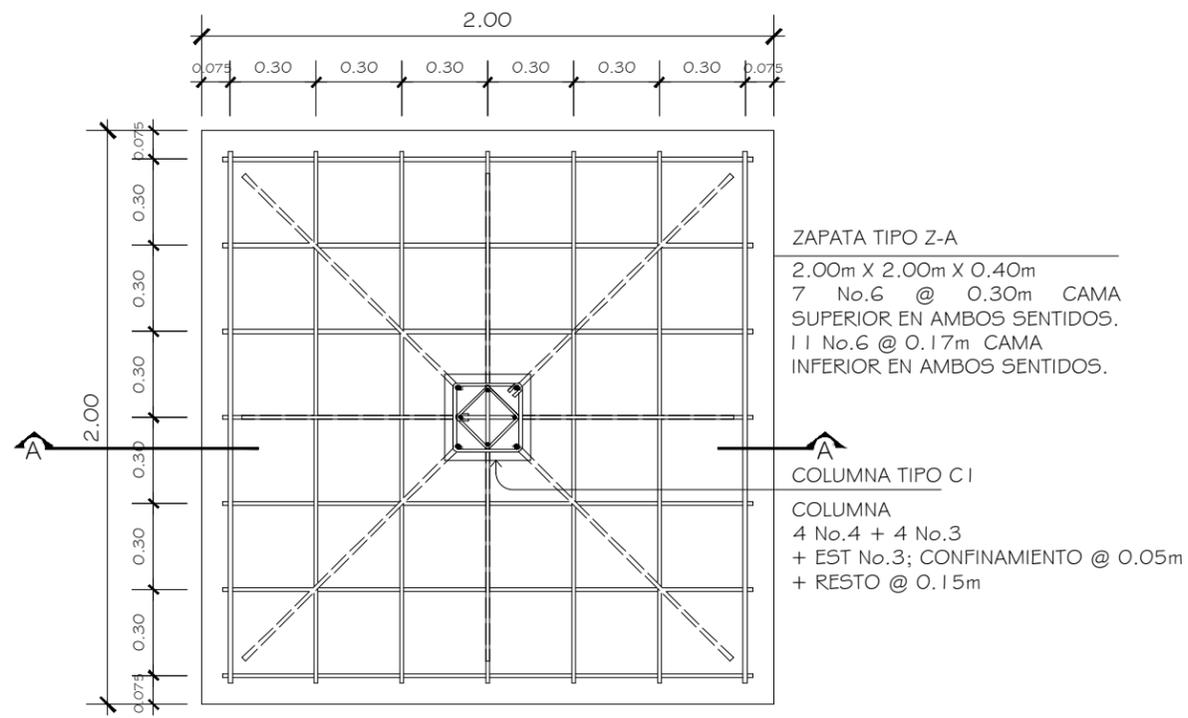
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
DE PATZICÍA

CONTENIDO:
PLANTA DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS

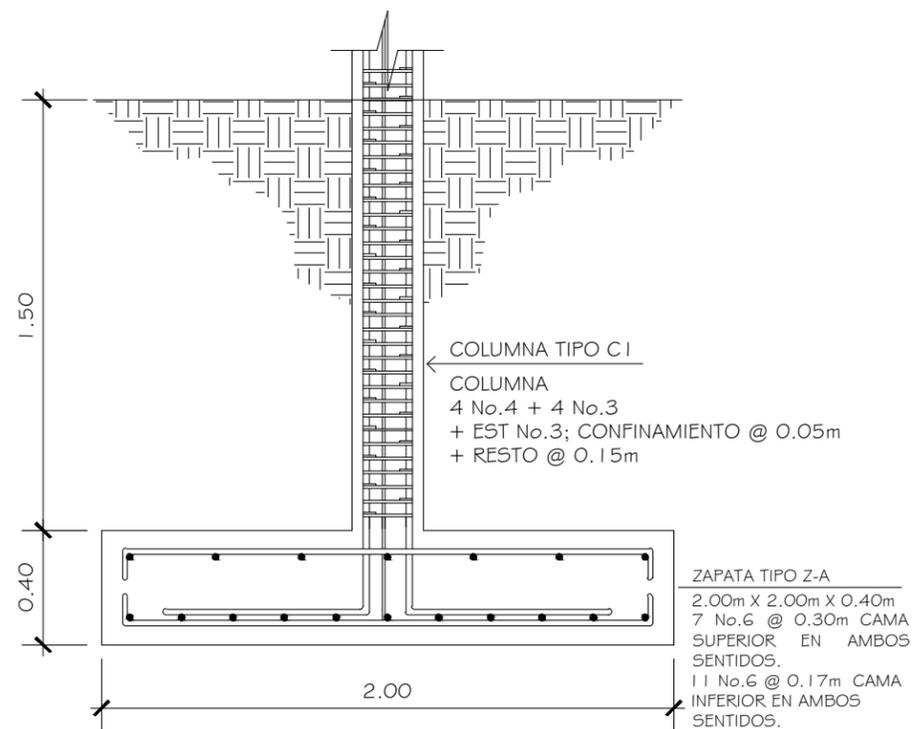
FECHA:

ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS

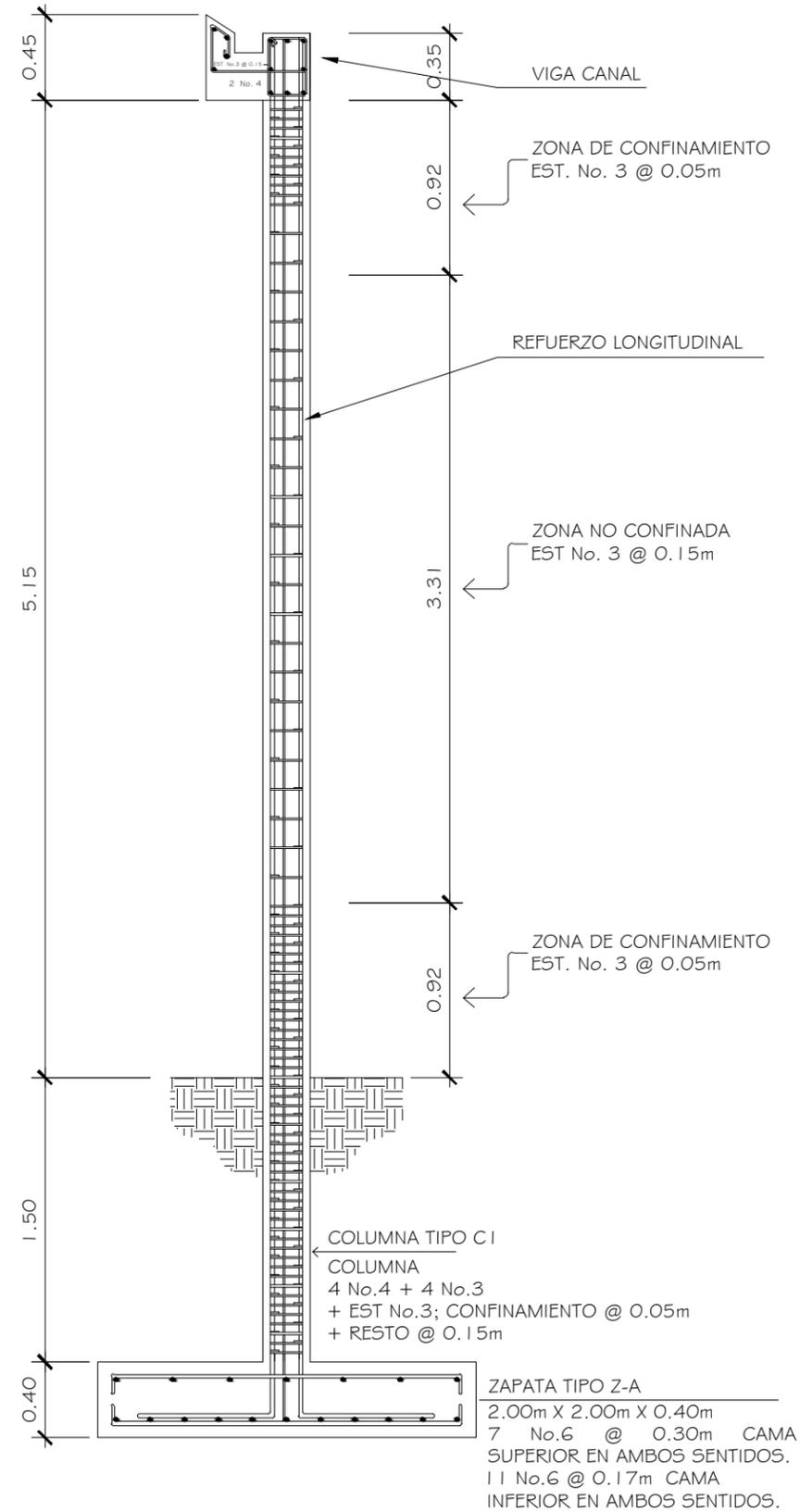
HOJA
10
16



ARMADO DE ZAPATA TIPO Z-A
ESC: 1/25



SECCIÓN DE ZAPATA TIPO A-A
ESC: 1/25



ARMADO DE COLUMNA TIPO C-I
ESC: 1/35

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES
ESCALA: INDICADA

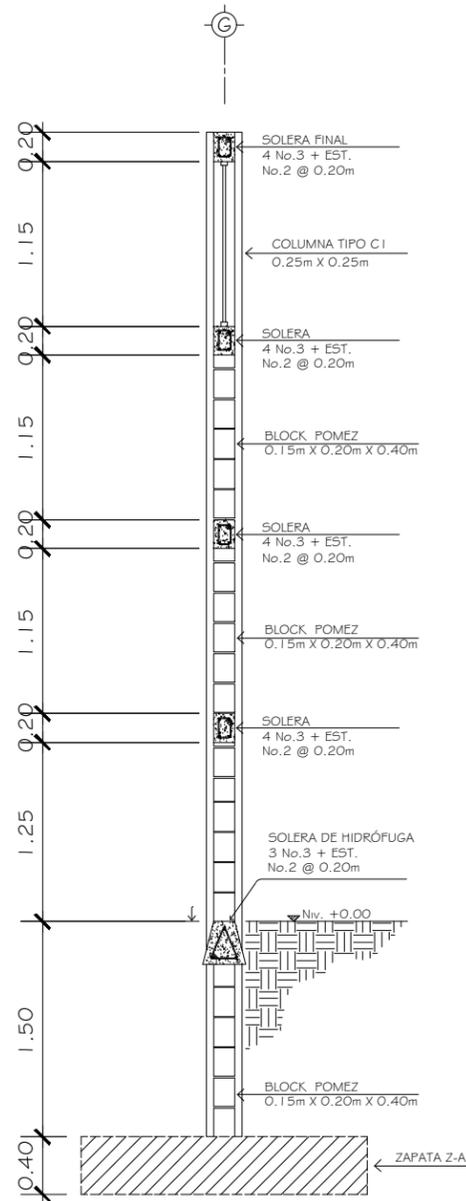
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH
CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH

UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA
CONTENIDO: DETALLE DE ARMADO DE CIMENTACIÓN Y COLUMNA

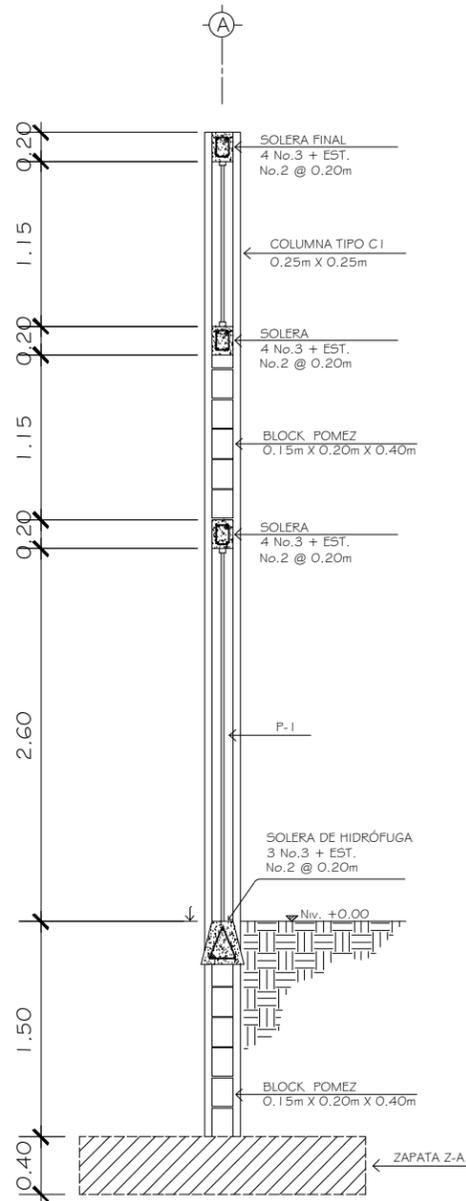
FECHA:

ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS

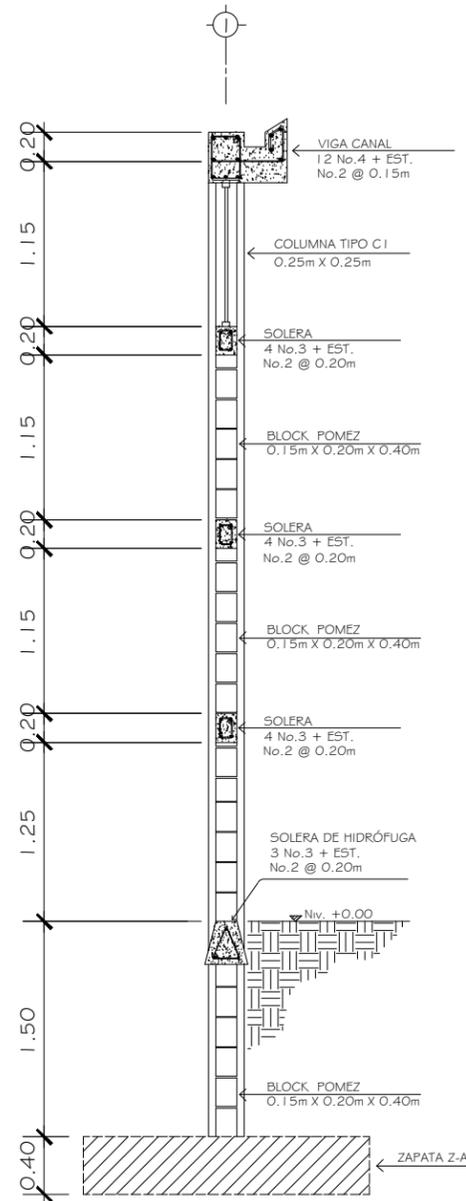
HOJA 11 / 16



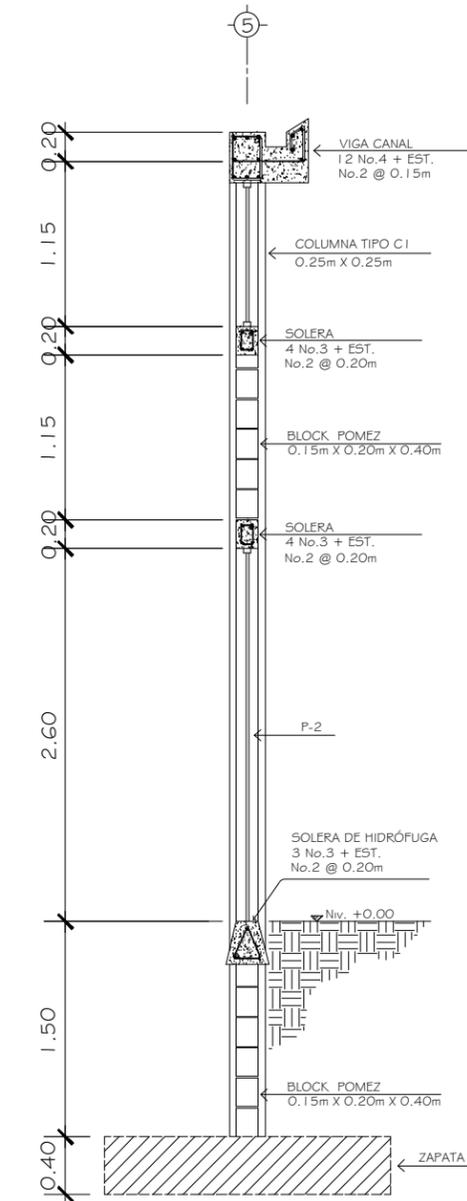
SECCIÓN A-A
ESC: 1/25



SECCIÓN B-B
ESC: 1/25



SECCIÓN C-C
ESC: 1/25



SECCIÓN D-D
ESC: 1/25

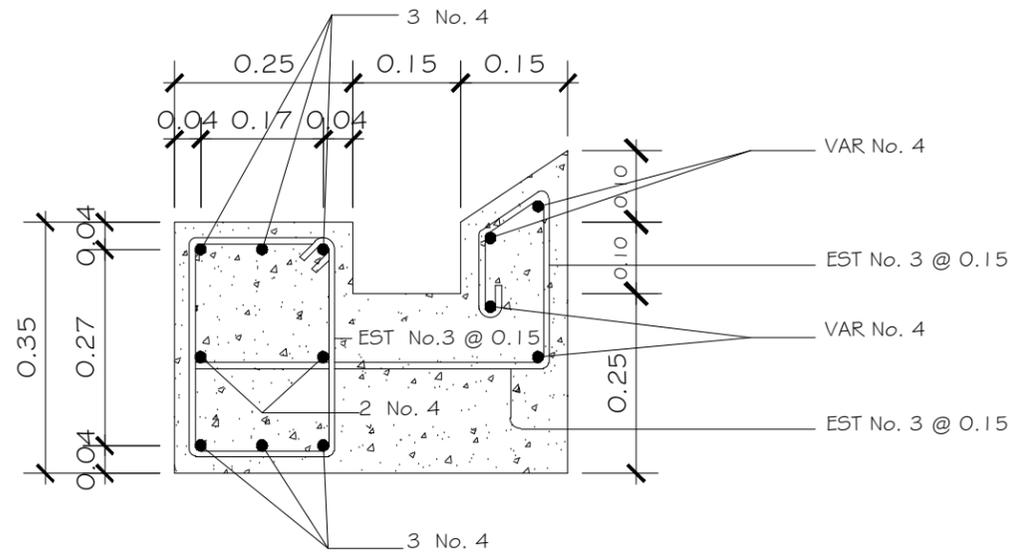
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES
ESCALA: INDICADA

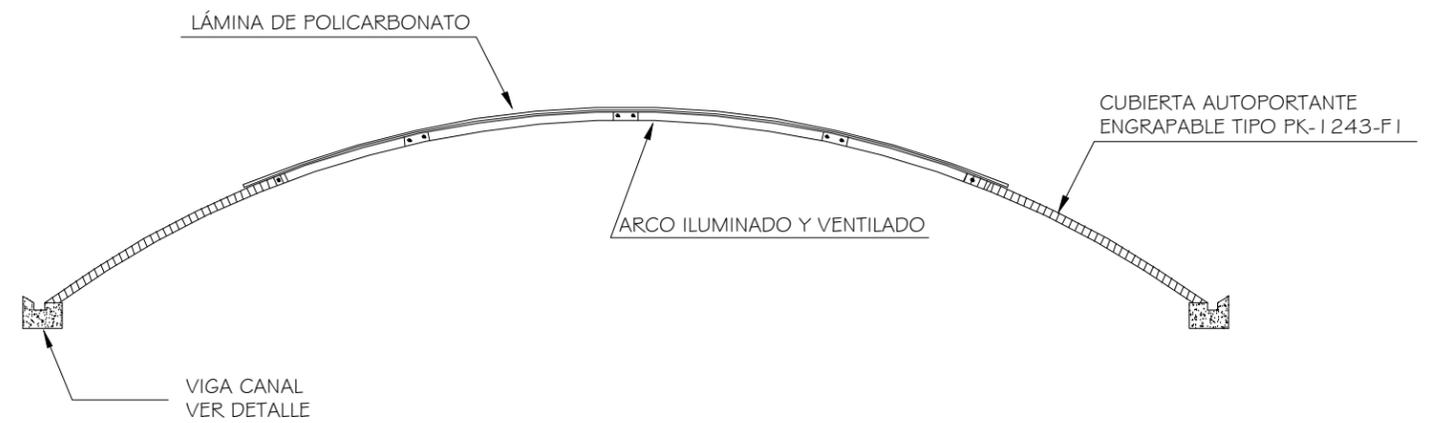
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH
CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH

UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA
CONTENIDO: DETALLE DE MUROS

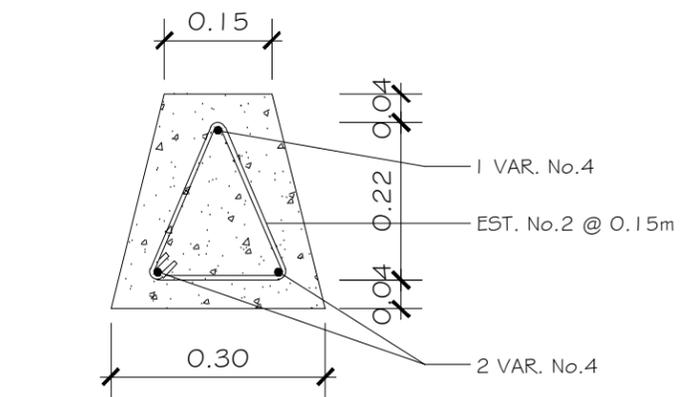
FECHA: _____
ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS
HOJA 12/16



SECCIÓN VIGA CANAL
ESC: 1/10



DETALLE DE FIJACIÓN DE TECHO
ESC: 1/100



SECCIÓN SOLERA DE HIDRÓFUGA
ESC: 1/10

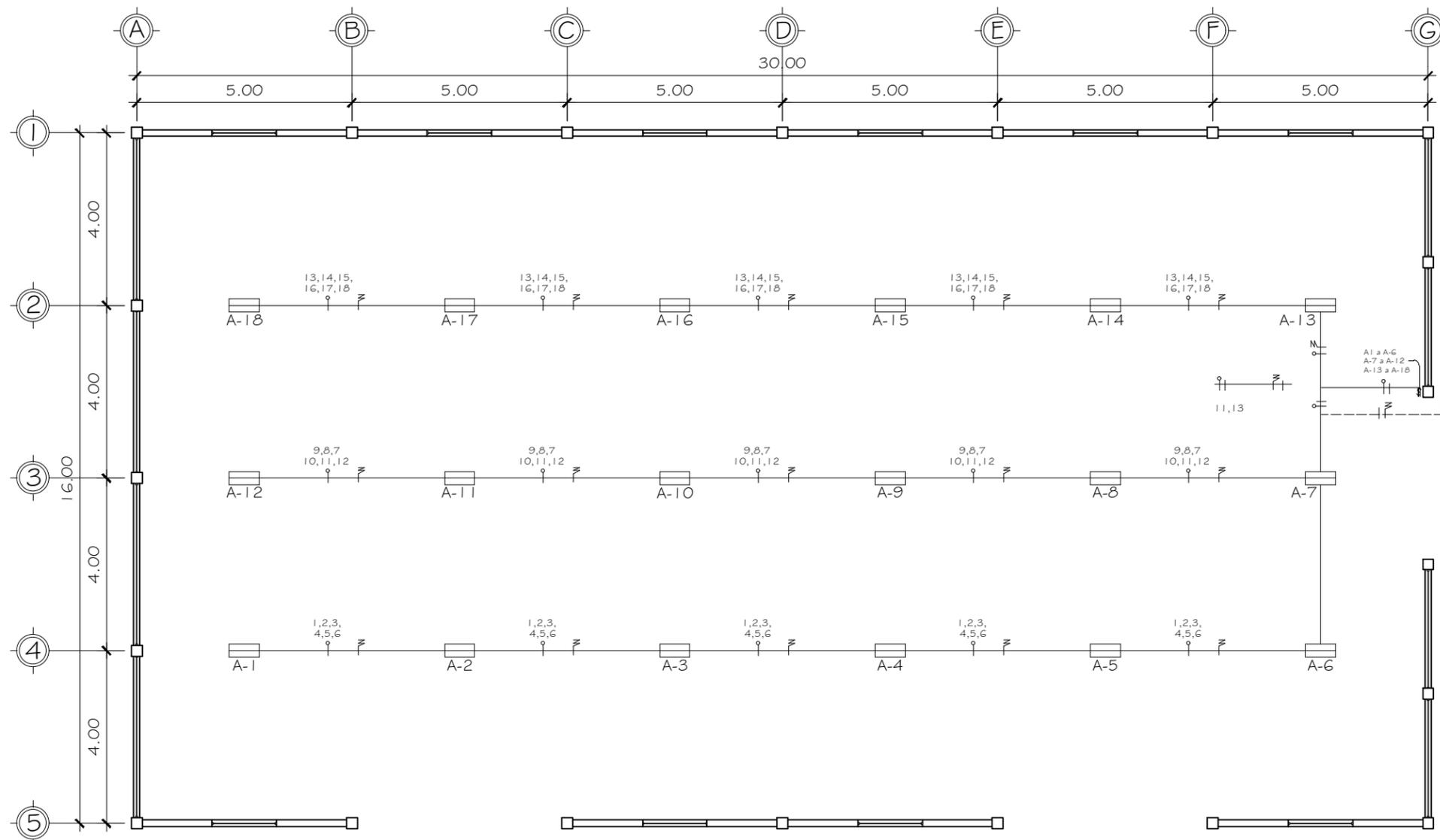
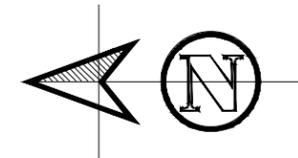
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
PARA OFICINAS MUNICIPALES
ESCALA:
INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH
CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
DE PATZICÍA
CONTENIDO:
DETALLE DE SOLERA, VIGA Y TECHO

FECHA:
ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS
HOJA
13
16

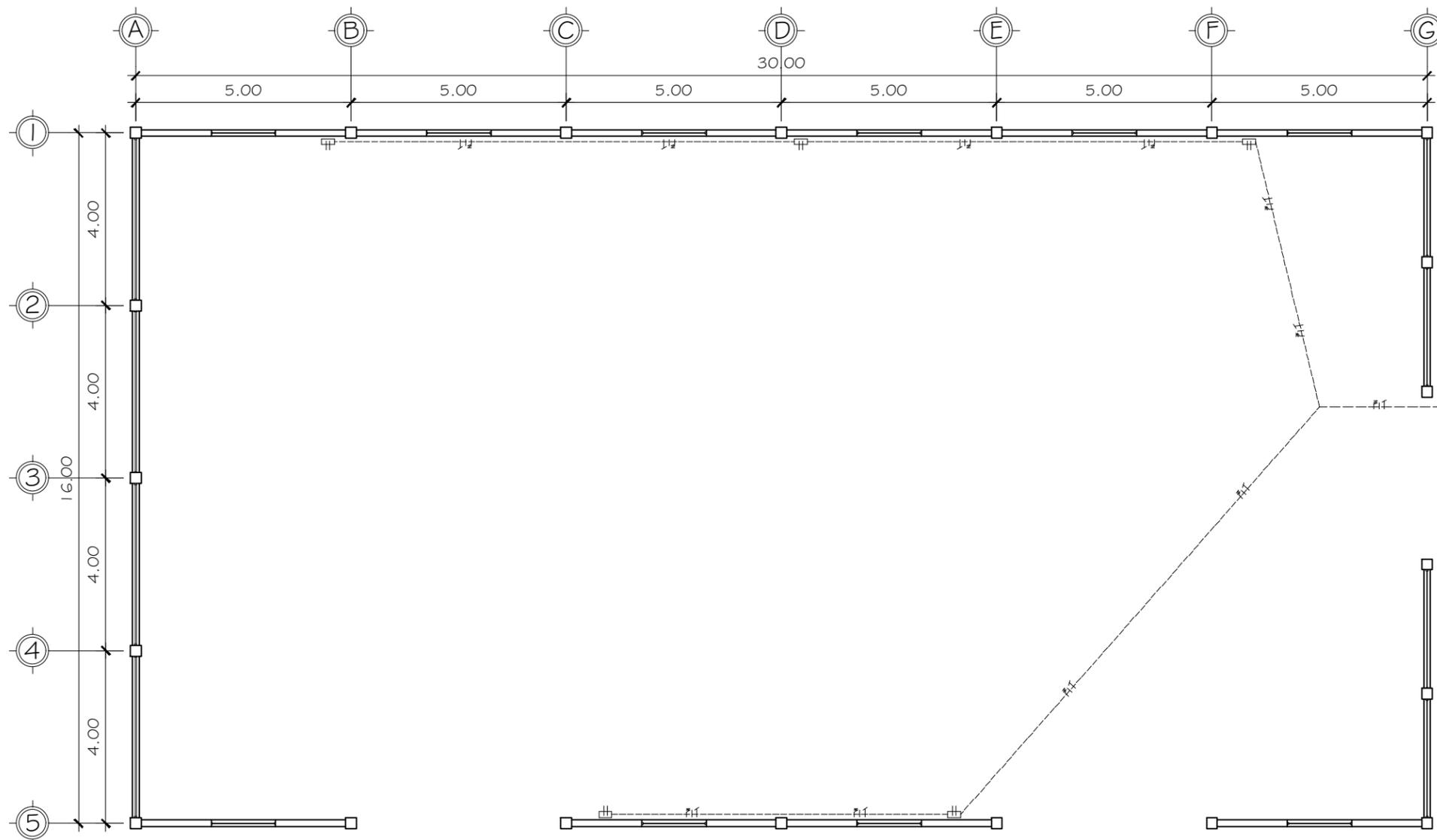
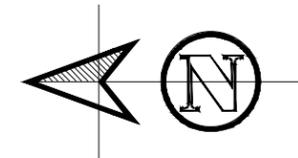


NOMENCLATURA	
SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN
	CONTADOR
	CAJA DE FLYPONES
	LAMPARA
A-1	LINEA + FOCO
	INTERRUPTOR TRIPLE
	CONDUCTOR POSITIVO No. 10 AWG
	CONDUCTOR NEGATIVO No. 10 AWG
	RETORNO No. 12 AWG

PLANO DE ILUMINACIÓN

ESC: 1/125

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE EPS	
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES	ESCALA: INDICADA
DISEÑO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH	CÁLCULO: FELICIANO POYÓN CURUCHICH
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD DE PATZICÍA	CONTENIDO: PLANTA DE ILUMINACIÓN
FECHA:	ING. JUAN MERCK COS ASESOR DE EPS
	HOJA 14 / 16



NOMENCLATURA	
SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN
	CONTADOR
	CAJA DE FLYPONES
	TOMACORRIENTE 220V. EN PARED
	TUBERÍA EN PISO Y/O PARED
	CONDUCTOR POSITIVO No. 10 AWG
	CONDUCTOR NEGATIVO No. 10 AWG
	CONDUCTOR TIERRA No. 10 AWG

PLANO DE FUERZA

ESC: 1/125

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
PARA OFICINAS MUNICIPALES

ESCALA:
INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

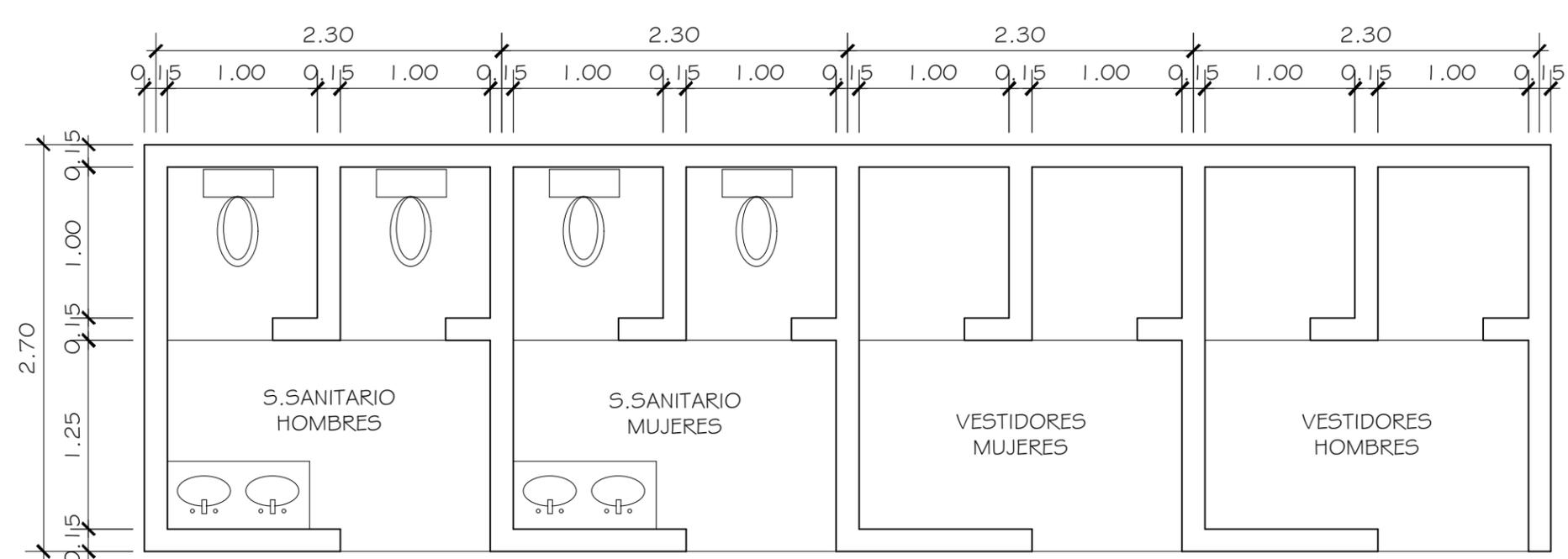
UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
DE PATZICÍA

CONTENIDO:
PLANTA DE FUERZA

FECHA:

ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS

HOJA
15 / 16



Ø SANITARIOS Y VESTIDORES ESC: 1/40

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DOS NIVELES
PARA OFICINAS MUNICIPALES ESCALA:
INDICADA

DISEÑO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH CÁLCULO: FELICIANO POYÓN
CURUCHICH

UBICACIÓN: MUNICIPALIDAD
DE PATZICÍA CONTENIDO:
PLANTA DE FUERZA

FECHA:
ING. JUAN MERCK COS
ASESOR DE EPS
HOJA
16
16