



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

**DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA  
ALDEA CERRO DE ORO Y CENTRO DE CAPACITACIÓN DE SALUD EN LA COMUNIDAD  
CHUK MUK, SANTIAGO ATITLÁN, SOLOLÁ**

**Allan Javier Juracán Morales**  
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, octubre de 2020



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA  
ALDEA CERRO DE ORO Y CENTRO DE CAPACITACIÓN DE SALUD EN LA COMUNIDAD  
CHUK MUK, SANTIAGO ATILÁN, SOLOLÁ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES**  
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2020





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

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

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Inga. Juan Merck Cos
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López



## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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

**DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA ALDEA CERRO DE ORO Y CENTRO DE CAPACITACIÓN DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK, SANTIAGO ATITLÁN, SOLOLÁ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Mecánica Civil, con fecha 7 de mayo de 2018.

**Allan Javier Juracán Morales**





Guatemala, 30 de octubre de 2019

REF.EPS.DOC.774.10.2019

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

Estimado Ingeniero Aguilar Polanco.

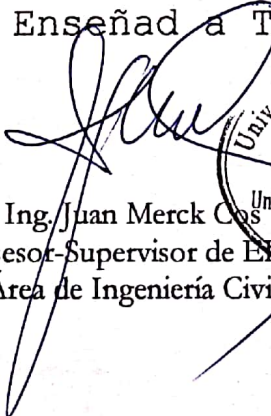
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Allan Javier Juracán Morales**, Registro Académico 201213357 y CUI 1689 46238 0713 de la Cámara de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA ALDEA CERRO DE ORO Y CENTRO DE CAPACITACIÓN DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK, SANTIAGO ATITLÁN, SOLOLÁ.**

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

  
Universidad de San Carlos de Guatemala  
Ing. Juan Merck Cos  
ASESOR - SUPERVISOR DE EPS  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
Facultad de Ingeniería  
Asesor-Supervisor de EPS  
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo  
JMC/ra



Guatemala, 18 de mayo de 2020  
REF.EPS. D.220.05.2020

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

Estimado Ingeniero Aguilar Polanco:

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA ALDEA CERRO DE ORO Y CENTRO DE CAPACITACIÓN DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK, SANTIAGO ATITLÁN, SOLOLÁ**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Allan Javier Juracán Morales, CUI 1689 46238 0713 y Registro Académico 201213357**, 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

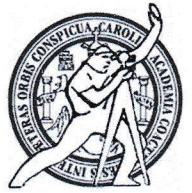
**Nota:** esta carta es una copia de la original, la cual se sustituirá por la original al momento de que se normalicen las actividades en la Universidad.



**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



Guatemala, 13 de mayo de 2,020

Ingeniero

Pedro Antonio Aguilar Polanco

Director de Escuela de Ingeniería Civil

Facultad de Ingeniería

Universidad de San Carlos de Guatemala

Estimado Ingeniero Aguilar Polanco:

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA ALDEA CERRO DE ORO Y CENTRO DE CAPACITACIÓN DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK, SANTIAGO ATITLÁN, SOLOLÁ**, desarrollado por EL estudiante de Ingeniería Civil Allan Javier Juracán Morales con CUI 1689 46238 0713 Registro Académico No. 201213357, quién contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
ESTRUCTURAS  
USAC

  
Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera

Jefe del Departamento de Estructuras

/mrrm.







**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



Guatemala, 15 de mayo de 2020  
DEIC-TG-EPS-004-2020/paap

El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor-Supervisor de EPS Ingeniero Juan Merck Cos, del Departamento de Estructuras Ingeniero Ronald Estuardo Galindo Cabrera y del Director de la Unidad de EPS Ingeniero Oscar Argueta Hernández al trabajo de graduación correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) del estudiante Allan Javier Juracán Morales **DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA ALDEA CERRO DE ORO Y CENTRO DE CAPACITACIÓN DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK, SANTIAGO ATITIAN, SOLOLA** da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

ID Y ENSEÑAD A TODOS

  
  
Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco  
**Director Escuela Ingeniería Civil**

Interesado  
Asesor  
Director Unidad EPS  
Jefe del Departamento de Estructuras



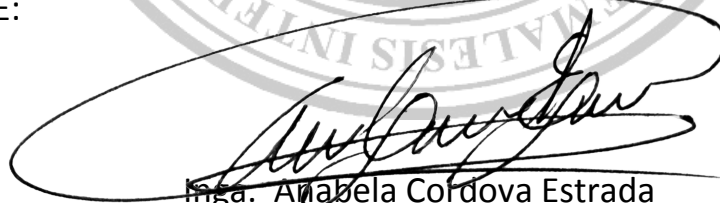
*Más de 140 años de Trabajo y Mejora Continua*



DTG. 330.2020.

La Decana de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA ALDEA CERRO DE ORO Y CENTRO DE CAPACITACIÓN DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK, SANTIAGO ATITLÁN, SOLOLÁ**, presentado por el estudiante universitario: **Allan Javier Juracán Morales**, 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, octubre de 2020

AACE/asga

## **ACTO QUE DEDICO A:**

- Dios** Por ser el que guía mis pasos para cumplir cada uno de mis sueños y metas; por nunca abandonarme en cada momento.
- Mis padres** Leocadio Juracán y María Patricia Morales. Su amor, comprensión y apoyo será siempre mi inspiración para salir adelante ante cualquier eventualidad.
- Mis hermanos** Neydi Yasmine y Johny Wilder Juracán Morales. Por ser una importante influencia en mi vida y carrera.
- Mis abuelas** Por ser parte de mi guía y enseñanza en mi vida diaria.
- Mi familia** Por el apoyo brindado durante la carrera y en proceso de EPS.



## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Facultad de ingeniería</b>	Por la formación académica de calidad que me brindaron durante todo este proceso.
<b>Mis padres</b>	Por todo el sacrificio y paciencia que me han dado para que pudiera cumplir una meta más. Este logro lo no sería posible sin el apoyo brindado de su parte.
<b>Mis hermanos</b>	Por su cariño, apoyo, comprensión y consejos para alcanzar esta meta.
<b>Mis amigos</b>	Mauricio Us, Aurora Martínez, Donoban Ochoa, William Sacalxot, Rully Bocel Castro, Alex Monterroso, Ilsy Medrano, Esbin Santos, Jose Yac, por permitirme compartir momentos y experiencia de su vida.
<b>Mi asesor</b>	Ing. Juan Merck Cos, por brindarme consejos, asesoría y guías necesarias para la realización de mi trabajo de graduación EPS.



## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS .....	XIX
GLOSARIO .....	XXV
RESUMEN.....	XXIX
OBJETIVOS.....	XXXI
INTRODUCCIÓN.....	XXXIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Monografía de la aldea Cerro de Oro, Santiago Atitlán, Sololá.....	1
1.1.1. Características físicas.....	2
1.1.1.1. Ubicación y localización.....	2
1.1.1.2. Colindancias .....	3
1.1.1.3. Topografía .....	3
1.1.1.4. Clima .....	3
1.1.1.5. Actividad económica.....	4
1.1.1.6. Población.....	4
1.1.2. Características de infraestructura .....	5
1.1.2.1. Vías de acceso .....	5
1.1.2.2. Servicios públicos .....	5
1.1.3. Características socioeconómicas .....	6
1.1.3.1. Origen de la comunidad.....	7
1.1.3.2. Actividad económica.....	9
1.1.3.3. Idioma y religión.....	10

1.2.	Diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Cerro de Oro y la comunidad Chuk muk, Santiago Atitlán, Sololá .....	10
1.2.1.	Descripción de necesidades.....	10
1.2.2.	Análisis y priorización de las necesidades .....	11
2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL .....	13
2.1.	Diseño de la edificación de dos niveles para centro de capacitación de salud en la comunidad Chuk Muk, Santiago Atitlán, Sololá .....	13
2.1.1.	Descripción del proyecto .....	13
2.1.2.	Estudio de suelos .....	14
2.1.2.1.	Determinación del valor soporte del suelo.....	15
2.1.3.	Criterios para el diseño de edificios.....	17
2.1.3.1.	Criterios generales .....	17
2.1.3.2.	Criterios de conjunto .....	18
2.1.3.3.	Criterios de iluminación .....	18
2.1.3.4.	Criterios de salud pública .....	19
2.1.3.5.	Criterios de CONRED.....	19
2.1.4.	Diseño arquitectónico .....	20
2.1.4.1.	Ubicación del edificio.....	21
2.1.4.2.	Distribución de ambientes .....	22
2.1.4.3.	Alturas de edificación .....	23
2.1.4.4.	Espaciamiento entre juntas .....	23
2.1.5.	Análisis estructural .....	24
2.1.5.1.	Predimensionamiento de elementos estructurales.....	25
2.1.5.2.	Cargas de diseño .....	35
2.1.5.2.1.	Cargas estáticas .....	35

2.1.5.3.	Cargas dinámicas por AGIES.....	44
2.1.5.4.	Modelos matemáticos para marcos dúctiles .....	73
2.1.5.5.	Análisis de marcos dúctiles por medio de software ETABS y comprobación por medio del método de análisis numérico .....	74
2.1.5.6.	Envolvente de momentos .....	101
2.1.5.7.	Diagrama de corte y momentos últimos .....	106
2.1.6.	Diseño de elementos estructurales.....	111
2.1.6.1.	Diseño de losas .....	112
2.1.6.2.	Diseño de vigas .....	127
2.1.6.3.	Diseño de columnas .....	136
2.1.6.4.	Diseño de gradas.....	155
2.1.6.5.	Diseño de rampa .....	160
2.1.6.6.	Diseño de nudo sísmico .....	165
2.1.6.7.	Diseño de cimiento .....	173
2.1.6.7.1.	Zapata concéntrica Z-1 .....	173
2.1.6.7.2.	Zapata aislada excéntrica Z-2.....	186
2.1.6.7.3.	Muros tabiques.....	203
2.1.7.	Instalaciones.....	204
2.1.7.1.	Agua potable.....	204
2.1.7.2.	Drenajes: agua pluvial y aguas negras.....	207
2.1.7.3.	Electricidad .....	211
2.1.7.4.	Instalaciones especiales.....	213



2.1.8.	Elaboración de planos.....	213
2.1.9.	Elaboración de presupuesto.....	214
2.1.10.	Evaluación de impacto ambiental.....	217
2.2.	Diseño de edificio de dos niveles para el mercado comunal en la aldea Cerro de Oro, Santiago Atitlán, Sololá.....	219
2.2.1.	Descripción del proyecto .....	219
2.2.2.	Estudio de suelos .....	221
2.2.2.1.	Determinación del valor soporte del suelo.....	221
2.2.3.	Criterios por utilizar para el diseño de edificios .....	223
2.2.3.1.	Criterios generales .....	223
2.2.3.2.	Criterios de conjunto .....	224
2.2.3.3.	Criterios de iluminación .....	224
2.2.3.4.	Criterios de CONRED.....	225
2.2.4.	Diseño arquitectónico.....	225
2.2.4.1.	Ubicación del edificio.....	226
2.2.4.2.	Distribución de ambientes .....	227
2.2.4.3.	Dimensiones horizontales .....	227
2.2.4.4.	Alturas de edificación .....	229
2.2.5.	Análisis estructural .....	231
2.2.5.1.	Predimensionamiento de elementos estructurales.....	231
2.2.5.2.	Cargas de diseño .....	237
2.2.5.2.1.	Cargas estáticas .....	237
2.2.5.2.2.	Cargas dinámicas por método AGIES .....	243
2.2.5.3.	Modelos matemáticos para marcos dúctiles .....	267

2.2.5.4.	Análisis de marcos dúctiles por medio de software ETABS y comprobación por medio del método de análisis numérico .....	268
2.2.5.5.	Envolvente de momentos .....	280
2.2.5.6.	Diagrama de corte y momentos últimos .....	285
2.2.6.	Diseño de elementos estructurales.....	290
2.2.6.1.	Diseño de losas .....	291
2.2.6.2.	Diseño de vigas .....	301
2.2.6.3.	Diseño de columnas .....	313
2.2.6.4.	Diseño de gradas.....	329
2.2.6.5.	Diseño de rampa .....	334
2.2.6.6.	Diseño de nudo sísmico .....	339
2.2.6.7.	Diseño de cimientos .....	345
2.2.6.7.1.	Zapata concéntrica Z-1 .....	345
2.2.6.7.2.	Zapata aislada excéntrica Z-2.....	356
2.2.6.8.	Muros tabiques .....	373
2.2.7.	Instalaciones.....	374
2.2.7.1.	Agua potable.....	374
2.2.7.2.	Drenajes: agua pluvial y aguas negras.....	376
2.2.7.3.	Electricidad .....	378
2.2.7.4.	Instalaciones especiales.....	379
2.2.8.	Elaboración de planos .....	380
2.2.9.	Elaboración de presupuesto .....	380
2.2.10.	Evaluación de impacto ambiental .....	383

CONCLUSIONES.....387  
RECOMENDACIONES .....389  
BIBLIOGRAFÍA.....391  
APÉNDICES.....393  
ANEXOS.....397

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Ubicación geográfica aldea Cerro de Oro .....	2
2.	Ubicación del edificio en terreno .....	22
3.	Separación entre edificios adyacentes.....	24
4.	Planta del módulo 1.....	25
5.	Planta del módulo 2.....	26
6.	Área tributaria columna crítica módulo 1 .....	32
7.	Área tributaria columna crítica módulo 2 .....	32
8.	Planta áreas tributarias módulo 1 eje 2, eje C.....	38
9.	Modelo matemático de integración de cargas eje C sentido X módulo 1 .....	42
10.	Modelo matemático de integración de cargas eje 2 sentido Y módulo 1 .....	43
11.	Modelo matemático de integración de cargas eje C sentido X, módulo 2 .....	43
12.	Modelo matemático de integración de cargas eje 2 sentido Y, módulo 2 .....	44
13.	Índice de sismicidad.....	46
14.	Altura a medios niveles de la edificación.....	54
15.	Acotada 1 nivel módulo 1 .....	55
16.	Acotada segundo nivel módulo 1 .....	56
17.	Distribución de fuerza sísmica sentido X módulo 1 .....	60
18.	Distribución de fuerza sísmica sentido Y módulo 1 .....	61
19.	Planta acotada losas para determinar áreas módulo 1 .....	62

20.	Distancia di hacia los ejes módulo 1 .....	70
21.	Cortante sísmico y torsión marco D módulo 1 .....	73
22.	Cortante sísmico y torsión marco 5 módulo 1 .....	74
23.	Propiedades de sección vigas .....	75
24.	Propiedades de sección columnas .....	75
25.	Cargas vivas aplicadas en ETABS .....	76
26.	Cargas muertas aplicadas ETABS.....	76
27.	Carga muros .....	77
28.	Carga sísmica.....	77
29.	Diagrama de momento viga y columna MARCO 5 ETAB-S carga viva .....	78
30.	Diagrama de momento en viga y columna marco D carga viva ETABS.....	78
31.	Diagrama de momento en viga y columna marco 5 carga muerta ETABS.....	79
32.	Diagrama de momento en viga marco D debido a la carga muerta módulo 1 ETABS .....	79
33.	Diagrama de momento en viga y columna marco 5, debido a la carga sísmica ETABS.....	80
34.	Diagrama de momento en columna marco D, debido a la carga sísmica ETABS.....	80
35.	Marco 5 análisis estructural Kani .....	83
36.	Diagrama de iteración método de kani, marco 5 carga viva módulo 1 .....	87
37.	Diagrama de iteración método de kani, marco 5 carga viva módulo 2.....	88
38.	Diagrama de iteración método de Kani, marco 5 carga sismo módulo 1 .....	91

39.	Diagrama de momento viga y columna MARCO 5 debido a la carga viva módulo 1 .....	92
40.	Diagrama de momento en viga marco D debido a la carga viva módulo 1 .....	93
41.	Diagrama de momento en columna marco D debido a la carga viga módulo 1 .....	93
42.	Diagrama de momento viga y columna marco 5 debido a la carga muerta módulo 1 .....	94
43.	Diagrama de momento en viga marco D debido a la carga muerta módulo 1 .....	94
44.	Diagrama de momento en columna marco D debido a la carga muerta módulo 1 .....	95
45.	Diagrama de momento en viga y columna marco 5, debido a la carga sísmica módulo 1 .....	95
46.	Diagrama de momento en viga marco D, debido a la carga sísmica módulo 1 .....	96
47.	Diagrama de momento en columna marco D, debido a la carga sísmica módulo 1 .....	96
48.	Momento carga viva, muerta y sismo viga A-B marco 5 .....	102
49.	Diagrama de momento último en viga y columna marco 5.....	108
50.	Diagrama de momento en viga marco D.....	109
51.	Diagrama de momento en columna marco D.....	109
52.	Diagrama de cortante último en vigas y columnas marco 5 .....	110
53.	Diagrama de cortante último en viga marco D .....	110
54.	Diagrama de cortante último en columna marco D .....	111
55.	Planta distribución de losas ambos niveles módulo 1 .....	113
56.	Casos de continuidad de losa .....	113
57.	Determinación de momentos .....	117

58.	Momentos actuantes balanceados para losa del segundo nivel, módulo 1 .....	121
59.	Momentos actuantes balanceados para losa del primer nivel, módulo 1 .....	122
60.	Detalle de armado de viga segundo nivel viga de eje 1 al eje 2, marco D módulo 1.....	136
61.	Diagrama sentido X-X y Y-Y para cálculo de esbeltez en columna, módulo 1 .....	142
62.	Diagrama de iteración de columnas.....	147
63.	Detalle de armado de columna principal C-1, módulo 1 .....	154
64.	Detalle de armado columna principal C-1 segundo nivel módulo 1 ....	154
65.	Elevación módulo de gradas.....	156
66.	Módulo de gradas .....	160
67.	Esquema de rampa.....	161
68.	Viga del eje 3-B módulo 1 .....	166
69.	Detalle viga que llega al nudo .....	168
70.	Fuerzas actuantes en la unión sometidas a cargas laterales .....	170
71.	Extensión de la columna más allá del borde de viga .....	171
72.	Corte simple en la zapata .....	178
73.	Corte punzonante en la zapata concéntrica.....	180
74.	Momento flector último sobre la zapata .....	182
75.	Detalle de armado zapata concéntrica Z-1 .....	185
76.	Carga y momentos de trabajo sobre la zapata excéntrica .....	188
77.	Esfuerzo en el suelo .....	189
78.	Diagrama de zapata excéntrica .....	191
79.	Corte punzonante en la zapata concéntrica.....	197
80.	Detalle de armado zapata excéntrica Z-2 .....	203
81.	Ubicación del edificio en terreno .....	227
82.	Límites recomendados para los lados de planta de un edificio.....	228

83.	Medidas horizontales edificación .....	228
84.	Elevación de la edificación módulo 1 y 2.....	229
85.	Planta del módulo de la edificación .....	230
86.	Área tributaria columna critica .....	234
87.	Planta áreas tributarias eje 3, eje D .....	238
88.	Modelos matemáticos integración de cargas .....	242
89.	Modelos matemáticos integración de cargas .....	243
90.	Índice de sismicidad.....	244
91.	Acotado segundo nivel .....	248
92.	Planta acotada primer nivel.....	249
93.	Altura a medios niveles de la edificación.....	250
94.	Distribución de fuerza sísmica sentido X.....	254
95.	Distribución de fuerza sísmica sentido Y.....	254
96.	Planta acotada losas para determinar área.....	255
97.	Distancia di hacia los ejes .....	264
98.	Cortante sísmico y torsión marco D .....	267
99.	Cortante sísmico y torsión marco 7.....	267
100.	Diagrama de iteración método de kani, marco 7 carga viva.....	269
101.	Diagrama de iteración método de kani, marco 7 carga sísmica.....	270
102.	Diagrama de momento viga y columna marco 7 debido a la carga viva.....	271
103.	Diagrama de momento en vigas y columnas marco 7, debido a la carga viva.....	271
104.	Diagrama de momento en viga marco D debido a la carga viva .....	272
105.	Diagrama de momento columnas marco D, debido al a carga viva ...	272
106.	Diagrama de momento en viga y columna marco D debido a la carga viva ETABS .....	273
107.	Diagrama de momento viga y columna marco 7, debido al a carga muerta .....	273



108.	Diagrama de momento viga y columnas carga muerta marco 7, debido a la carga muerta ETABS.....	274
109.	Diagrama de momento viga marco D, debido al a carga muerta.....	274
110.	Diagrama de momento columnas marco D, debido a la carga muerta.....	275
111.	Diagrama de momento en viga y columna marco D, debido al a carga muerta ETABS.....	275
112.	Diagrama de momento viga y columna marco 7, debido a la carga sísmica.....	276
113.	Diagrama de momento viga y columna marco 7, debido a la carga sísmica ETABS.....	276
114.	Diagrama de momento viga marco D, debido a la carga sísmica.....	277
115.	Diagrama de momento columnas marco D, debido a la carga sísmica.....	277
116.	Diagrama de momento en vigas y columnas marco D, debido a la carga sísmica ETABS.....	278
117.	Momento carga viva, muerta y sismo viga A-B marco 7.....	281
118.	Diagrama de momento ultimo viga y columna marco 7 eje Y.....	288
119.	Diagrama de momento en viga marco D eje X.....	288
120.	Diagrama de momento columna marco D eje X.....	289
121.	Diagrama de cortante último en vigas y columnas marco 7, eje Y.....	289
122.	Diagrama de corte último en viga marco D, eje X.....	290
123.	Diagrama de Corte ultimo columna marco D, eje X.....	290
124.	Planta distribución de losas ambos niveles.....	291
125.	Momentos actuantes balanceados para losa del segundo nivel.....	297
126.	Momentos actuantes balanceados para losas del primer nivel.....	297
127.	Diagrama de corte actuante y resistente para el concreto.....	309
128.	Detalle armado de viga primer nivel marco D.....	313
129.	Diagrama de iteración, JC-diseño de concreto.....	314

130.	Diagrama sentido X-X y Y-Y para cálculo de esbeltez en columna ..	317
131.	Diagrama de iteración de columnas .....	323
132.	Detalle de armado de columna principal C-1 .....	329
133.	Módulo de gradas .....	334
134.	Esquema de rampa .....	335
135.	Detalle viga que llega al Nudo.....	340
136.	Fuerzas actuantes en la unión sometidas a cargas laterales.....	342
137.	Extensión de la columna más allá del borde de viga.....	343
138.	Corte simple en la zapata.....	349
139.	Corte punzonante en la zapata concéntrica .....	351
140.	Momento flector último sobre la zapata.....	353
141.	Detalle de armado de zapata concéntrica Z-1.....	356
142.	Carga y momentos de trabajo sobre la zapata excéntrica .....	358
143.	Esfuerzo en el suelo.....	360
144.	Diagrama de zapata excéntrica.....	361
145.	Corte punzonante en la zapata concéntrica .....	368
146.	Detalle de armado zapata excéntrica Z-2.....	373

## TABLAS

I.	Valor soporte permisible según el tipo de suelo .....	17
II.	Clasificación de losa módulo 1 .....	27
III.	Clasificación de losa módulo 2.....	27
IV.	Espesor de losa módulo 1 .....	28
V.	Espesor de losa módulo 2.....	28
VI.	Altura mínima de viga no preesforzada.....	29
VII.	Predimensionamiento elementos estructurales.....	35
VIII.	Valores de carga viva.....	36
IX.	Integración de carga vertical .....	42

X.	Guía para la clasificación de sitio.....	47
XI.	Coeficiente de sitio $F_a$ .....	48
XII.	Coeficiente de sitio $F_v$ .....	48
XIII.	Factor $N_a$ para periodos cortos de vibración .....	49
XIV.	Tipo de fuente sísmica.....	49
XV.	Factor $N_v$ para períodos largos de vibración .....	50
XVI.	Coeficientes y factores para diseño de sistemas sismorresistentes .....	53
XVII.	Peso sísmico 1 y 2 nivel módulo 1 .....	58
XVIII.	Distribución vertical de la fuerza sísmica módulo 1 .....	59
XIX.	Centro geométrico X y Y módulo 1 .....	62
XX.	Centro de masa $c_{mx}$ segundo nivel módulo 1 .....	63
XXI.	Centro de masa $c_{mx}$ , primer nivel módulo 1 .....	64
XXII.	Centro de masa $c_{my}$ , segundo nivel módulo 1 .....	64
XXIII.	Centro de masa $c_{my}$ , primer nivel módulo 1 .....	65
XXIV.	Centro de rigidez X, primer nivel módulo 1 .....	67
XXV.	Centro de rigidez X, segundo nivel módulo 1 .....	67
XXVI.	Centro de rigidez Y, primer nivel módulo 1 .....	68
XXVII.	Centro de rigidez Y, segundo nivel módulo 1 .....	68
XXVIII.	Cortante por torsión y sismo 1 nivel X módulo 1.....	71
XXIX.	Cortante por torsión y sismo 2 nivel X módulo 1.....	71
XXX.	Cortante sismo y torsión 1 nivel Y módulo 1.....	71
XXXI.	Cortante sismo y torsión 2 nivel Y módulo 1.....	72
XXXII.	Resumen de cortantes finales por marco .....	72
XXXIII.	Fuerza cortante en el piso .....	89
XXXIV.	Comparación del método numérico Kani con el software E-TABS marco 5 módulo 1 .....	97
XXXV.	Comparación del método kani con el software E-TABS marco D, módulo 1 .....	99
XXXVI.	Combinaciones de carga AGIES NSE-2-2018.....	102

XXXVII.	Momentos negativos últimos viga marco 5 .....	103
XXXVIII.	Momentos últimos positivos viga marco 5.....	104
XXXIX.	Momentos últimos columnas marco 5 .....	104
XL.	Momentos últimos negativos viga marco D.....	104
XLI.	Momentos últimos positivos viga marco D .....	105
XLII.	Momentos últimos columnas marco D .....	105
XLIII.	Fuerza cortante última viga, actuante en el marco 5.....	106
XLIV.	Fuerza cortante último viga, actuante en el marco D .....	107
XLV.	Fuerza cortante última columna, actuante en el marco 7.....	107
XLVI.	Fuerza cortante última columna, actuante en el marco D .....	108
XLVII.	Valores para la integración de cargas para las losas .....	114
XLVIII.	Momentos positivos y negativos para las losas del segundo nivel módulo 1 .....	117
XLIX.	Momentos positivos y negativos para las losas del primer nivel módulo 1 .....	118
L.	Balance de momentos segundo nivel sentido Y (azotea), módulo 1..	119
LI.	Balance de momentos primer nivel sentido Y (entrepiso), módulo 1 .	119
LII.	Balance de momentos segundo nivel sentido X (Azotea), módulo 1 .	120
LIII.	Balance de momentos primer nivel sentido X (entrepiso), módulo 1 .	120
LIV.	Áreas de acero y esparcimiento para momentos en losas, módulo 1	126
LV.	Área de acero para viga T1-C segundo nivel Marco D,   módulo 1..	130
LVI.	Área de acero para momentos actuantes 2 nivel módulo 1 .....	135
LVII.	Área de acero para momentos actuantes 1 nivel módulo 1 .....	135
LVIII.	Datos columna B-3.....	137
LIX.	Cálculo de esbeltez de la columna B-3 sentido X-X y Y-Y .....	142
LX.	Nudo módulo 1 .....	166
LXI.	Limites dimensionales del nudo sobresaliente del ala para vigas T ...	168
LXII.	Diámetro en pulgadas .....	205
LXIII.	Unidades gasto de aparatos sanitarios .....	205

LXIV.	Gasto y diámetro de derivaciones simples .....	208
LXV.	Diámetros nominales para drenaje .....	208
LXVI.	Presupuesto del edificio de dos niveles para el centro de capacitación en salud en la comunidad Chuk Muk, Santiago Atitlán, Sololá.....	214
LXVII.	Cronograma físico-financiero del edificio de dos niveles para el centro de capacitación en salud en la comunidad Chuk Muk, Santiago Atitlán, Sololá.....	216
LXVIII.	Matriz de Leopold simplificada para la edificación centro de capacitación en salud de dos niveles para la comunidad Chuk Muk ..	217
LXIX.	Terminología utilizada en la matriz de Leopold.....	218
LXX.	Áreas mínimas recomendables por el INFOM .....	224
LXXI.	Longitudes admisibles para edificios sin la inclusión de juntas.....	229
LXXII.	Clasificación de losa .....	231
LXXIII.	Espesor de losa .....	232
LXXIV.	Predimensionamiento elementos estructurales .....	237
LXXV.	Integración de carga vertical.....	242
LXXVI.	Peso sísmico 1 y 2 nivel .....	252
LXXVII.	Distribución vertical de la fuerza sísmica módulo 1 .....	253
LXXVIII.	Centro geométrico X y Y .....	255
LXXIX.	Centro de masa cmx segundo nivel.....	256
LXXX.	Centro de masa cmx, primer nivel .....	257
LXXXI.	Centro de masa cmy segundo nivel.....	257
LXXXII.	Centro de masa cmy, primer nivel .....	258
LXXXIII.	Centro de rigidez X, primer nivel.....	260
LXXXIV.	Centro de rigidez X, segundo nivel .....	261
LXXXV.	Centro de rigidez Y, primer nivel.....	261
LXXXVI.	Centro de rigidez Y, segundo nivel .....	262
LXXXVII.	Cortante por torsión y sismo 1 nivel.....	264

LXXXVIII.	Cortante por torsión y sismo 2 nivel .....	265
LXXXIX.	Cortante sismo y torsión 1 nivel .....	265
XC.	Cortante sismo y torsión 2 nivel .....	266
XCI.	Resumen de cortantes finales por marco.....	266
XCII.	Comparación del método numérico Kani con el software E-TABS marco 7 sentido Y .....	278
XCIII.	Momentos negativos últimos viga marco 7 .....	282
XCIV.	Momentos últimos positivos viga marco 7.....	282
XCV.	Momentos últimos columnas marco 7 .....	283
XCVI.	Momentos últimos negativos viga marco D.....	283
XCVII.	Momentos últimos positivos viga marco D .....	284
XCVIII.	Momentos últimos columnas marco D .....	284
XCIX.	Fuerza cortante última viga, actuante en el marco 7.....	285
C.	Fuerza cortante última viga, actuante en el marco D .....	286
CI.	Fuerza cortante último columna, actuante en el marco 7.....	287
CII.	Fuerza cortante ultimo columna, actuante en el marco D .....	287
CIII.	Valores para la integración de cargas para las losas .....	292
CIV.	Momentos positivos y negativos para las losas del segundo nivel.....	293
CV.	Momentos positivos y negativos par losas del primer nivel.....	294
CVI.	Balance de momentos en las losas del segundo nivel sentido Y (azotea) .....	294
CVII.	Balance de momentos de losas primer nivel sentido Y (entrepiso)....	295
CVIII.	Balance de momentos en las losas segundo nivel eje X (azotea) .....	296
CIX.	Balance de momentos en las losas del primer nivel eje X (entrepiso) .....	296
CX.	Áreas de acero y espaciamiento para cada momento en losas .....	300
CXI.	Área de acero para viga T-1-D segundo nivel marco D eje X .....	303
CXII.	Área de acero para momentos actuantes el segundo nivel marco D .	306
CXIII.	Área de acero para vigaT-2-D primer nivel marco D eje X.....	307

CXIV.	Área de acero para momentos actuantes en el primer nivel marco D	311
CXV.	Datos para diseño.....	314
CXVI.	Calculo de esbeltez de la columna C-2 sentido X-X y Y-Y .....	318
CXVII.	Nudo módulo 1.....	339
CXVIII.	Presupuesto del edificio de dos niveles para el mercado comunal en la aldea de Cerro de Oro, Santiago Atitlán, Sololá.....	381
CXIX.	Cronograma físico-financiero del edificio de dos niveles para el mercado comunal en la aldea de Cerro de Oro, Santiago Atitlán, Sololá.....	383
CXX.	Matriz de Leopold simplificada para la edificación mercado comunal de dos niveles para la aldea Cerro de oro .....	384

## LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
@	A cada
<b>h</b>	Altura de elemento estructural viga o columna
<b>hr</b>	Altura de la columna del piso (r)
<b>b<sub>w</sub></b>	Ancho unitario 1 metro
<b>A<sub>s</sub></b>	Área de acero
<b>A<sub>Smax</sub></b>	Área de acero máximo
<b>A<sub>Smin</sub></b>	Área de acero mínimo
<b>A<sub>Stemp</sub></b>	Área de acero por temperatura
<b>A<sub>Sreq</sub></b>	Área de acero requerido
<b>A</b>	Área de la sección
<b>A<sub>cp</sub></b>	Área donde actúa el cortante punzonante
<b>A<sub>cs</sub></b>	Área donde actúa el cortante simple
<b>A<sub>g</sub></b>	Área gruesa de la columna
<b>B</b>	Base de zapata
<b>b<sub>k</sub></b>	Base elemento estructural, viga o columna
<b>P<sub>u</sub></b>	Carga axial última
<b>P<sub>cr</sub></b>	Carga crítica de pandeo de Euler
<b>W</b>	Carga distribuida
<b>CM</b>	Carga muerta
<b>W<sub>cm</sub></b>	Carga muerta distribuida
<b>CM<sub>losa</sub></b>	Carga muerta para la losa, $CM_{losa} = P_{plosa} + P_{sc} + P_{acabados}$
<b>C<sub>mU</sub></b>	Carga muerta última de diseño $C_{mU} = 1,4 * C_m$



<b>P<sub>n</sub></b>	Carga puntal
<b>P<sub>z</sub></b>	Carga sobre la zapata
<b>C<sub>ulosa</sub></b>	Carga última de diseño para la losa
<b>CV</b>	Carga viva
<b>W<sub>cv</sub></b>	Carga viva distribuida
<b>CV<sub>losa</sub></b>	Carga viva para la losa según el uso ocupacional
<b>C<sub>cvU</sub></b>	Carga viva última de diseño $C_{cvU}=1,4 C_v$
<b>Q</b>	Caudal
<b>cm</b>	Centímetro
<b>C<sub>m</sub></b>	Centro de masa
<b>CR</b>	Centro de rigidez
<b>C<sub>u</sub></b>	Coeficiente de cohesión del suelo
<b>C</b>	Coeficiente de escorrentía
<b>K</b>	Coeficiente de rigidez
<b>n</b>	Coeficiente de rugosidad
<b>F<sub>a</sub></b>	Coeficiente de sitio AGIES NSE 2-18
<b>F<sub>v</sub></b>	Coeficiente de sitio AGIES NSE 2-18
<b>C<sub>cma</sub></b>	Coeficiente para carga muerta lado corto
<b>C<sub>cmb</sub></b>	Coeficiente para carga muerta lado largo
<b>C<sub>cva</sub></b>	Coeficiente para carga viva lado corto
<b>C<sub>cvb</sub></b>	Coeficiente para carga viva lado largo
<b>C<sub>a</sub></b>	Coeficiente para momento negativo de carga última lado corto
<b>C<sub>b</sub></b>	Coeficiente para momento negativo de carga última lado largo
<b>Ψ</b>	Coeficiente promedio del grado de empotramiento
<b>C<sub>s</sub></b>	Coeficiente sísmico
<b>V<sub>c</sub></b>	Cortante máximo del concreto
<b>V<sub>col</sub></b>	Cortante último en columnas

<b>V<sub>v</sub></b>	Cortante último en vigas
<b>V<sub>B</sub></b>	Corte basal
<b>V<sub>s</sub></b>	Corte por sismo
<b>V<sub>t</sub></b>	Corte por torsión
<b>D<sub>f</sub></b>	Desplante de cimentación
<b>D</b>	Efectos de las cargas muertas AGIES NSE-2-2018
<b>L</b>	Efectos de las cargas vivas AGIES NSE 2-2018
<b>E</b>	Efectos de las fuerzas horizontales y verticales por el sismo AGIES NSE-2-2018
<b>E<sub>col</sub></b>	Esbeltez columna
<b>S<sub>s</sub></b>	Espaciamiento de junta sísmica
<b>S</b>	Espaciamiento
<b>t</b>	Espesor de losa
<b>N<sub>c</sub></b>	Factor de capacidad de carga debido a la cohesión
<b>β<sub>d</sub></b>	Factor de flujo plástico
<b>K<sub>p</sub></b>	Factor de longitud efectiva de pandeo
<b>Ø</b>	Factor de modificación para concreto liviano de peso normal, ACI 318-14 tabla 19.2.4.2 Ø = 0,85
<b>N<sub>q</sub></b>	Factor debido a la sobrecarga
<b>N<sub>r</sub></b>	Factor debido al peso de suelo
<b>N<sub>a</sub></b>	Factor para periodos cortos de vibración AGIES NSE 2-18
<b>N<sub>v</sub></b>	Factor para periodos largos de vibración AGIES NSE 2-18
<b>α</b>	Factor que considera las condiciones del suelo donde se apoyaran las estructuras = 0,007 suelo firme
<b>F</b>	Fuerza actuante en el nivel (tabla XVI)
<b>Q<sub>r</sub></b>	Fuerza cortante de piso (r)

<b>F<sub>x</sub></b>	Fuerza cortante
<b>I<sub>o</sub></b>	Índice de sismicidad
<b>I<sub>g</sub></b>	Inercia centroidal de la sección de la columna
<b>I</b>	Inercia de la sección
<b>L<sub>c</sub></b>	Longitud de desarrollo
<b>L<sub>c</sub></b>	Longitud de la columna
<b>a</b>	Longitud del lado corto de la losa
<b>b</b>	Longitud del lado largo de la losa
<b>L<sub>v</sub></b>	Longitud del tramo viga, luz libre entre apoyos
<b>m</b>	Metro
<b>G</b>	Módulo cortante = $0,4E_c$
<b>E<sub>c</sub></b>	Módulo de elasticidad del concreto = $15\ 000\sqrt{f'c}$
<b>M<sub>s</sub></b>	Momento debido a la carga sísmica
<b>M<sub>a</sub><sup>-</sup></b>	Momento negativo lado corto
<b>M<sub>b</sub><sup>-</sup></b>	Momento negativo lado largo
<b>M<sub>CM</sub></b>	Momento por carga muerta
<b>M<sub>CS</sub></b>	Momento por carga sísmica
<b>M<sub>CV</sub></b>	Momento por carga viva
<b>M<sub>a</sub><sup>+</sup></b>	Momento positivo lado corto
<b>M<sub>b</sub><sup>+</sup></b>	Momento positivo lado largo
<b>M<sub>col</sub></b>	Momento último de envolvente de momentos en la parte superior e inferior de la columna
<b>M<sub>ik</sub></b>	Momentos de empotramiento
<b>d</b>	Peralte efectivo
<b>b<sub>o</sub></b>	Perímetro interno del área donde actúa el cortante
<b>T<sub>s</sub></b>	Periodo de transición
<b>T<sub>a</sub></b>	Periodo de vibración empírico
<b>W<sub>s</sub></b>	Peso edificación, incluirá carga muerta total más 25 % carga viva

$\gamma_c$	Peso específico del concreto
$\gamma_{\text{suelo}}$	Peso específico del suelo
<b>P</b>	Potencia (watts)
$q_{\text{diseño}}$	Presión última de diseño
$\sigma$	Radio de giro; $0,3 \cdot \text{lado menor}$ , cuando es una columna de sección rectangular y $0,25 \cdot \text{diámetro de columna}$ , cuando es una columna de sección circular
$f'_c$	Resistencia a la compresión del concreto
$f_y$	Resistencia a la fluencia del acero.
<b>U</b>	Resistencia requerida, combinaciones de carga
<b>EI</b>	Rigidez a la flexión de un elemento a compresión
<b>UH</b>	Unidades gasto de accesorios sanitarios
$q_d$	Valor del esfuerzo límite $T/m^2$
<b>V</b>	Voltaje



## GLOSARIO

<b>Acero mínimo</b>	Cantidad de acero necesaria para evitar grietas por expansión o contracción por temperatura en el concreto.
<b>ACI</b>	Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute, por sus siglas en inglés).
<b>AGIES</b>	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
<b>Análisis estructural</b>	Proceso donde se determinan las fuerzas y momento que actúan en cada elemento de la estructura.
<b>Carga muerta</b>	Peso que se mantiene constante en magnitud y posición durante la vida de la estructura.
<b>Carga viva</b>	Peso variable; su magnitud y distribución depende del uso y la ocupación de la estructura.
<b>Corte basal</b>	Carga inducida para reemplazar el efecto del sismo en una edificación por fuerzas laterales equivalentes que actuaran en la base de la estructura.
<b>Desplante de</b>	Profundidad de la cimentación respecto de la

<b>cimentación</b>	superficie del terreno.
<b>Estribo</b>	Refuerzo transversal empleado para absorber los esfuerzos de corte a los que está sometido un elemento estructural.
<b>ETABS</b>	Software utilizado para el dimensionamiento, análisis y diseño estructural de edificaciones y naves industriales.
<b>Excentricidad</b>	Es la distancia que separa al centro de masa del centro de rigidez. Produce esfuerzos adicionales por torsión en la estructura.
<b>Fluencia</b>	Capacidad de un material de resistir esfuerzos debido a cargas de tensión o compresión; presenta deformaciones uniformes para luego regresar a su estado original después de aplicar la carga.
<b>Longitud de desarrollo</b>	Medida mínima longitudinal de una varilla de acero anclada al concreto, para evitar que se produzca una falla por adherencia.
<b>Momento</b>	Resultado de aplicar una fuerza a cierta distancia de su centro de masa.
<b>Peralte efectivo</b>	Distancia medida desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo sujeto a tensión.

<b>Punzonamiento</b>	Efecto producido por una fuerza que persiste sobre una superficie pequeña, obligando a penetrar en el interior del elemento o la pieza a la que pertenece.
<b>Recubrimiento</b>	Espacio entre los bordes del elemento estructural y el refuerzo, que funciona como protección de la armadura.
<b>Rigidez</b>	Capacidad de un elemento para no permitir la flexión debido a las cargas.
<b>Valor soporte</b>	Capacidad del suelo de resistir cargas por unidad de área.
<b>Zapata</b>	Elemento estructural individual, aislado o combinado, utilizado para transmitir las cargas de una o más columnas hacia el suelo.





## RESUMEN

El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), realizado en la municipalidad de Santiago Atitlán, departamento de Sololá, se enfocó en la planificación de los proyectos siguientes: diseño de edificación de dos niveles para el centro de capacitación en salud en la comunidad Chuk muk, la cual consta en dos módulos divididos por salones de clase, área administrativa y de servicio, y la edificación de dos niveles para el mercado comunal en la aldea de Cerro de Oro. Esta tendrá área de alimentos, artesanía, ferretería, bodega, administrativa y servicio, la cual tiene como principal objetivo mejorar la educación y calidad de vida de los 10000 habitantes del lugar.

Este trabajo consta de dos capítulos con las fases de investigación y de servicios técnico-profesional. La de investigación presenta todo lo relacionado a la monografía del lugar, el diagnóstico, evaluación y la priorización de servicios básicos e infraestructura de las comunidades. Atender todo el proceso de diseño de las edificaciones, desde lo arquitectónico, estructural, instalaciones hasta lo concerniente a presupuestos.

Los proyectos se diseñaron tomando en cuenta las consideraciones sísmicas vigente, estipulada en las normas NSE 2018 del AGIES y el código ACI 318S-14.

La parte final de este trabajo contiene las conclusiones y juego de planos.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Diseñar dos edificios de dos niveles cada uno, uno para el centro de capacitación de salud en la comunidad Chuk Muk y el otro para el mercado comunal en la aldea Cerro de Oro, municipio Santiago Atitlán, Sololá.

### **Específicos**

1. Contribuir con el desarrollo de la comunidad por medio de la elaboración del diseño de la edificación de dos niveles para el mercado, con los ambientes necesarios con base en la demanda.
2. Apoyar a la comunidad para que pueda prepararse académicamente en el sector salud, elaborando el proyecto de la edificación de dos niveles para que el centro de capacitación de salud cumpla con los requisitos.
3. Proporcionar a la municipalidad de Santiago Atitlán los documentos, planos y presupuesto del mercado municipal y el centro de capacitación de salud.
4. Realizar una investigación monográfica y un diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Cerro de Oro, Santiago Atitlán, Sololá.



## INTRODUCCIÓN

El municipio de Santiago Atitlán, departamento de Sololá; colinda al norte con el lago de Atitlán, al este con San Lucas Tolimán, al sur con Santa Bárbara Suchitepéquez, y al oeste con Chicacao, Suchitepéquez y San Pedro la Laguna, Sololá. La distancia a la cabecera departamental de Sololá, es por carretera asfaltada 55 kilómetros y por el lago de Atitlán por medio de lancha es de 21 kilómetros y a la ciudad capital de Guatemala vía la Carretera Interamericana CA-9, es de 170 kilómetros.

Uno de los propósitos principales del EPS es brindar el apoyo técnico a las comunidades, mediante el epesista y la gestión municipal, aplicando los conceptos de la ingeniería civil. El apoyo técnico se basa en la planificación de proyectos de infraestructura para las áreas más necesitadas.

A lo largo de los años, la aldea Cerro de Oro se ha caracterizado por la producción en el sector agrícola, pecuaria y artesanal. Hasta el momento no cuentan con un recinto para realizar sus actividades comerciales; por esta razón existe la necesidad de contar con un lugar adecuado para dicha actividad, como una edificación para mercado comunal.

El centro de capacitación de salud beneficiaría a los pobladores de la comunidad Chuk Muk, ya que no tendrían que trasladarse a otros departamentos para estudiar enfermería y así mejorar la respuesta de salud ante situaciones de riesgo



# **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

## **1.1. Monografía de la aldea Cerro de Oro, Santiago Atitlán, Sololá**

El nombre Cerro de Oro proviene principalmente de características del lugar en el que se ubica, en donde hay un cerro en forma de cono en el cual, según los abuelos y abuelas, existe oro y plata. Dicho cerro constituye un lugar sagrado para la comunidad. Se cuenta que, en tiempos antiguos, mientras las personas trabajaban sus cultivos, un día se escuchó un fuerte viento provocado por el vuelo de una gran ave, similar a un gallo. Este provenía del cerro denominado Xe'skut, ubicado en las faldas del volcán Tolimán, y cruzó toda la comunidad hasta llegar a dicho cerro. Ya en él, mientras hacía un canto mágico, se fue adentrando en el cerro, llamando la atención de las personas, quienes vieron con asombro que el cerro resplandecía intensamente hasta alumbrar a toda la comunidad.

Según las personas locales, siempre ha existido en el cerro un túnel con gradas que lo llevan hacia lo profundo y desde la entrada, inclusive desde las poblaciones que se ubican en la parte norte del lago de Atitlán, se veía el resplandor del oro que hay en el fondo. Por mucho tiempo, este fue extraído y saqueado por personas ajenas a la comunidad, situación que los llevó a tomar la decisión de cerrarlo, y dejaron establecido de que aquella persona que intente ingresar al túnel, jamás tendrá retorno.



### 1.1.1. Características físicas

Las características físicas más relevantes de la aldea Cerro de Oro, Santiago Atitlán, Sololá son las siguientes.

#### 1.1.1.1. Ubicación y localización

La aldea Cerro de Oro se localiza al noreste de la cabecera municipal y a una altura de 1,600 metros sobre el nivel del mar, en las coordenadas latitudinales 14° 40' 09" norte y longitudinales 91° 10' 045" oeste. Dista de la cabecera municipal de Santiago Atitlán a 10 kilómetros y a 45 KM, de la cabecera departamental de Sololá.

Figura 1. **Ubicación geográfica aldea Cerro de Oro**



Fuente: Google Earth. *Ubicación Geográfica*. <https://www.google.com/intl/es-419/earth/>.  
Consulta: 13 de junio 2018.

### **1.1.1.2. Colindancias**

La aldea Cerro de Oro colinda al norte con el lago de Atitlán, al sur con el cantón Chu'ul, al este con el municipio de San Lucas Tolimán y al oeste con la comunidad de Chuk Muk, del municipio de Santiago Atitlán.

### **1.1.1.3. Topografía**

La topografía es variable con montañas y barrancos y una elevación de 870 metros sobre el nivel del mar.

### **1.1.1.4. Clima**

La temperatura media de la aldea Cerro de Oro oscila entre los 17 y 20 grados centígrados. En el municipio no se han registrado cambios en clima por debajo de los cero grados centígrados, por lo que no existe el riesgo de sufrir heladas. La humedad relativa del municipio oscila en un 75 %, y la nubosidad es alta, especialmente en los meses cercanos a la época lluviosa. Presenta un sistema de precipitación pluvial variada (lluvia suave y lluvia intensa); junio y septiembre son los meses de precipitaciones más altas y disminuyen en julio y agosto, época donde se presenta el fenómeno de la canícula. Sus vientos en el mes de enero soplan de sur a este y en febrero al este. En Santiago Atitlán se presentan varios períodos con características climáticas claramente definidas tales como período de época seca, lluviosa, cálida y fría.

De acuerdo con la estación meteorológica de Santiago Atitlán del Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), se

presentan los siguientes parámetros de temperatura, precipitación, humedad y velocidad del viento:

- Temperatura media (promedio anual): 19,2 °C
- Temperatura máxima (promedio anual): 27 °C
- Temperatura mínima (promedio anual): 13,2 °C
- Precipitación normal anual: 2 633,5 mm
- Humedad relativa 75 %
- Velocidad del viento anual: 2,1 km/h
- Evaporación: 4,7 mm

#### **1.1.1.5. Actividad económica**

La economía de la aldea Cerro de Oro se basa en la agricultura, que comprende varios cultivos; café, maíz, frijol y hortalizas son los productos más cultivados por las múltiples condiciones topográficas y climatológicas, así como la naturaleza del suelo de cada uno de los centros poblados, lo que permite que en todos los lugares cultivados se obtengan los mismos rendimientos en las cosechas. Sin embargo, el comercio y turismo es una actividad económica fuerte que idéntica al municipio.

#### **1.1.1.6. Población**

En la aldea Cerro de Oro, según las proyecciones de la población disponible en la municipalidad de Santiago Atitlán, el número de habitantes es de 7 547 y en la comunidad Chuk muk, 2 925 habitantes.

### **1.1.2. Características de infraestructura**

La aldea Cerro de Oro y la comunidad Chuck muk cuentan con una infraestructura adecuada. La mayoría de residencias son de mampostería de block y losa tradicional de concreto. Cuentan con iglesias, centro de salud, escuelas, subestación de policía nacional civil, cementerio y áreas recreativas.

#### **1.1.2.1. Vías de acceso**

- Por occidente se recorre por la carretera interamericana, CA-2 hasta el kilómetro 116 hay que desviarse a la izquierda en dirección al municipio de Panajachel, a 147 kilómetros de la ciudad de Guatemala; posteriormente, buscar el servicio de lancha (transporte lacustre) a 21 kilómetros, con una duración aproximada de 30 a 45 minutos.
- Por la costa sur tomar la carretera interamericana CA-9 que conduce a Santa Lucía Cotzumalguapa, al llegar a la aldea Cocales, situada a 116 kilómetros, cruzar a la derecha en dirección del municipio de Patulul, a 119 kilómetros, luego a San Lucas Tolimán.
- Otra opción es por la carretera al occidente, llegando al cruce de la aldea Las Trampas y cruzando a la izquierda, luego hacia la aldea Godínez y dirigirse al municipio de San Lucas Tolimán, a 117 kilómetros de la ciudad capital.

#### **1.1.2.2. Servicios públicos**

La aldea Cerro de Oro y comunidad Chuk muk, Santiago Atitlán cuentan con los servicios siguientes:

- Energía eléctrica y alumbrado público
- Calles pavimentadas
- Servicio de telefonía
- Transporte colectivo
- Centros educativos
- Canchas deportivas
- Estación de policía nacional civil
- Centro de salud
- Cementerio
- Temples religiosos
- Alcaldía comunitaria

### **1.1.3. Características socioeconómicas**

La aldea Cerro de Oro cuenta con una población de 7547. La forma de participación y organización de la comunidad es diversa y dinámica, la cual ha sabido adaptarse a las formas que la actualidad requiere, tales como asociaciones, comités, grupos de mujeres, COCODE, sociedad civil, iglesias, juntas directivas, juntas escolares y otras. Pero también ha mantenido expresiones que son propias como el caso de los consejos de ancianos y ancianas, agrupaciones principales, guías espirituales, comadronas y la autoridad local, representada por el alcalde comunitario y su corporación.

Las cooperativas juegan un rol importante en la vida económica de la comunidad, promoviendo actividades de tipo agrícola, de ahorro y créditos. En la comunidad existe una cooperativa de ahorro y crédito llamada “El Esfuerzo”.

### **1.1.3.1. Origen de la comunidad**

No se cuenta con un escrito que compruebe la fecha del surgimiento de la comunidad; únicamente se indica que está ya existía desde hace mucho tiempo, incluso desde antes de la infancia de los que ahora son las ancianas y ancianos de la comunidad.

Entre las primeras diez familias que se asentaron en la aldea Cerro de Oro están la de don Anastasio Guoz, la de don Nicolás Guoz y las de apellido Choy y Xitamul, quienes son provenientes del municipio de Patzicía, del departamento de Chimaltenango. Se quedaron a vivir en el lugar por las riquezas que existía, la fertilidad de la tierra y la actividad pesquera, ya que en Patzicía no podían tener estas ventajas. Por tanto, optaron por solicitar permiso al que en ese entonces era Alcalde Municipal de Santiago Atitlán, para poder poblar en el área. Otras cuatro familias son del pueblo de Santiago Atitlán, la de don José Quievac, don Gregorio Culán y de don Cruz Quievac. También se menciona que la familia de Juan Sicay, proveniente de San Antonio Palopó y Juan Cúmez de Santa Catarina Palopó, conformó parte de los primeros habitantes del área. Con el pasar del tiempo, se fueron sumando más y más familias, hasta constituir los habitantes actuales de la comunidad.

Desde sus orígenes, los primeros habitantes se dedicaron al cultivo del maíz, frijol y café y la pesca para el autoconsumo; las mujeres a labores domésticas y a la confección de trajes típicos, para ellas mismas y su familia. No se tiene un dato exacto de quién fue el primer alcalde auxiliar de la aldea, aunque las abuelas y abuelos cuentan que esto fue aproximadamente más de 100 años atrás. Los primeros alcaldes de quienes se recuerdan, que fungieron en el cantón Tzanchalí, que es donde se ubica actualmente la Alcaldía Auxiliar, fueron los señores Antonio Guoz, Santos Guoz y Manuel Ajcabul; este último

fue quien compró terreno para el asentamiento de los habitantes de la comunidad. En aquel entonces las autoridades eran elegidos para un período de tres años, situación que ha ido cambiando, hasta que en la actualidad son elegidos para un año de servicio. Se menciona que la primera Alcaldía Auxiliar se ubicó en el que ahora es el cantón Paguacal, aunque la población menciona que el cantón La Cumbre se consideraba como el centro de la comunidad ya que allí mismo se fundó la primera iglesia católica con sus santos: primero San Diego, luego San Martín de Tours. Actualmente, en el cantón Tzanchalí existe una cofradía, de San Simón.

Entre las primeras diez familias que se asentaron en la comunidad de Chuk Muk son las de apellidos Reanda, Rujuch, Ramírez, Borón y otras más, quienes son provenientes del cantón Panabaj. Según se cuenta, también hay familias provenientes del cantón Chu'ul.

Desde sus orígenes, los primeros habitantes se dedicaron al aprovechamiento de la hoja de maxan, cultivo de la pacaya y la pesca para el autoconsumo; las mujeres a labores domésticas y a la confección de trajes típicos, para ellas mismas y su familia.

El primer Alcalde Auxiliar de la comunidad fue el señor Francisco Coché y el segundo, Andrés Chiviliu Pablo. También fungieron como miembros del Consejo Comunitario de Desarrollo (COCODE) en el año 2009 como presidente y vicepresidente de COCODE.

Actualmente la comunidad cuenta con una autoridad comunitaria legítima, expresada en el Alcalde Auxiliar y su corporación, quienes en conjunto son elegidos para servir a la comunidad por el período de un año.

### **1.1.3.2. Actividad económica**

La economía se basa en la agricultura, que comprende varios cultivos de acuerdo a las múltiples condiciones topográficas y climatológicas, así como la naturaleza del suelo de cada uno de los centros poblados. Esto permite que en todos los lugares cultivados se obtengan los mismos rendimientos en las cosechas. Sin embargo, el comercio y turismo es un punto fuerte que identifica a Santiago.

- Producción agrícola: el café, maíz, frijol y las hortalizas son los productos más cultivados. El agua utilizada para riego proviene del Lago de Atitlán. La producción que involucra a mayor cantidad a los pobladores es la realizada en minifundios; en ellos se producen cultivos de subsistencia como maíz, frijol, aguacate y pitahaya.
- Producción pecuaria: entre los productos pecuarios más importantes se encuentra el engorde de pollo, gallinas ponedoras, la producción de porcinos y aves de corral en pequeña escala, tanto para la venta como para el consumo familiar.
- Producción artesanal: es la producción de bienes o servicios en la que no hay separación de trabajo y capital, y una parte importante de las actividades del proceso de producción es efectuada por mano de obra familiar y asalariada, con herramientas simples y en algunos casos tecnificada. La producción artesanal en Santiago Atitlán es relevante, como los textiles, tallado en madera, pintura primitivista, carpintería, tejidos de algodón, herrería.



### **1.1.3.3. Idioma y religión**

La espiritualidad y religiosidad de la comunidad se presenta de forma variada, existen expresiones enraizadas en la cosmovisión del pueblo maya, representadas por los guías espirituales (Ajq'ij), lugares sagrados o altares ceremoniales y valores o expresiones cotidianas que se manifiestan en las familias y que constituyen el sustento de la identidad cultural propia de la comunidad. Sin embargo, también es innegable el crecimiento de expresiones religiosas cristianas como la evangélica y la católica, las cuales son representadas en la comunidad por los feligreses, las iglesias y/o capillas, los catequistas, pastores y agrupaciones relacionadas.

## **1.2. Diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Cerro de Oro y la comunidad Chuk muk, Santiago Atitlán, Sololá**

El municipio de Santiago Atitlán se encuentra ubicado a 55 kilómetros de la cabecera departamental del departamento de Sololá. Es un municipio que presenta diversas necesidades, como la de implementar un centro de capacitación de salud y un mercado comunal.

### **1.2.1. Descripción de necesidades**

Existe la necesidad de contar con un centro de capacitación de salud, ya que las personas que desean capacitarse en enfermería y aportar al sistema de salud del lugar se ven obligados a viajar a otros departamentos. Esto les ocasiona gastos, por lo que se retiran de la carrera antes de culminar, por no contar con los recursos económicos.

La aldea de Cerro de Oro no cuenta con un área destinada para el apoyo de sus eventos sociales, culturales, deportivos y recreacionales. La planificación y diseño del proyecto del salón de usos múltiples ayuda con el desarrollo integral de la comunidad.

Mejoramiento del sistema de agua potable: el crecimiento de la población hace que el vital líquido en la actualidad ya no abastezca las necesidades de todas las familias. Otra limitación es el consumo del agua del lago contaminado y tuberías en mal estado, que crean riesgos para la salud y bienestar de la población.

Además, surge la necesidad de un mercado comunal para atender las demandas de los vecinos de la aldea de Cerro de Oro y sus alrededores, ya que en los últimos años ha crecido y no cuenta con un lugar adecuado para realizar esta actividad comercial.

Implementación y acondicionamiento de una playa pública de la comunidad de CHUK MUK, Santiago Atitlán, Sololá: a pesar de que la comunidad se ubica en una de las zonas con bellos paisajes naturales, no puede acceder con facilidad a las playas a orillas del lago, debido a que se han privatizado los espacios o terrenos que allí se ubican. Esto impide el acceso fácil al lago, ya que comúnmente existen cercos, construcciones u obstáculos que hacen inconcebible esta situación.

### **1.2.2. Análisis y priorización de las necesidades**

La carencia de un centro destinado al intercambio y comercialización de productos en la aldea Cerro de Oro: los vecinos realizan sus actividades en las calles sin tener un control sanitario, hay desbordamiento de ventas en la calles

que genera obstrucción del flujo vehicular, contaminación visual y ambiental por la generación de desechos sólidos que queda en las calles.

En la cabecera municipal del municipio de Santiago Atitlán se encuentran concentrados ciertos servicios para las poblaciones cercanas. A pesar de contar con estos, no cuentan con un lugar donde se formen técnicos en enfermería y es necesario, para tener una atención integral en salud en el municipio.

La población por beneficiar a través de la construcción de un centro de capacitación de salud es diversa, ya que se atendería a los vecinos que se encuentran en el área urbana y rural del municipio. La edificación por planificar es un edificio de dos niveles, construido en un terreno de fácil acceso a la población.

## **2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL**

### **2.1. Diseño de la edificación de dos niveles para centro de capacitación de salud en la comunidad Chuk Muk, Santiago Atitlán, Sololá**

A continuación, se describe el diseño de la edificación de dos niveles para centro de capacitación de salud en la comunidad Chuk Muk, Santiago Atitlán, Sololá.

#### **2.1.1. Descripción del proyecto**

Se carece de la infraestructura donde funcione un centro de capacitación en salud donde se pueda implementar la enseñanza de enfermería profesional, para los vecinos que deseen capacitarse en este campo. Actualmente, para hacerlo deben trasladarse a otros lugares. Ante esta problemática se plantea la elaboración de un estudio para el diseño de un edificio que contará con un área de cómputo, una biblioteca, área de dirección, docencia, coordinación y laboratorio para que el servicio que se preste sea el adecuado a un centro de capacitación.

Sistema estructural: según la Norma AGIES NSE-3 sección 1.6.2, este edificio se clasifica como un sistema de marcos E-1, integrado 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 por 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 318SUS-14: requisitos de reglamento para concreto estructural, capítulo 8,9,18,24.
  - ACI 352RS-02: recomendaciones para diseño de conexiones viga-columna.
  - ACI 1963: método 3 de coeficientes para losas.

### **2.1.2. Estudio de suelos**

Este se realiza para determinar las características físicas y mecánicas del suelo que soportará la edificación. Sirve para calcular el valor, soporte y la carga admisible.

Para ello se tomó una muestra inalterada de 1 pie<sup>3</sup> a 2 metros de profundidad y se realizó el ensayo de compresión triaxial en el Centro de Investigaciones de Ingeniería.

### 2.1.2.1. Determinación del valor soporte del suelo

Para determinar el valor soporte del suelo se utilizó el método de Terzaghi con los datos obtenidos del estudio de laboratorio.

$$q_d = 0.4 * \gamma_{suelo} * B * N_\gamma + 1,3 * C_u * N_c + \gamma_{suelo} * D * N_q$$

Luego del ensayo de compresión triaxial se obtuvieron las siguientes características (ver anexo 1).

- Tipo de ensayo: no consolidado y no drenado
- Descripción del suelo: Limo arenoso color café de consistencia suave
- Dimensiones y tipo de probeta: 2,5" \*5,0"
- Ángulo de fricción interna  $\phi = 19,27^\circ = 0,336 \text{ rad}$
- $\gamma_{suelo} = 1,21$
- Base (B) = 1,50
- FS= 3-4
- $C_u=2 \text{ T/m}^2$

Los factores de carga ( $N_c, N_q$  y  $N_\gamma$ ) se obtienen de las siguientes ecuaciones:

- Calculando el factor de carga debido a la sobrecarga ( $N_q$ )

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - \theta(\text{rad})\right) * \tan \theta}}{2 \cos^2 * \left(45 + \frac{\theta}{2}\right)} = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - \theta(0,336)\right) * \tan 19,27}}{2 \cos^2 * \left(45 + \frac{19,27}{2}\right)} = 6,89$$

- Calculando el factor de carga debido a la cohesión ( $N_c$ )

$$N_c = (N_q - 1) \cot \theta = N_c = (6,89 - 1) \cot \cot (19,27) = 16,85$$

- Calculando el factor de carga debido al peso del suelo ( $N_\gamma$ )

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \theta = 1,5 (6,89 - 1) \tan \tan (19,27) = 3,09$$

- Sabiendo los factores de carga se procede a calcular el valor de carga límite del suelo.

$$q_d = 0,4 * \gamma_{suelo} * B * N_\gamma + 1,3 * C_u * N_c + \gamma_{suelo} * D * N_q$$

$$q_d = 0,4 * 1,21 \frac{T}{m^2} * 1,5 m * 3,09 + 1,3 * 2,0 \frac{T}{m^2} * 16,85 + 1,21 \frac{T}{m^2} * 1,5 m * 6,89$$

$$q_d = 58,55 T/m^2$$

- Cálculo de valor soporte del suelo aplicando factor de seguridad

$$Q_{ult} = \frac{q_d}{FS}$$

$$Q_{ult} = \frac{58,55}{3} = 19,52 T/m^2$$

Tabla I. **Valor soporte permisible según el tipo de suelo**

Material de suelo	T/m <sup>2</sup>	Observaciones
Roca sana	645	---
Roca regular	430	---
Roca intermedia	215	----
Roca agrietada y porosa	22-86	----
Suelo gravillosos	90	Compactados, buena granulometría
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: elaboración propia.

Para el diseño de la cimentación del edificio se tomará un valor soporte de suelo de 19,52 T/m<sup>2</sup>, ya que se entra dentro del rango de valores permisibles de tipo de suelo limoso de la tabla I.

### 2.1.3. Criterios para el diseño de edificios

Se debe tomar en cuenta los siguientes criterios para el diseño de edificios públicos.

#### 2.1.3.1. Criterios generales

Son pasos muy importantes, ya que de ellos dependerá la realización del diseño. Debe incluir los siguientes principios:

- Comodidad, seguridad y funcionamiento de los ambientes para conceptualizar el espacio que formaran el edificio de mercado municipal.



- Considerar la cantidad de personas que harán uso de la edificación para la modulación de espacios.

### **2.1.3.2. Criterios de conjunto**

El diseño incluirá los siguientes principios:

- Uso equitativo: pueden ser usados por personas con distintas capacidades físicas.
- Uso flexible: se acomodan a un amplio rango de preferencias y habilidades individuales.

Se deberá tomar en cuenta aprovechar la iluminación natural en su mayoría; también considerar la ventilación de edificio, la orientación ideal para las ventanas, que es de norte a sur, de preferencia abriéndolas hacia el norte. Sin embargo, la orientación será definida en el terreno.

### **2.1.3.3. Criterios de iluminación**

El diseño de ventanas o aberturas para iluminación debe proporcionar luz natural pareja y uniforme sobre el plano de trabajo en todos los puntos del aula. Pueden ser por su localización en los espacios los siguientes:

- Unilateral
- Bilateral y cenital

El área mínima del vano de la ventana dependerá del ambiente especificadas en el manual del MINEDUC para centros educativos, el cual debe ser para este diseño de 1/3 en relación con el área de piso.

#### **2.1.3.4. Criterios de salud pública**

Se utilizaron los criterios pertinentes para la salubridad de edificaciones públicas del Ministerio de Salud Pública y Asistencias Social (MSPAS).

Para proyectos de infraestructura escolar de construcción, reparación o modificación que involucren plantas de tratamiento de aguas residuales se debe contar con un sistema de agua entubada para el consumo humano.

#### **2.1.3.5. Criterios de CONRED**

Se utilizaron los criterios establecidos en las normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la república de Guatemala.

Las cargas mínimas de diseño, criterios de aceptabilidad del terreno y los niveles mínimos de protección que se debe emplear en el diseño estructural de edificaciones, la selección de los procedimientos de análisis y las obtenciones de los resultados del análisis de edificaciones, estudio geotécnico para garantizar el adecuado emplazamiento de edificaciones e infraestructura, principalmente en la selección del terreno en donde se construirán las mismas y que estén exentas de cualquier amenaza geológica. Se reconocen y validan las siguientes normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES):

- 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.

#### **2.1.4. Diseño arquitectónico**

El diseño arquitectónico es distribuir cada uno de los ambientes de la edificación de acuerdo con las necesidades que presenten. Principalmente se debe tomar en cuenta la funcionalidad y comodidad del lugar, empleando las normas de diseño que existan.

El centro de capacitación en salud de la comunidad Chuk muk se dividirá en dos módulos:

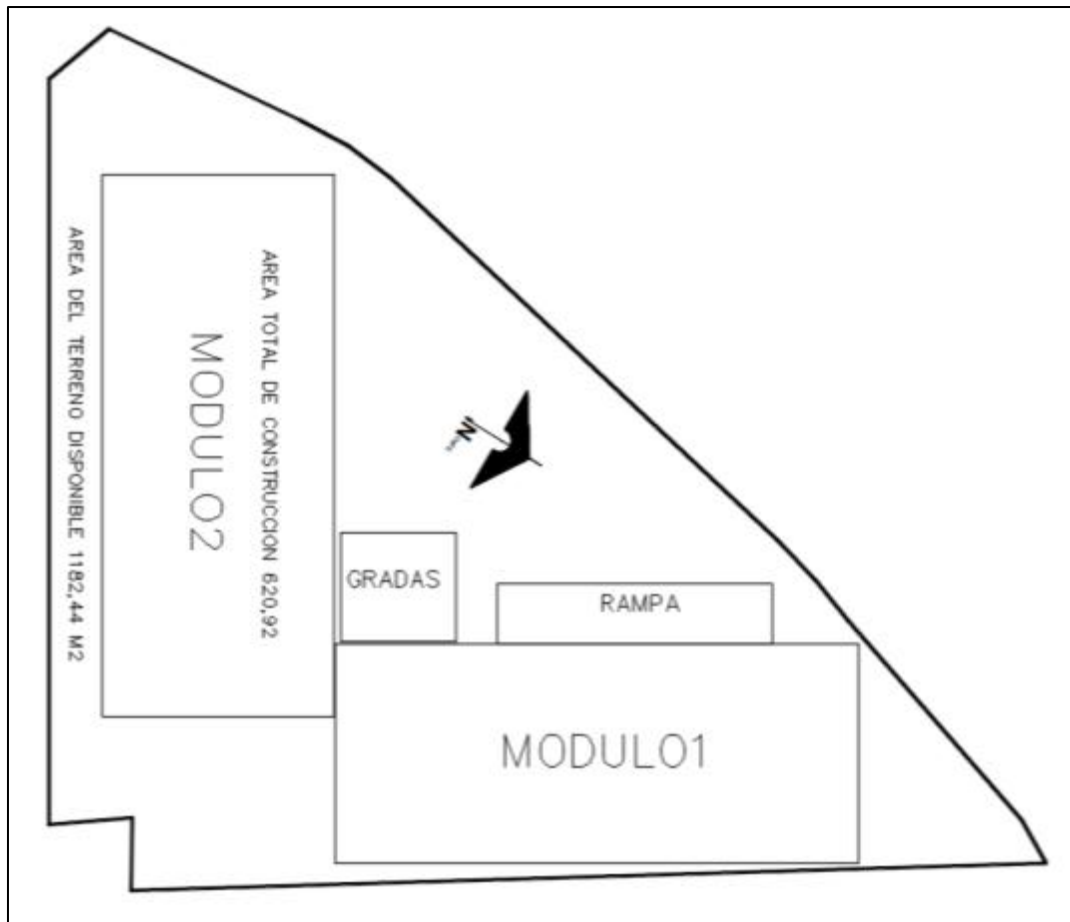
- Módulo 1
  - Planta baja: área educativa compuesta por 3 salones de clases teóricas, área de servicio donde estarán ubicado los servicios sanitarios para hombres y mujeres.
  - Planta alta: área educativa compuesta por 3 salones de clases teóricas, área de servicio donde estarán ubicado los servicios sanitarios para hombres y mujeres.
  - Las dimensiones para este módulo serán 25,10 m x 9,80 m, como se muestra en la figura 4 (planta del módulo 1).

- Módulo 2
  - Planta baja: área educativa donde se ubicarán 2 laboratorios, área administrativa donde estará la dirección y sala de educadores, área de servicio.
  - Planta alta: área de apoyo; biblioteca y laboratorio de cómputo y el área de servicio.
  - Las dimensiones para el módulo serán 25,40 m x 10,85 m, como se muestran en la figura 5 (planta del módulo 2).

#### **2.1.4.1. Ubicación del edificio**

El terreno se encuentra ubicado en la comunidad Chuk Muk, Santiago Atitlán, a unos 40 m de distancia del centro de atención materno infantil y a unos 100 m de la entrada principal. El área disponible del terreno es de 1 182,44 m<sup>2</sup>, pero debido a la topografía del mismo se usará el 52 % para la construcción de la edificación.

Figura 2. **Ubicación del edificio en terreno**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

#### **2.1.4.2. Distribución de ambientes**

La distribución de ambientes para el centro de capacitación es con base en la demanda de la población. Está dividida en dos módulos por la topografía del terreno que contara con lo siguiente:

- Planta baja módulo 1: área educativa y de servicio

- Planta alta módulo 1: área educativa y de servicio
- Planta baja módulo 2: área educativa, servicio y administrativa
- Plata alta módulo 2: área de apoyo, educativa y servicio

El módulo de gradas y rampa será independiente a la estructura, para facilitar el análisis estructural.

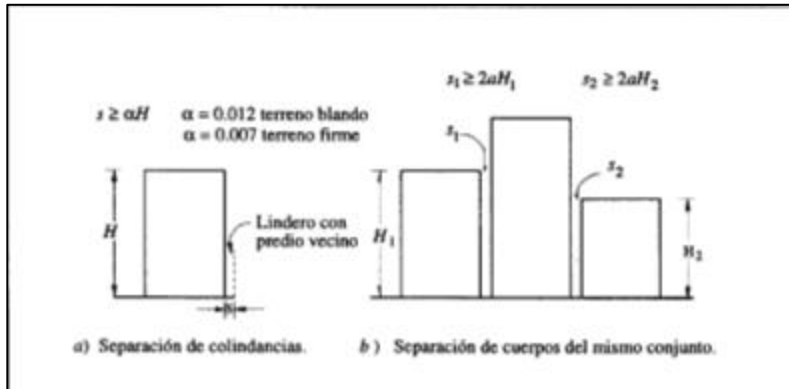
#### **2.1.4.3. Alturas de edificación**

Al ser un centro de capacitación se toma la normativa del MINEDUC donde establece que, a partir del nivel de piso interior terminado hasta el punto más bajo de la estructura de cubierta, los ambientes del área educativa, la altura mínima será de 3,20 m para ambos módulos.

#### **2.1.4.4. Espaciamiento entre juntas**

Es importante guardar una separación suficiente entre los módulos, para evitar que los distintos cuerpos colisionen al vibrar fuera de su fase durante un sismo. La junta sísmica permite que dos estructuras próximas oscilen de forma que el movimiento de una se produzca de manera independiente de la otra. Distintas fuentes bibliográficas proponen una separación mínima entre edificios igual a un centésimo de la altura del punto más alto de posible contacto entre estos.

Figura 3. Separación entre edificios adyacentes



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

Tomando en consideración la modulación de los módulos en este proyecto y la interpretación de la figura 3, el esparcimiento correspondiente para la junta será:

$$S \geq 2 * \alpha * h_t$$

$$S \geq 2 * 0,007 * (3,20 * 2niveles) = 0,0896 = m$$

Se tomará como esparcimiento de junta sísmica una distancia que corresponde a  $S = 10$  cm.

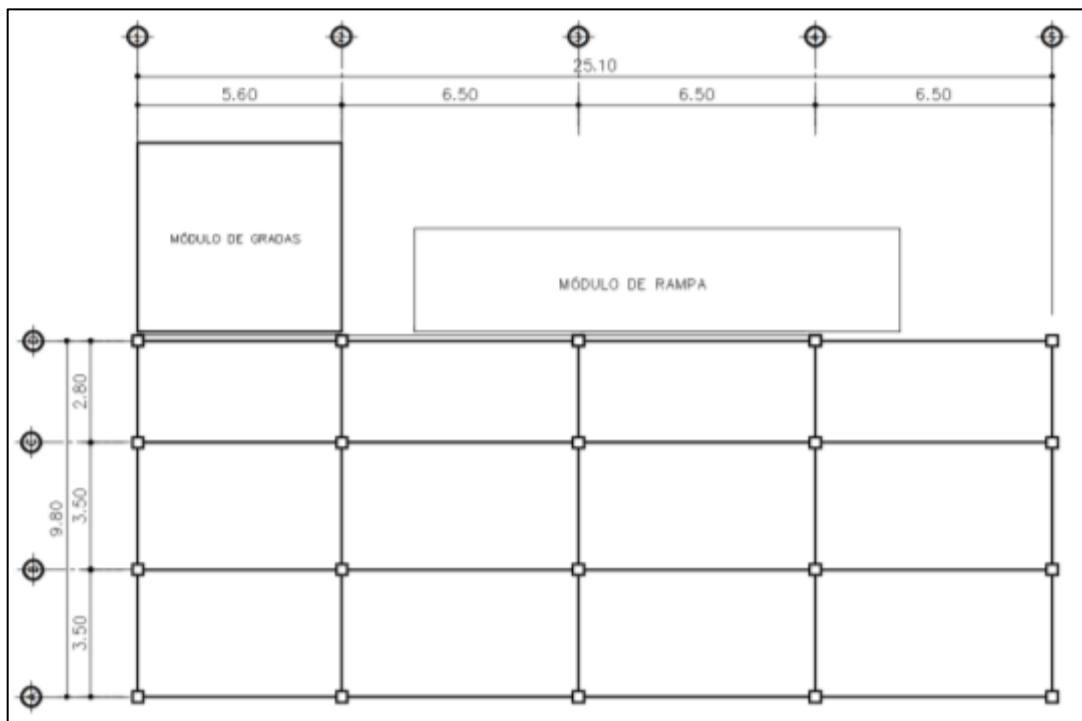
### 2.1.5. Análisis estructural

Para el análisis estructural es necesario conocer las dimensiones de elementos estructurales que componen la edificación.

### 2.1.5.1. Predimensionamiento de elementos estructurales

Es un proceso que, según el criterio del diseñador y el conocimiento de obras similares, se definen las dimensiones iniciales. Al final se verificará si las secciones propuestas satisfacen las condiciones establecidas por los reglamentos que se utilicen.

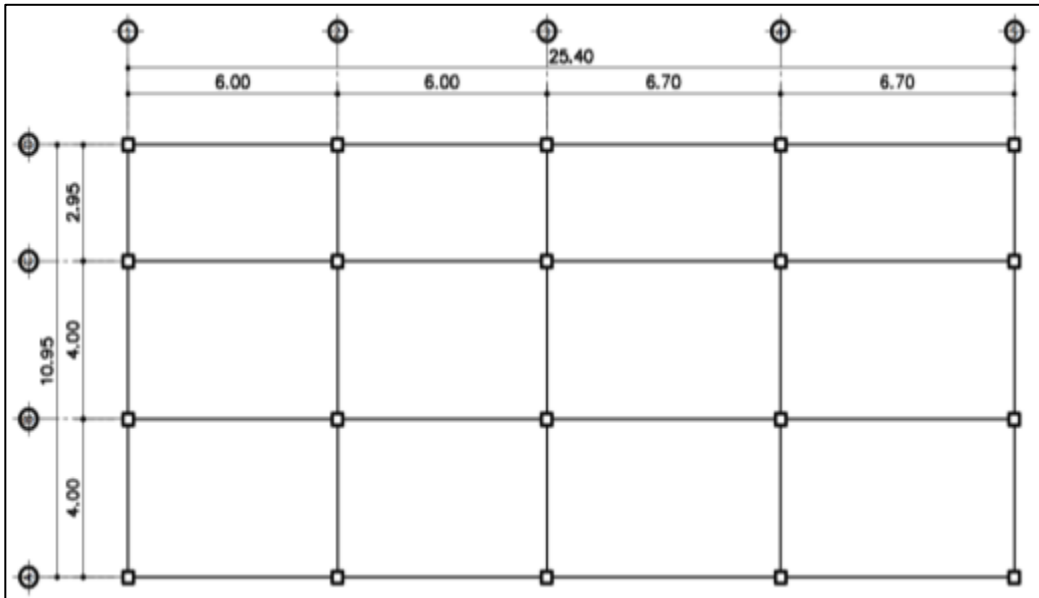
Figura 4. Planta del módulo 1



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.



Figura 5. **Planta del módulo 2**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

- **Losa**

Lo primero que se debe conocer es si la losa armada es de una o dos direcciones, lo cual está en función de la relación que existe entre el lado corto y lado largo (método 3 ACI 318-63, apéndice A).

$$L = a/b \geq 0,5 \text{ losa armada en dos direcciones}$$

$$L < 0,5 \text{ losa armada en 1 direcciones}$$

a = lado corto de la losa

b = lado largo de la losa

Para la clasificación de las losas de una edificación se tomarán las dimensiones de las losas más críticas y definir si serán a 1 o 2 direcciones. Ver planta acotada figura 3.

Tabla II. **Clasificación de losa módulo 1**

<b>Losa</b>	<b>L</b>	<b>Clasificación</b>
1	0,50	Armada en dos direcciones
2	0,43	Armada en dos direcciones por sufrir deflexiones en sus dos direcciones
3	0,63	Armada en dos direcciones
4	0,54	Armada en dos direcciones

Fuente: elaboración propia.

Tabla III. **Clasificación de losa módulo 2**

<b>Losa</b>	<b>L</b>	<b>Clasificación</b>
1	0,48	Armada en dos direcciones
2	0,43	Armada en dos direcciones, está apoyada en los cuatro lados
3	0,67	Armada en dos direcciones
4	0,60	Armada en dos direcciones

Fuente: elaboración propia.

Harry Parker, en la obra *Diseño de concreto reforzado*, diseñó una losa en dos direcciones: el criterio para calcular el espesor de losas de dos direcciones es el perímetro de la losa dividido entre 180. Se realizará para todas las losas y al final se elige la que tenga mayor espesor.

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

Tabla IV. **Espesor de losa módulo 1**

Losa	Espesor m
1	0,09
2	0,10
3	0,10
4	0,11

Fuente: elaboración propia.

Se propone losa tradicional en dos direcciones con un peralte  $t= 12$  cm para el módulo 1.

Tabla V. **Espesor de losa módulo 2**

Losa	Espesor m
1	0,09
2	0,10
3	0,11
4	0,118

Fuente: elaboración propia.

Se propone losa tradicional en dos direcciones con un peralte  $t= 12$  cm para el módulo 2.

- Viga

Las vigas son elementos estructurales horizontales que deben soportar las cargas gravitacionales y resistir deformaciones por corte, deflexión y torsión. Trabajan principalmente a flexión. Para el predimensionamiento de vigas se utilizan los siguientes criterios.

Para la altura:

- Harry Parker, en la obra *Diseño de concreto reforzado* se refiere al diseño de vigas rectangulares: por cada metro lineal de luz libre entre apoyos de la viga se aumentará ocho centímetros de peralte. La base puede ser 1/2 a 1/3 del peralte.
- El código ACI 318-14 capítulo 9 tabla 9.3.1.1, determina las alturas mínimas de vigas no preesforzadas.

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

Condición de apoyo	Altura mínima, $h$ <sup>[1]</sup>
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Fuente: Código ACI 318-14. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario* sección 9.3, tabla 9.3.1.1. p. 138.

Para el ancho:

Para este cálculo se tomará en cuenta el capítulo 18 del ACI 318-14 en su inciso 18.6.2.1, donde menciona que para elementos sometidos a flexión el ancho "b" no debe ser menor a 10 pulgadas y 0,3h.

Se toma la longitud más grande de la edificación en el sentido X. Es la viga más crítica y con la que se realizará el cálculo (ver planta módulo 1 y 2 y figura 3 y 4).

Módulo 1 según Harry Parker

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

$$h = 8 \% * 6,50m = 0,52 m \approx 0,60 m$$

Según ACI 318-14, capítulo 9, sección tabla 9.3., tabla 9.3.1.1

$$h = \frac{l_{viga}}{18,5}$$

$$h = \frac{6,50}{18,5} = 0,35 m$$

Se tomará el valor más alto para la altura de la viga 0,60 m y para la base será ese valor multiplicado por 0,3.

$$b = 0,3 * h = 0,30 * 0,60 = 0,18 m$$

Por lo tanto, se propone una viga con dimensiones de 0,60 m de altura y 0,30 m de base, ya que para estructuras sismo resistentes 0,25 m es la base mínima según ACI 318-14, sección 18.6.2.1

## Módulo 2

Para este, las dimensiones de la viga será una altura de 0,60 de peralte y 0,30 m de base.

- Columna

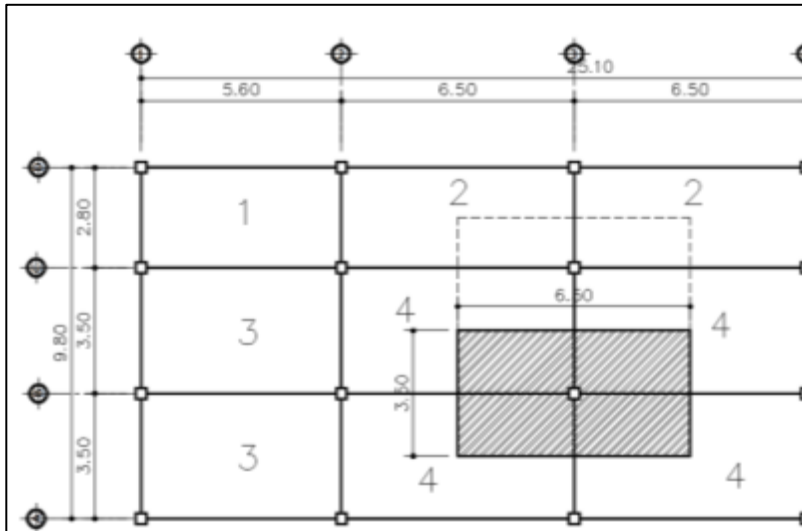
Para determinar el predimensionamiento de la columna se utilizó la ecuación de carga axial pura, sustituyendo el acero requerido ( $A_s$ ) por  $A_s = \rho * A_g$  donde  $\rho$  es el porcentaje de la cuantía de acero utilizado para zonas sísmicas según el ACI318-14, cap. 18.7.4.1 ( $A_s = (1 \% A_g - 6 \% A_g)$ ).

Según ACI 318-14, capítulo 22.4 tabla 22.4.2.1 la resistencia axial máxima para columnas compuestas de acero y concreto  $P_n = 0,85P_o$

$$P_o = 0,85 * f'c(A_g - A_s) + f_y * A_s, ACI 318 - 14, sección 22.4.2.2$$

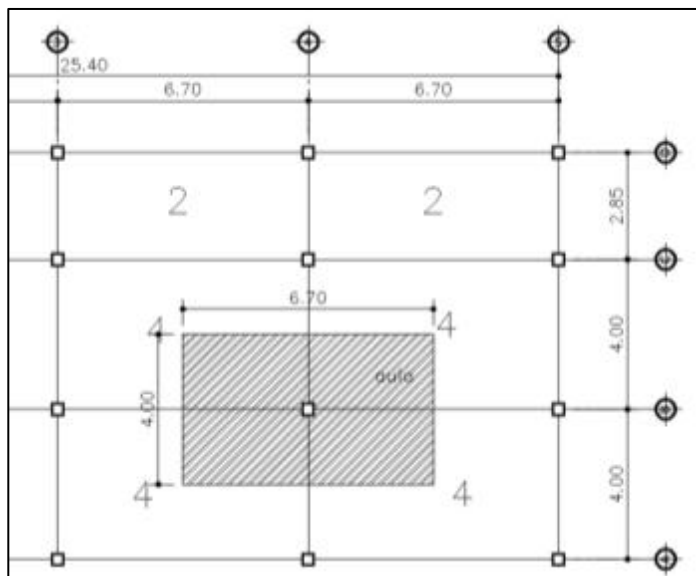
$$P_n = 0,85 * [0,85 * f'c(A_g - A_s) + f_y * A_s]$$

Figura 6. **Área tributaria columna crítica módulo 1**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 7. **Área tributaria columna crítica módulo 2**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

- Columna critica módulo 1

$$\text{Area tributaria} = 6,50 * 3,50 = 22,75 \text{ m}^2$$

- Carga muerta

- Carga muerta primer nivel

$$\text{Peso de losa} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 22,75 \text{ m}^2 * 0,12 \text{ m} = 6\,552 \text{ kg}$$

$$\text{Viga} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,3 \text{ m} * 0,6 \text{ m} * (3,50 \text{ m} + 6,50 \text{ m}) = 4\,320 \text{ kg}$$

$$\text{Sc y acabados} = 100 \text{ kg/m}^2 * 22,75 \text{ m}^2 = 2\,275 \text{ kg}$$

$$\text{Muros} = 150 \text{ kg/m}^2 * (6,50 + 3,50) = 1\,500 \text{ kg}$$

$$\text{Total carga 1 nivel} = 6\,552 + 4\,320 + 2\,275 + 1\,500 = 14\,647 \text{ kg}$$

- Carga muerta segundo nivel

$$\text{Peso de losa} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 22,75 \text{ m}^2 * 0,12 \text{ m} = 6\,552 \text{ kg}$$

$$\text{Viga} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,3 \text{ m} * 0,6 \text{ m} * (3,50 \text{ m} + 6,50 \text{ m}) = 4\,320 \text{ kg}$$

$$\text{Total carga 2 nivel} = 6\,552 \text{ kg} + 4\,320 \text{ kg} = 10\,872 \text{ kg}$$

$$\text{Carga muerta total} = 14\,647 \text{ kg} + 10\,872 = 25\,519 \text{ kg}$$

- Carga viva

- Carga viva primer nivel

$$\text{Carga viva} = 200 \text{ kg/m}^2 * 22,75 = 4\,550 \text{ kg}$$



- Carga viva segundo nivel

$$\text{Carga viva de azotea} = 200 \text{ kg/m}^2 * 22,75 \text{ m}^2 = 4 550 \text{ kg}$$

$$\text{Carga viva total 1 y 2 nivel} = 4 550 \text{ kg} + 4 550 = 9 100 \text{ kg}$$

- Carga total

$$P = CM + CV$$

$$P = (25 519) + (9 100 \text{ kg}) = 34 619 \text{ kg}$$

Aplicando la ecuación de carga puntal

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

$$A_s = \rho * A_g$$

$$34 619 \text{ kg} = 0,85 * [0,85 * \left(280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) * (A_g - 0,02A_g) + 4 218 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0,02 * A_g]$$

$$34 619 = 269,96 x$$

$$x = 128,24 \text{ cm}^2$$

Para zonas sísmicas la dimensión menor de la sección transversal debe ser al menos de 30 cm en su eje centroidal más 5 cm por nivel y no menos de 900 cm<sup>2</sup> por tal razón se propone empezar a predimensionar con una sección de 35 por 35 centímetros, considerando las cargas vivas

- Módulo 2

Se realizó el procedimiento del módulo 1 para la columna del módulo 2, por tal razón se propone predimensionar con una sección de 35 cm por 35 cm considerando las cargas vivas.

Tabla VII. **Predimensionamiento elementos estructurales**

<b>Predimensionamiento de elementos estructurales</b>	
Elemento	Dimensión
Losa	t= 12 cm
Viga	h= 60 cm b=30 cm
Columna	h = 35 cm b=35 cm

Fuente: elaboración propia.

### **2.1.5.2. Cargas de diseño**

Toda estructura es sometida a distintas cargas, las cuales se clasifican en dinámicas y estáticas, según el tipo de edificaciones por diseñar. Por lo general existen magnitudes de cargas establecidas en códigos de diseño; para ello se utilizarán las cargas definidas por el AGIES.

#### **2.1.5.2.1. Cargas estáticas**

Estas actúan en la estructura por gravedad y se dividen en vigas y muertas.

- Cargas vivas

Las cargas vivas son aquellas producidas por el uso y la ocupación de la edificación. No incluye las cargas muertas ni las cargas ambientales tales como las debidas a viento, lluvia o sismo. Incluyen el mobiliario y su contenido, así como el equipo no fijo.

La tabla VIII muestra los valores de carga viva para distintos usos de ocupación, según la norma AGIES NSD2-18

Tabla VIII. **Valores de carga viva**

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

Fuente: Normas AGIES NSE 2-18. *Demandas estructurales, condiciones de sitio*. p. 3-6.

- Cargas muertas

Son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y posición durante la vida de la estructura. La mayor parte de carga muerta es el peso propio de la estructura, el cual se compone por losas, columnas, vigas, muros, techos, ventanas, puertas, instalaciones, acabados, entre otros. Suelen calcularse con bastante exactitud de acuerdo al material que se utilice. Los pesos se determinan por las densidades y tamaños.

A continuación, se realizará la integración de cargas verticales para los ejes críticos del módulo 1, en sentido de Y, será el eje 2, para el sentido X, será el eje C, como se representa en la figura 9:

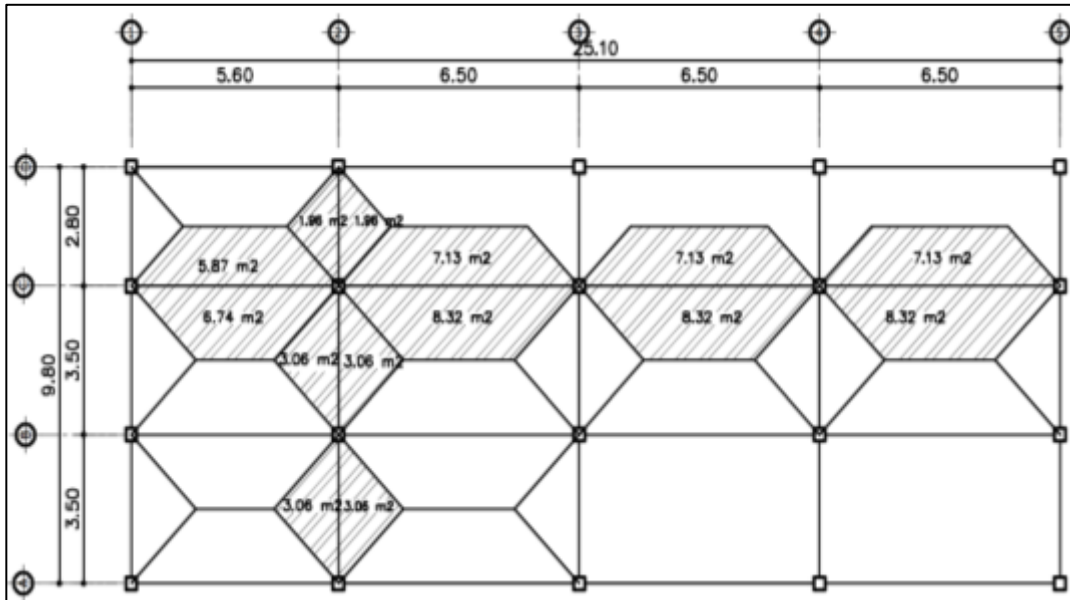
Cargas vivas a utilizar en el edificio serán:

- Entrepiso para aulas  $200\text{kg/m}^2$ , AGIES NSE 2-18 p.3-7.
- Cubierta para aulas con acceso =  $200\text{ kg/m}^2$ , AGIES NSE 2-18 p. 3-8.
- Escaleras =  $500\text{ kg/m}^2$ , AGIES NSE 2-18 p. 3-7.
- Pasillos  $500\text{ kg/m}^2$ , AGIES NSE 2-18 p. 3-7.

Cargas muertas a utilizar en la edificación

- Sobrecarga (piso, acabados) =  $100\text{ kg/m}^2$
- Muros =  $150\text{ kg/m}^2$
- Espesor de los 12 cm
- Peso de concreto =  $2\,400\text{ kg/m}^3$
- Sección viga 30 cm \* 60 cm
- Columna 35 cm\*35 cm
- Altura nivel = 3,20 m

Figura 8. **Planta áreas tributarias módulo 1 eje 2, eje C**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

- Área tributaria ejes críticos

$$A_{ejeC} = 5,87 + 6,74 + 7,13 * 3 + 8,32 * 3 = 58,96 \text{ m}^2$$

$$A_{eje2} = 1,96 \text{ m}^2 * 2 + 3,06 \text{ m}^2 * 4 = 16,16 \text{ m}^2$$

- Carga muerta eje C segundo nivel  $A_t = 58,96 \text{ m}^2$   $L = 25,10 \text{ m}$

$$l_{osa} = \frac{2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,12 \text{ m} * 58,96 \text{ m}^2}{25,10 \text{ m}} = 676,51 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$s_c = \frac{100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 58,96 \text{ m}^2}{25,10 \text{ m}} = 234,90 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$viga = (0,60 - 0,12) * 0,30 * 2\,400 \frac{kg}{m^3} = 345,60 \frac{kg}{m}$$

$$CM_{total} = 676,51 \frac{kg}{m} + 234,90 \frac{kg}{m} + 345,60 \frac{kg}{m} = 1\,257,01 \frac{kg}{m}$$

- Carga viva eje C segundo nivel  $At = 58,96 \text{ m}^2$   $L = 25,10$

$$cv = \frac{200 \frac{kg}{m^2} * 58,96 \text{ m}^2}{25,10 \text{ m}} = 469,80 \frac{kg}{m}$$

- Carga muerta eje C primer nivel  $At = 58,96 \text{ m}^2$   $L = 25,10 \text{ m}$

$$losa = \frac{2\,400 \frac{kg}{m^3} * 0,12 \text{ m} * 58,96 \text{ m}^2}{25,10 \text{ m}} = 676,51 \frac{kg}{m}$$

$$sc = \frac{100 \frac{kg}{m^2} * 58,96 \text{ m}^2}{25,10 \text{ m}} = 234,90 \frac{kg}{m}$$

$$viga = (0,60 - 0,12) * 0,30 * 2\,400 \frac{kg}{m^3} = 345,60 \frac{kg}{m}$$

$$muros = \frac{40,85 \text{ m} * 3,20 \text{ m} * 150 \frac{kg}{m}}{25,10} = 781,20 \frac{kg}{m}$$

$$CM_{TOTAL} = 676,51 \frac{kg}{m} + 234,90 \frac{kg}{m} + 345,60 \frac{kg}{m} + 781,20 \frac{kg}{m} = 2\,038,21 \frac{kg}{m}$$

- Carga viva eje C primer nivel  $A_t = 58,96 \text{ m}^2$   $L = 25,10 \text{ m}$

$$Cv = \frac{200_{aulas} \frac{kg}{m^2} * 31,7 \text{ m}^2}{25,10m} = 252,59 \frac{kg}{m}$$

$$Cv = \frac{500_{pasillo} \frac{kg}{m^2} * 27,26 \text{ m}^2}{25,10m} = 543,03 \frac{kg}{m}$$

$$CV_{total} = 252,59 \frac{kg}{m} + 543,03 \frac{kg}{m} = 795,62 \frac{kg}{m}$$

- Carga muerta eje 2 segundo nivel  $A_t = 16,16 \text{ m}^2$   $L = 9,80 \text{ m}$

$$losa = \frac{2400 \frac{kg}{m^3} * 0,12 \text{ m} * 16,16 \text{ m}^2}{9,80 \text{ m}} = 474,90 \frac{kg}{m}$$

$$sc = \frac{100 \frac{kg}{m^2} * 16,16 \text{ m}^2}{9,80 \text{ m}} = 164,89 \frac{kg}{m}$$

$$viga = (0,60 \text{ m} - 0,12 \text{ m}) * 0,30 \text{ m} * 2400 \frac{kg}{m^3} = 345,60 \frac{kg}{m}$$

$$CM_{total} = 474,90 \frac{kg}{m} + 164,89 \frac{kg}{m} + 345,60 \frac{kg}{m} = 985,39 \frac{kg}{m}$$

- Carga viva eje 2 segundo nivel  $A_t = 16,16 \text{ m}^2$   $L=9,80 \text{ m}$

$$cv = \frac{\left(200 \frac{kg}{m^2} * 16,16 \text{ m}^2\right)}{9,80 \text{ m}} = 329,79 \frac{kg}{m}$$

- Carga muerta eje 2 primer nivel  $A_t = 16,16 \text{ m}^2$   $L = 9,80 \text{ m}$

$$losa = \frac{2400 \frac{kg}{m^3} * 0,12 \text{ m} * 16,16 \text{ m}^2}{9,80 \text{ m}} = 474,90 \frac{kg}{m}$$

$$sc = \frac{100 \frac{kg}{m^2} * 16,16 \text{ m}^2}{9,80 \text{ m}} = 164,89 \frac{kg}{m}$$

$$viga = (0,60 \text{ m} - 0,12 \text{ m}) * 0,30 \text{ m} * 2400 \frac{kg}{m^3} = 345,60 \frac{kg}{m}$$

$$muros = \frac{27,95 \text{ m} * 3,20 \text{ m} * 150 \frac{kg}{m^2}}{9,80 \text{ m}} = 1368,98 \frac{kg}{m}$$

$$CM_{total} = 474,90 \frac{kg}{m} + 164,89 \frac{kg}{m} + 345,60 \frac{kg}{m} + 1368,98 \frac{kg}{m} = 2354,37 \frac{kg}{m}$$

- Carga viva primer nivel eje 2  $A_t = 16,16 \text{ m}^2$   $L = 9,80 \text{ m}$

$$cv = \frac{200_{aulas} \frac{kg}{m^2} * 12,24 \text{ m}^2}{9,80} = 249,79 \frac{kg}{m}$$

$$cv = \frac{500_{pasillos} \frac{kg}{m^2} * 3,92 \text{ m}^2}{9,80} = 200 \frac{kg}{m}$$

$$CV_{total} = 249,79 \frac{kg}{m} + 200 \frac{kg}{m} = 449,79 \frac{kg}{m}$$



Tabla IX. Integración de carga vertical

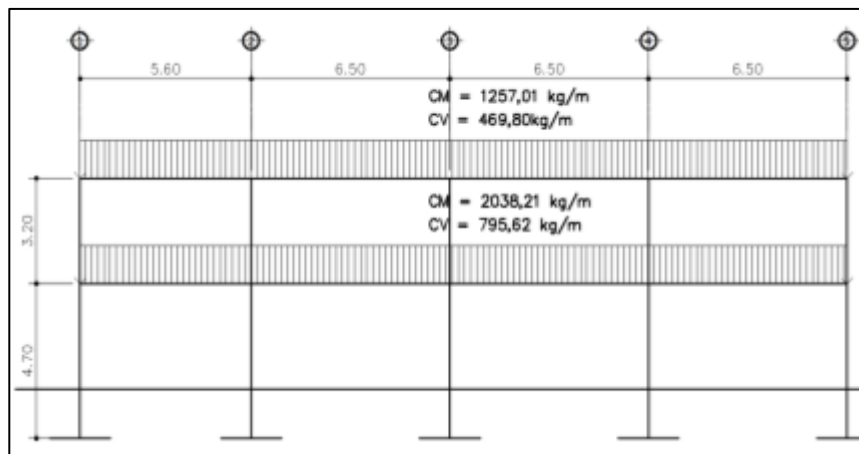
Eje	Nivel	Carga muerta	Carga viva
C sentido "X"	segundo nivel	1 257,01 kg/m	469,80 kg/m
C sentido "X"	primer nivel	2 038,21 kg/m	795,62 kg/m
2 sentido "Y"	segundo nivel	985,39 kg/m	329,79 kg/m
2 sentido "Y"	primer nivel	2 354,37 kg/m	449,79 kg/m

Fuente: elaboración propia.

Para los ejes críticos del módulo 2 se realizó el procedimiento descrito con anterioridad. A continuación, se muestran los modelos matemáticos de cada módulo. Para todos los ejes se utilizó la misma carga crítica distribuida.

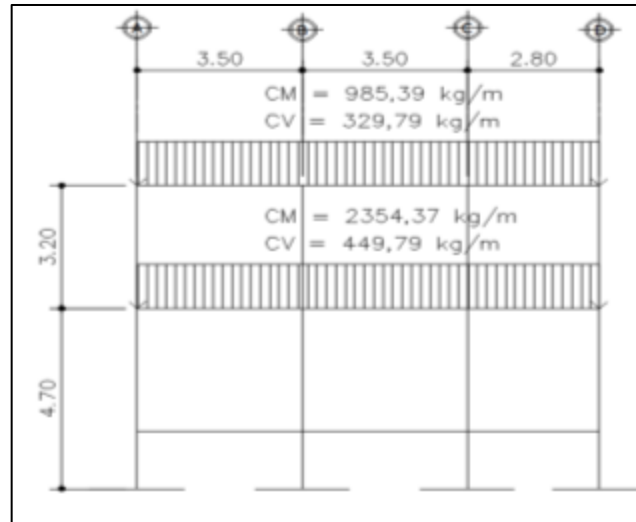
Las figuras 9 a 12 muestran los modelos matemáticos de cargas vivas y muertas de los ejes críticos analizados de cada módulo.

Figura 9. Modelo matemático de integración de cargas eje C sentido X módulo 1



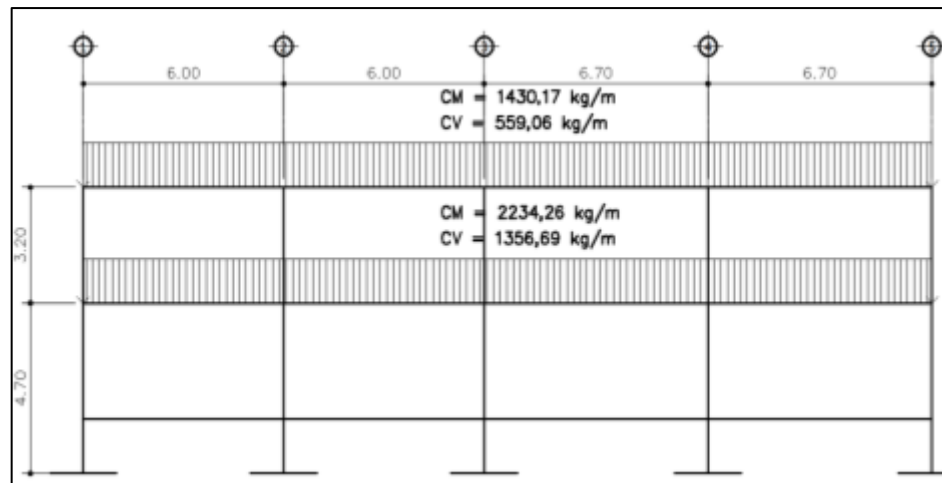
Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 10. **Modelo matemático de integración de cargas eje 2 sentido2 sentido Y módulo 1**



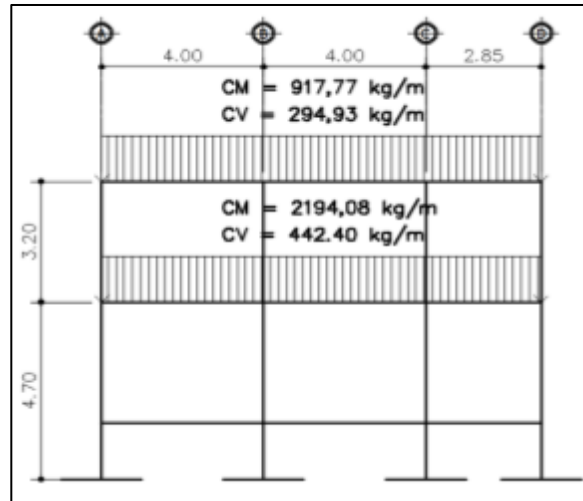
Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 11. **Modelo matemático de integración de cargas eje C sentido X, módulo 2**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 12. **Modelo matemático de integración de cargas eje 2 sentido Y, módulo 2**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3d 2015.

### 2.1.5.3. Cargas dinámicas por AGIES

Las cargas dinámicas actúan horizontales son las producidas por la naturaleza como el viento o sismo. Para el análisis estructural se tomó la fuerza producida por el movimiento sísmico, ya que Guatemala es un país con un alto grado de sismicidad por lo que las cargas de viento no se consideran.

- Carga sísmica

La edificación se diseñará para resistir como mínimo el cortante basal ( $V_B$ ) de acuerdo con la siguiente ecuación: AGIES NSE 3-2018, sección 2.1.3, ecuación 2.1.2-1, p-2-2

$$V_B = C_s * W_s$$

El coeficiente sísmico de diseño se deberá obtener por medio de la Norma AGIES:

- Sistema estructural: según la Norma AGIES NSE-3 sección 1.6, este edificio se clasifica como un sistema de marcos E-1. Está integrado con marcos de columnas y vigas que soportan toda la carga vertical y además todas las solicitaciones horizontales. Los marcos deben estar unidos entre sí por diafragmas de piso horizontales.
- Categoría ocupacional: según la Norma AGIES NSE-1 capítulo 3.1.4, los centros de capacitación o escuelas se clasifican en la categoría de obras importantes. Son las que albergan a más de 300 personas, aquellas donde los ocupantes estén restringidos a desplazarse; las que presentan servicios importantes a gran número de personas que albergan valores culturales reconocidos.
- Distancia de falla: es la distancia horizontal más cercana a la fuente sísmica, en este caso se considera 10 km de distancia.
- Sismo para el diseño estructural: para diseño estructural de obras importantes se utilizará el valor del sismo severo, tiene un 5 % de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, según Norma AGIES NSE-2, sección 4.4.2 (b).
- Periodo de vibración empírica ( $T_a$ ):

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

$h_m = \text{altura del edificio} = 7,90 \text{ m}$

$T_a = \text{periodo de vibración empírico NSE 3-18, sección 2.1.6 para sistemas estructurales E1 } K_T = 0,047, x=0,90$

$$T_a = 0,047 * 7,90^{0,90} = 0,30$$

- Amenaza sísmica Santiago Atitlán, Sololá índice de sismicidad AGIES NSE 2-1

Figura 13. Índice de sismicidad

299	Santa Rosa de Lima	Santa Rosa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
300	Santiago Atitlán	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100
301	Santiago Chimaltenango	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100

Fuente: AGIES NSE 2-18, Anexo A-1. *Listado de amenaza sísmica por municipio.* p. 109.

- Clase de sitio: el sitio de interés se clasificará con base en las características del perfil de suelo en los 30 m bajo los cimientos. De acuerdo con la tabla A-1 de AGIES NSE 2.1-18, Anexo A, será un suelo tipo E limo arenoso de consistencia suave.

Tabla X. **Guía para la clasificación de sitio**

Clase de sitio		Vps todo el perfil	Np todo el perfil	Ndc sector no-cohesivo	Sdc sector cohesivo
AB	Roca	1524 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	Suelo muy denso y roca suave	366 m/s a 762 m/s	≥ 50	≥ 50	> 13700kPa
D	Suelo firme y rígido	183 a 366 m/s	15 a 50	15 a 50	13700 a 6895 kpa
E	Suelo suave	< 183 m/s	≤ 15	≤ 15	< 6895 Kpa

Fuente: AGIES 2.1-18. *tabla A-1*. p. 109.

- Caso especial NSE 3-18, sección 2.1.5: si el periodo fundamental T calculado conforme a la sección 2.1.9 es igual o menor que 0,5s y si la estructura tiene 5 niveles o menos sobre la base, solamente si califica como regular en planta y en elevación conforme al capítulo 1 de esta norma, entonces se permitirá volver al a sección 4.5.6 de la norma NSE 2-18 y recalculer la meseta del espectro  $S_a(T)$  con base en  $S_{cr} = 1,5$  aquellos cosas que  $S_{cr}$  exceda 1,5

$$I_0 = 4$$

$$S_{cr} = 1,5$$

$$S_{1r} = 0,55 \text{ g}$$

- Ajuste por intensidades sísmicas especiales NSE 2-18 sección 4.5.3; en algunos casos el valor de  $S_{cr}$  y  $S_{1r}$  deberá ser adicionalmente ajustado por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración en el sitio. Estas condiciones están señaladas en la sección 4.7. Cuando estén identificadas en el sitio del proyecto, se tomarán en cuenta en la forma genérica siguiente, excepto que la sección 4.7 permita opciones:

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

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

Tabla XI. **Coefficiente de sitio Fa**

Clase de sitio	Indicé de sismicidad				
	2a	2b	3 <sup>a</sup>	3b	4
AB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
D	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
E	1,7	1,3	1,1	1,0	0,9
F	Se requiere evaluación específica ver sección 4.4 AGIES NSE 2-18				

Fuente: AGIES NSE 2-18, sección 4.5.3, tabla 4.5-1. *Coefficiente de sitio Fa*. p. 4-7.

$$F_a = 0,9$$

Tabla XII. **Coefficiente de sitio Fv**

Clase de sitio	Indicé de sismicidad				
	2a	2b	3 <sup>a</sup>	3b	4
AB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
D	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
E	3,3	2,8	2,6	2,4	2,2
F	Se requiere evaluación específica ver sección 4.4 AGIES NSE 2-18				

Fuente: AGIES NSE 2-18, sección 4.5.3, tabla 4.5-1. *Coefficiente de sitio Fv*. p. 4-7.

$$F_v = 2,2$$

Tabla XIII. **Factor  $N_a$  para periodos cortos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (nota1)		
	$\leq 2$ km	5km	$\geq 10$ km
A	1,25	1,12	1,0
B	1,12	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0

Nota 1: tomar la distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km.  
 Nota 2: utilizar el factor  $N_a$  que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes.

Fuente: AGIES NSE 2-18, sección 4.6.2, tabla 4.6.2-2. *Factor  $N_a$  para periodos cortos de vibración.* p. 4-12.

Tabla XIV. **Tipo de fuente sísmica**

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

Fuente: AGIES NSE 2-18, sección 4.6.2, tabla 4.6.2-1. *Tipo de fuente sísmica.* p. 4-11.

El proyecto está situado en la comunidad Chuk Muk del municipio de Santiago Atitlán. En las cercanías de esta ubicación no existe una falla geológica próxima; por lo tanto, la clasificación del tipo de fuente será tipo C.

$$N_a = 1,0$$



Tabla XV. **Factor  $N_v$  para períodos largos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)			
	$\leq 2$ km	5 km	10 km	$\geq 15$ km
A	1,4	1,2	1,1	1,0
B	1,2	1,1	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0	1,0

Nota1: tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km  
 Nota 2: utilizar el factor  $N_v$  que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes

Fuente: AGIES NSE 2-18, sección 4.6.2, tabla 4.6.2-3. p. *Factor  $N_v$  para períodos largos de vibración.* 4-12.

Tipo de fuente C

$$N_v = 1,0$$

$$S_{cs} = 1,5 * 0,9 * 1,0 = 1,35$$

$$S_{1s} = 0,55 * 2,2 * 1,0 = 1,21$$

- Espectro calibrado a nivel de diseño requerido

Los siguientes factores determinan los niveles de diseño, según AGIES NSE2 -18, sección 4.5.5:

- Sismo severo: 5 % probabilidad de ser excedido en 50 años  
 $k_d = 0,80$

- Espectro calibrado al nivel de diseño requerido, AGIES NSE 2-18 sección 4.5.5 p-4-8:

$$S_{cd} = K_d * S_{cs} = 0,80 * 1,35 = 1,08$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1s} = 0,80 * 1,21 = 0,968$$

- Periodo de transición 4.5.4 NSE 2-18: el período  $T_s$  (en s) que separa los periodos cortos de los largos es:

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}} = \frac{1,21}{1,35} = 0,90 \text{ segundos}$$

Periodo  $T_0$  que define el inicio de la meseta de períodos cortos del espectro.

$$T_0 = 0,2 T_s = 0,2 * 0,9 = 0,18$$

- Las ordenadas espectrales  $S_a(T)$  para cualquier periodo de vibración  $T$  se definen según AGIES NSE 2-18, sección 4.5.6.

$$\begin{aligned} S_a(T) &= S_{cd} && \text{si } T_0 \leq T \leq T_s \\ S_a(T) &= \frac{S_{1d}}{T} \leq S_{cd} && \text{si } T > T_s \\ S_a(T) &= S_{cd} \left[ 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right] && \text{si } T < T_0 \end{aligned}$$

$T$  es igual a 0,30 segundos

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

- El coeficiente sísmico al límite de cedencia ( $C_s$ ) en cada dirección se establecerá de la manera siguiente:

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

Donde:

$S_a(T)$  es la demanda sísmica de diseño para una estructura con período  $T$  obtenida del espectro de diseño sísmico establecido para el sitio de la sección 4.5.6 de la norma NSE 2-18, y calibrado según la probabilidad de ocurrencia requerida.

$R$  = es el factor de reducción que se obtiene en la sección 1.5.2 de esta norma.

$T$  = es el periodo fundamental de vibración de la estructura según 2.1.9

Tabla XVI. **Coefficientes y factores para diseño de sistemas sismorresistentes**

	Sistema estructural	Sistema constructivo (ver secc. 1.5.8)	R	$\Omega_1$	$C_d$	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

Fuente: Norma AGIES NSE-3, sección 1.6.14, tabla 1.6.14-1. *Coefficientes y factores para diseño de sistemas sismorresistentes.* p. 1-17.

$$C_s = \frac{1,08}{8} = 0,135$$

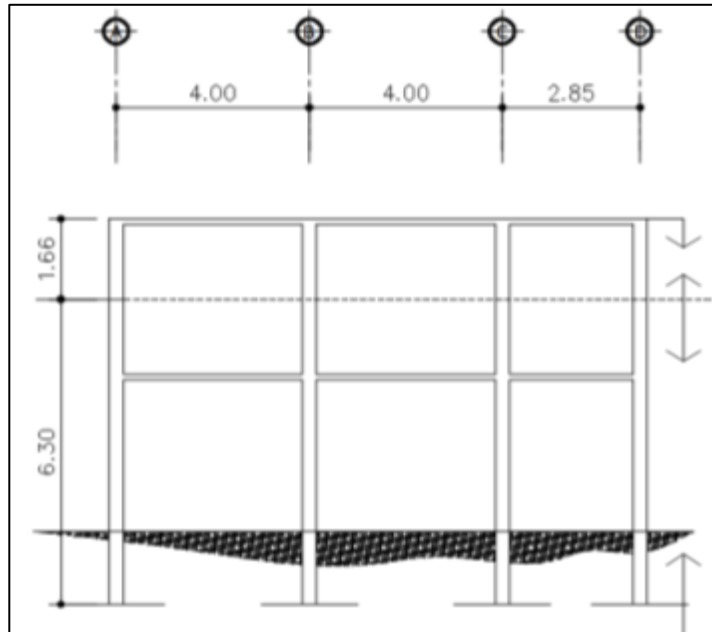
- Valores mínimos de  $C_s$ , AGIES NSE 3-18 sección 2.1.4, p.-2-2

$$C_s \geq 0,044S_{cd} \quad 0,14 \geq 0,0475$$

$$C_s \geq 0,75 * \frac{k_d * S_{1r}}{R} \quad 0,14 \geq 0,045$$

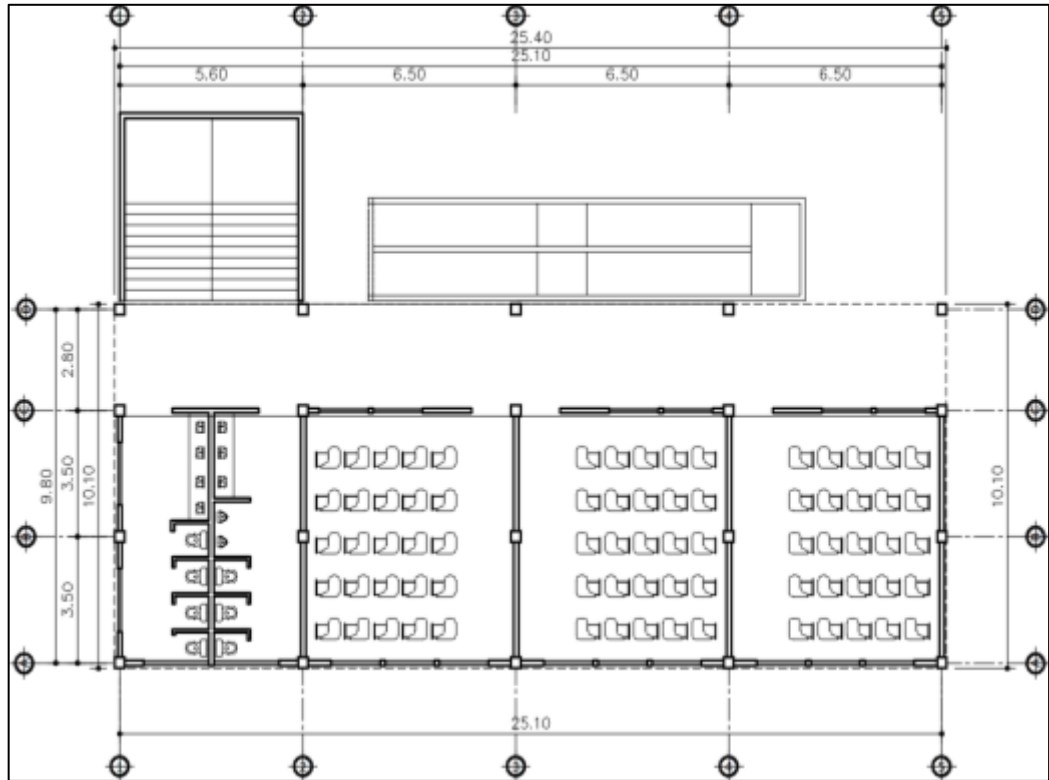
- Con los datos obtenidos se puede conocer el corte basal de la edificación, obtener el peso sísmico, tomar las alturas a medios niveles.

Figura 14. **Altura a medios niveles de la edificación**



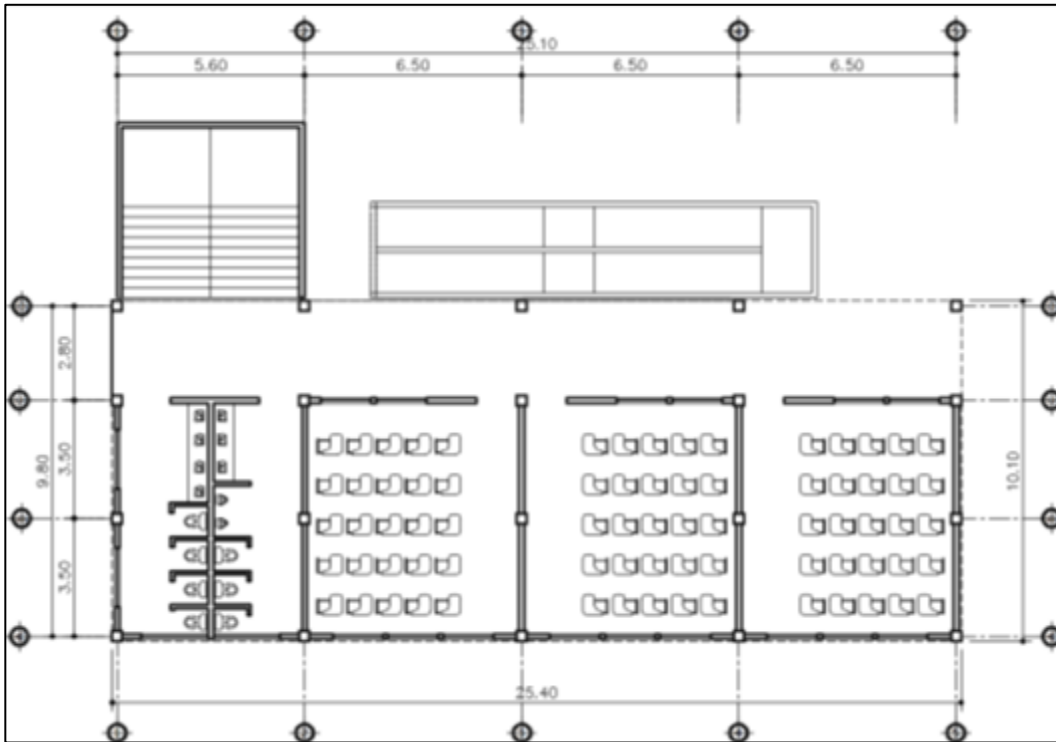
Fuente elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 15. Acotada 1 nivel módulo 1



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 16. Acotada segundo nivel módulo 1



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

- Integración de peso sísmico 2 nivel, módulo 1

$$losa = (25,40m * 10,10 m) * 0,12 * 2\,400 \frac{kg}{m^3} = 73\,883,90 kg$$

$$viga = (0,6m * 0,3m * 10,10m * 5) + (0,6m * 0,30m * 25,40m * 4) * \frac{2\,400kg}{m^3} = 65\,707,20 kg$$

$$Columna = (0,35m * 0,35m * 20_{columnas} * 1,66m) * 2\,400 \frac{kg}{m^3} = 9\,760,8 kg$$

$$\text{muros} = (83,70\text{m} * 1,66\text{m}) * 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 20\ 841,30\ \text{kg}$$

$$\text{sc} = (25,40 * 10,10) * 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 25\ 654\ \text{kg}$$

$$P_{2\text{nivel}} = 73\ 883,90\ \text{kg} + 65\ 707,20\ \text{kg} + 9\ 760,80\ \text{kg} + 20\ 841,30 + 25\ 654\ \text{kg} = 195\ 847,20\ \text{kg}$$

- Integración de peso sísmico 1 nivel, ver acotado de para dimensiones de muro, figura 14.

$$\text{losa} = (25,40\text{m} * 10,10\ \text{m}) * 0,12 * 2\ 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 73\ 883,90\ \text{kg}$$

$$\text{viga} = (0,6\text{m} * 0,3\text{m} * 10,10\text{m} * 5) + (0,6\text{m} * 0,30\text{m} * 25,40\text{m} * 4) * \frac{2\ 400\text{kg}}{\text{m}^3} = 65\ 707,20\ \text{kg}$$

$$\text{Columna} = (0,35\text{m} * 0,35\text{m} * 20_{\text{columnas}} * 6,30\text{m}) * 2\ 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 37\ 044\ \text{kg}$$

$$\text{muros} = (83,70\text{m} * 6,30\text{m}) * 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 79\ 096,50\ \text{kg}$$

$$\text{sc} = (25,40 * 10,10) * 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 25\ 654\ \text{kg}$$

$$\begin{aligned} P_{1\text{niveltotal}} &= 73\ 883,90 + 65\ 707,20 + 37\ 044 + 79\ 096,50 + 25\ 654 \\ &= 281\ 385,60\ \text{kg} \end{aligned}$$

- Peso total de la estructura
  - Segundo nivel = peso<sub>sísmico</sub>+0,25 carga viva



$$P_{t2nivel} = 195\,847,20\text{ kg} + 0,25 * ((25,40\text{ m} * 10,10\text{ m}) * 200_{cvtecho})$$

$$P_{total2nivel} = 208\,674,20\text{ kg}$$

- Primer nivel = peso<sub>sísmico</sub>+0,25 carga viva

$$P_{lnivel\ aulas} = 0,25 * (25,40\text{m} * 7\text{ m}) * 200_{cvaulas} = 8\,890\text{ kg}$$

$$P_{lnivel\ pasillo} = 0,25 * (25,40\text{m} * 3,10\text{ m}) * 500_{cvpasillo} = 9\,842,50\text{kg}$$

$$P_{total1nivel} = 281\,385,60 + 8\,890 + 9\,842,50 = 300\,118,10\text{kg}$$

$$P_{total} = 208\,674,20\text{ kg} + 300\,118,10\text{ kg} = 508\,792,30\text{ kg} = 508,79\text{ T}$$

Tabla XVII. **Peso sísmico 1 y 2 nivel módulo 1**

Primer nivel	Segundo nivel	Peso total (kg)	Peso total (T)
300 118,1	208 674,2	508792,3	508,7923

Fuente: elaboración propia.

- Corte basal al límite de cedencia: el total de las fuerzas sísmicas equivalentes que actúan sobre la edificación, en cada dirección de análisis, se representará por medio del cortante estático equivalente al límite de cedencia en la base de la estructura o simplemente cortante basal estático a cedencia ( $V_B$ ). AGIES NSE 3-18, sección 2.1.2, p. 2-2.

$$V_B = C_s * W_s$$

- Corte basal de la edificación

$$V_B = 0,14 * 508,79 = 71,23 \text{ Toneladas}$$

- Distribución vertical de las fuerzas sísmicas AGIES NSE 3-10, sección 2.2, p. 27.

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

Donde:

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

$F_x$  = es el cortante de cedencia en el nivel “x” de la edificación

$h_x$  = es la altura nivel “x” sobre la base;

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

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

$k = 2$ , para  $T_a > 2,5$  s

Tabla XVIII. **Distribución vertical de la fuerza sísmica módulo 1**

nivel	Wi (T)	H (m)	Wi*H	Cvx	Fx (T)	Fxy 5 marcos	Fxx 4 marcos
2	208,67	7,9	1648,493	0,53890	38,39	7,68	9,60
1	300,11	4,7	1410,517	0,46	32,84	6,57	8,21
Total	508,78		3059,01				

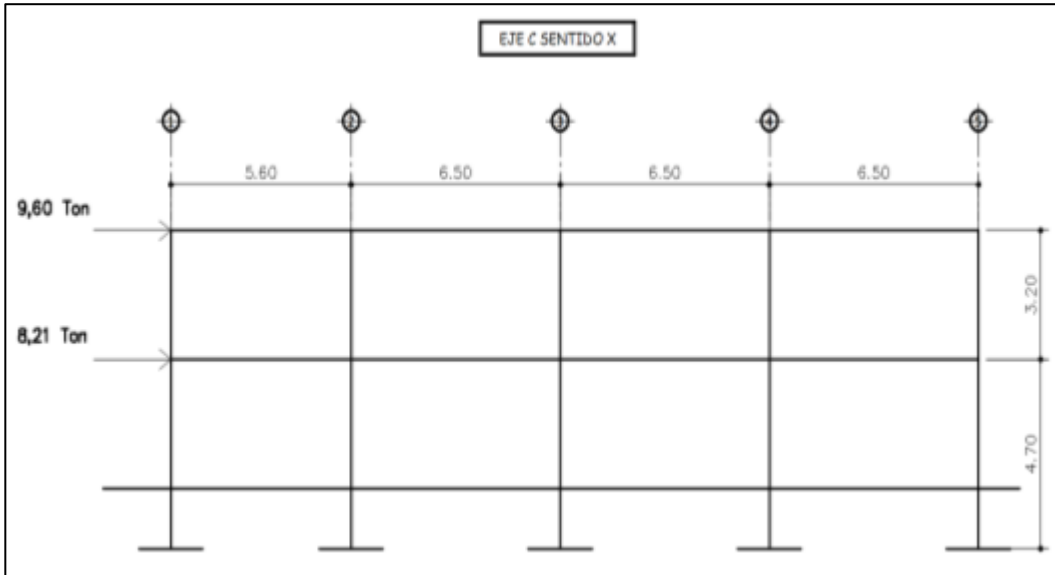
Fuente: elaboración propia.

$$C_{vx} = \frac{208,67 * 7,90}{3059,01} = 0,54$$

$$F_x = 0,54 * 71,23 = 38,46 T$$

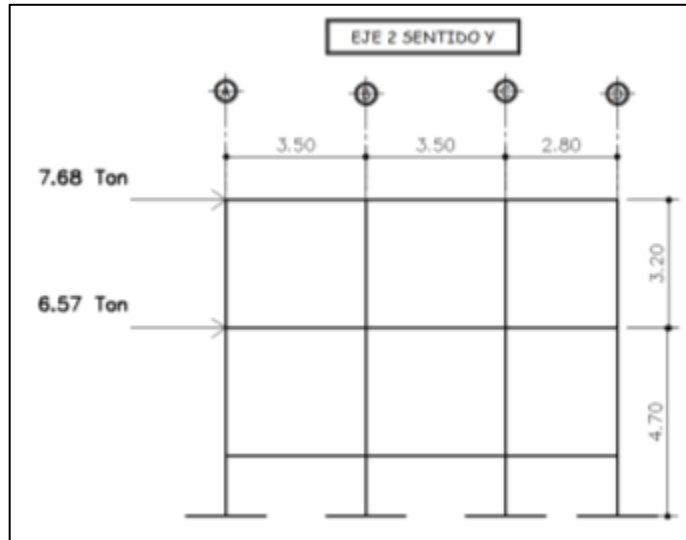
$$Eje y_{5marcos} = \frac{38,46}{5} = 7,69 T$$

Figura 17. **Distribución de fuerza sísmica sentido X módulo 1**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 18. **Distribución de fuerza sísmica sentido Y módulo 1**



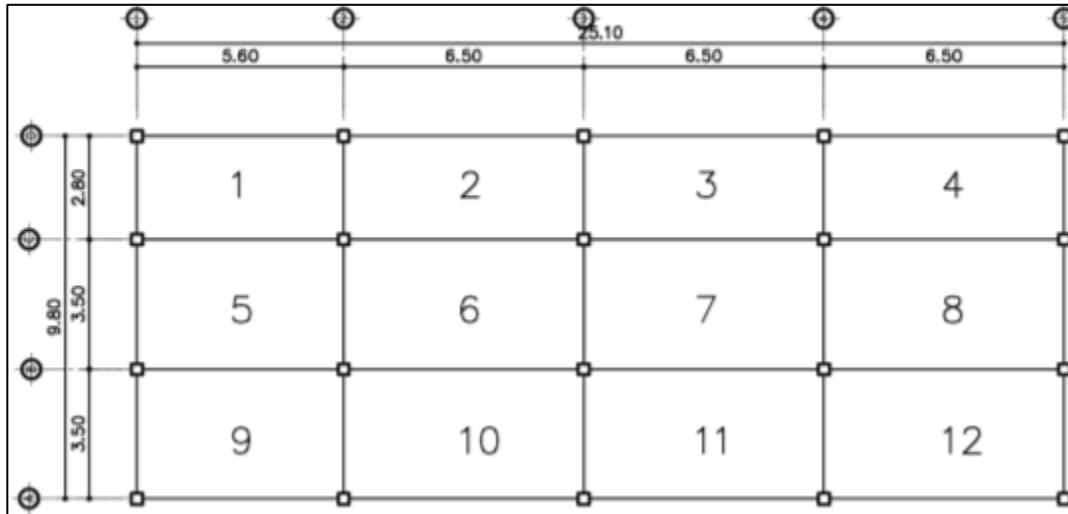
Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

- Centro geométrico

$$\underline{x} = \frac{\sum A * \underline{x}}{\sum A} = \frac{3\,087,05}{245,98} = 12,55 \text{ m}$$

$$\underline{y} = \frac{\sum A * \underline{y}}{\sum A} = \frac{1\,205,30}{245,98} = 4,90 \text{ m}$$

Figura 19. **Planta acotada losas para determinar áreas módulo 1**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Tabla XIX. **Centro geométrico X y Y módulo 1**

Losa	Dimensión X	Dimensión Y	área	Im x	Im y	A*Imx	A*Imy
1	5,6	2,8	15,68	2,8	8,4	43,90	131,71
2	6,5	2,8	18,2	8,85	8,4	161,07	152,88
3	6,5	2,8	18,2	15,35	8,4	279,37	152,88
4	6,5	2,8	18,2	21,85	8,4	397,67	152,88
5	5,6	3,5	19,6	2,8	5,25	54,88	102,90
6	6,5	3,5	22,75	8,85	5,25	201,34	119,44
7	6,5	3,5	22,75	15,35	5,25	349,21	119,44
8	6,5	3,5	22,75	21,85	5,25	497,09	119,44
9	5,6	3,5	19,6	2,8	1,75	54,88	34,30
10	6,5	3,5	22,75	8,85	1,75	201,34	39,81
11	6,5	3,5	22,75	15,35	1,75	349,21	39,81
12	6,5	3,5	22,75	21,85	1,75	497,09	39,81
			245,98			3087,05	1205,30

Fuente: elaboración propia.

- Centro de masa

$$C_{mx} = \frac{\sum_{i=1}^n w_i * \underline{x}}{\sum_{i=1}^n w_i}$$

$$C_{my} = \frac{\sum_{i=1}^n w_i * \underline{y}}{\sum_{i=1}^n w_i}$$

Tabla XX. Centro de masa cmx segundo nivel módulo 1

Losa	Área	CM	CV	Wi	Im x	Wi*Imx
1	15,68	6083,84	3136	9219,84	2,8	25815,552
2	18,2	7061,6	3640	10701,6	8,85	94709,16
3	18,2	7061,6	3640	10701,6	15,35	164269,56
4	18,2	7061,6	3640	10701,6	21,85	233829,96
5	19,6	7604,8	3920	11524,8	2,8	32269,44
6	22,75	8827	4550	13377	8,85	118386,45
7	22,75	8827	4550	13377	15,35	205336,95
8	22,75	8827	4550	13377	21,85	292287,45
9	19,6	7604,8	3920	11524,8	2,8	32269,44
10	22,75	8827	4550	13377	8,85	118386,45
11	22,75	8827	4550	13377	15,35	205336,95
12	22,75	8827	4550	13377	21,85	292287,45
				144636,24		1815184,812

Fuente: elaboración propia.

$$CM_{losa1} = \left( 15,68 \text{ m}^2 * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,12 \text{ m} \right) + 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 15,68 \text{ m}^2 = 6083,84 \text{ kg}$$

$$CV_{losa1} = 15,68 \text{ m}^2 * 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 3136 \text{ kg}$$

$$C_{mx} = \frac{1815184,81}{144636,24} = 12,55 \text{ m}$$

Tabla XXI. Centro de masa cmx, primer nivel módulo 1

cmx primer nivel						
Losa	Área	CM	CV	Wi	Im x	Wi*Imx
1	15,68	6083,84	7840	13923,84	2,8	38986,752
2	18,2	7061,6	9100	16161,6	8,85	143030,16
3	18,2	7061,6	9100	16161,6	15,35	248080,56
4	18,2	7061,6	9100	16161,6	21,85	353130,96
5	19,6	7604,8	3920	11524,8	2,8	32269,44
6	22,75	8827	4550	13377	8,85	118386,45
7	22,75	8827	4550	13377	15,35	205336,95
8	22,75	8827	4550	13377	21,85	292287,45
9	19,6	7604,8	3920	11524,8	2,8	32269,44
10	22,75	8827	4550	13377	8,85	118386,45
11	22,75	8827	4550	13377	15,35	205336,95
12	22,75	8827	4550	13377	21,85	292287,45
muros				40176	12,55	504208,8
total				205896,24		2583997,81

Fuente: elaboración propia.

$$C_{mx} = \frac{2\ 583\ 997,81}{205\ 896,24} = 12,55\ m$$

Tabla XXII. Centro de masa cmy, segundo nivel módulo 1

cmy segundo nivel						
Losa	Área	CM	CV	Wi	Im y	Wi*Imx
1	15,68	6083,84	3136	9219,84	8,4	77446,656
2	18,2	7061,6	3640	10701,6	8,4	89893,44
3	18,2	7061,6	3640	10701,6	8,4	89893,44
4	18,2	7061,6	3640	10701,6	8,4	89893,44
5	19,6	7604,8	3920	11524,8	5,25	60505,2
6	22,75	8827	4550	13377	5,25	70229,25
7	22,75	8827	4550	13377	5,25	70229,25
8	22,75	8827	4550	13377	5,25	70229,25
9	19,6	7604,8	3920	11524,8	1,75	20168,4
10	22,75	8827	4550	13377	1,75	23409,75
11	22,75	8827	4550	13377	1,75	23409,75
12	22,75	8827	4550	13377	1,75	23409,75
				144636,24		708717,576

Fuente: elaboración propia.

$$C_{my} = \frac{708\,717,58}{144\,636,24} = 4,90\,m$$

Tabla XXIII. Centro de masa  $c_{my}$ , primer nivel módulo 1

cmy primer nivel							
Losa	Área	CM	CV	Wi	Im y	Wi*Imx	
1	15,68	6083,84	7840	13923,84	8,4	116960,256	
2	18,2	7061,6	9100	16161,6	8,4	135757,44	
3	18,2	7061,6	9100	16161,6	8,4	135757,44	
4	18,2	7061,6	9100	16161,6	8,4	135757,44	
5	19,6	7604,8	3920	11524,8	5,25	60505,2	
6	22,75	8 827	4550	13377	5,25	70229,25	
7	22,75	8 827	4550	13377	5,25	70229,25	
8	22,75	8 827	4550	13377	5,25	70229,25	
9	19,6	7604,8	3920	11524,8	1,75	20168,4	
10	22,75	8827	4550	13377	1,75	23409,75	
11	22,75	8827	4550	13377	1,75	23409,75	
12	22,75	8827	4550	13377	1,75	23409,75	
muros				40176	4,9	196862,4	
total				205896,24		1082685,58	

Fuente: elaboración propia.

$$C_{my} = \frac{1\,082\,685,58}{205\,896,24} = 5,26\,m$$

- Centro de rigidez

$$CR_x = \frac{\sum_{i=1}^n k_{iy} * x_i}{\sum_{i=1}^n k_{iy}}$$

$$CR_y = \frac{\sum_{i=1}^n k_{ix} * y_i}{\sum_{i=1}^n k_{ix}}$$

Para encontrar las rigideces en las columnas en todos los módulos, se tiene las siguientes condiciones:



- Para el último nivel de la estructura se utiliza:

$$k_c = \frac{1}{\frac{Fh^3}{3E_cI} + \frac{1,2Fh}{AG}}$$

- Para pisos intermedios se utiliza:

$$k_c = \frac{1}{\frac{Fh^3}{12E_cI} + \frac{1,2Fh}{AG}}$$

Kc segundo nivel de la edificación. Para la fuerza actuante en cada nivel ver figura 17 y figura 18.

- kc segundo nivel módulo 1

$$k_c = \frac{1}{\frac{38\,390 * 320^3}{3 * 15\,100 * \sqrt{280} * \frac{1}{12} * 35 * 35^3} + \frac{1,2 * 38\,390 * 320}{35 * 35 * 0,4 * 15\,100 * \sqrt{280}}} = 0,07 \text{ cm}^{-1}$$

- kc primer nivel módulo 1

$$k_c = \frac{1}{\frac{32\,840 * 470^3}{12 * 15\,100 * \sqrt{280} * \frac{1}{12} * 35 * 35^3} + \frac{1,2 * 32\,840 * 470}{35 * 35 * 0,4 * 15\,100 * \sqrt{280}}} = 0,11 \text{ cm}^{-1}$$

Tabla XXIV. Centro de rigidez X, primer nivel módulo 1

CRx PRIMER NIVEL					
MARCO	#Columnas	kc (cm-1)	km = #Col*kc	Lx	km*Lx
1	4	0,11	0,44	0	0
2	4	0,11	0,44	5,6	2,464
3	4	0,11	0,44	12,1	5,324
4	4	0,11	0,44	18,6	8,184
5	4	0,11	0,44	25,1	11,044
			2,2		27,016

Fuente: elaboración propia.

$$CR_x = \frac{\sum_{i=1}^n k_{iy} * x_i}{\sum_{i=1}^n k_{iy}} = \frac{27,016}{2,2} = 12,28$$

Tabla XXV. Centro de rigidez X, segundo nivel módulo 1

MARCO	#Columnas	kc (cm-1)	km = #Col*kc	Lx	km*Lx
1	4	0,07	0,28	0	0
2	4	0,07	0,28	5,6	1,568
3	4	0,07	0,28	12,1	3,388
4	4	0,07	0,28	18,6	5,208
5	4	0,07	0,28	25,1	7,028
			1,4		17,192

Fuente: elaboración propia.

$$CR_x = \frac{\sum_{i=1}^n k_{iy} * x_i}{\sum_{i=1}^n k_{iy}} = \frac{17,19}{1,4} = 12,28$$

Tabla XXVI. Centro de rigidez Y, primer nivel módulo 1

CRy PRIMER NIVEL					
MARCO	#Columnas	kc (cm-1)	km = #Col*kc	Lx	km*Lx
A	5	0,11	0,55	0	0
B	5	0,11	0,55	3,5	1,925
C	5	0,11	0,55	7	3,85
D	5	0,11	0,55	9,8	5,39
			2,2		11,165

Fuente: elaboración propia.

$$CR_y = \frac{\sum_{i=1}^n k_{iy} * x_i}{\sum_{i=1}^n k_{iy}} = \frac{11,16}{2,2} = 5,08$$

Tabla XXVII. Centro de rigidez Y, segundo nivel módulo 1

CRy SEGUNDO NIVEL					
MARCO	#Columnas	kc (cm-1)	km = #Col*kc	Lx	km*Lx
A	5	0,07	0,35	0	0
B	5	0,07	0,35	3,5	1,225
C	5	0,07	0,35	7	2,45
D	5	0,07	0,35	9,8	3,43
			1,4		7,105

Fuente: elaboración propia.

$$CR_y = \frac{\sum_{i=1}^n k_{iy} * x_i}{\sum_{i=1}^n k_{iy}} = \frac{7,105}{1,4} = 5,08$$

- Excentricidades directas:

$$e_x = |Cm_x - CR_x|$$

$$e_y = |Cm_y - CR_y|$$

- Primer nivel módulo 1

$$e_x = |12,55 - 12,28| = 0,27 \text{ m}$$

$$e_y = |5,26 - 5,08| = 0,18 \text{ m}$$

- Segundo nivel módulo 1

$$e_x = |12,55 - 12,28| = 0,27 \text{ m}$$

$$e_y = |4,90 - 5,08| = 0,18 \text{ m}$$

- Excentricidades accidentales

$$e_{1xy} = |Cm_x - R_x| + 0,05b$$

$$e_{2xy} = |Cm_y - CR_y| + 0,05b$$

Lado x = 25,10 m

Lado y = 9,80 m

- Primer nivel módulo 1

$$e_{1x} = 0,27 + 0,05 * (25,10) = 1,53$$

$$e_{2x} = 0,27 - 0,05 * (25,10) = -0,99$$

$$e_{1y} = 0,18 + 0,05 * (9,80) = 0,67$$

$$e_{2y} = 0,18 - 0,05 * (9,80) = -0,31$$

- Segundo nivel: serán las mismas, debido a que las excentricidades directas son iguales para el primer y segundo nivel.
- Corte por sismo, torsión total:

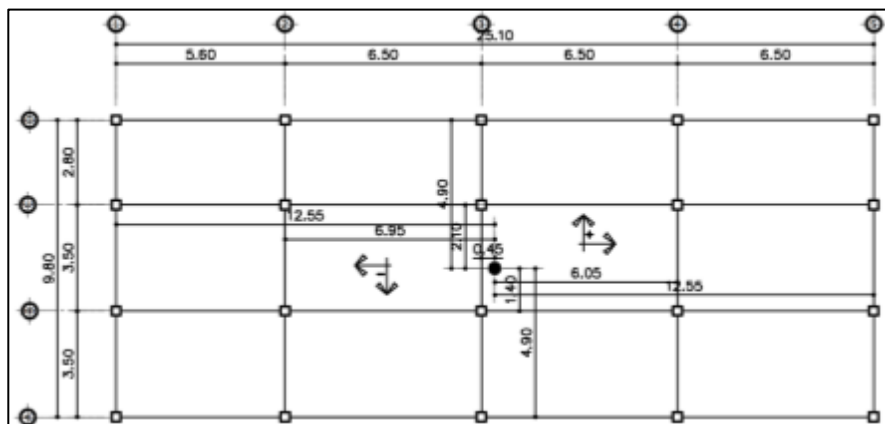
$$\text{corte por sismo } V_s = \frac{km * F}{\sum_{i=1}^n km_i}$$

$$\text{corte por torsión } V_t = \frac{e_{xy} * F * (km * di)}{\sum_{i=1}^n km_i * di^2}$$

$$\text{corte total } V_{total} = V_s + V_t$$

- di = distancia tomada del centro geométrico hacia los ejes, positiva derecha y arriba, negativo izquierda abajo, como se muestra en la figura 20.

Figura 20. **Distancia di hacia los ejes módulo 1**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Tabla XXVIII. Cortante por torsión y sismo 1 nivel X módulo 1

1 NIVEL FUERZA APLICADA "X" A CADA MARCO											
Marco	E		Fx	km/10	di	km*Fx	km*di	km*di <sup>2</sup>	Vs	Vt	Vt=Vs+Vt
1	e1x	1,53	32844,33	0,04	-12,55	1445,1504	-0,55	6,93	6568,87	-1571,06	4997,81
	e2x	-0,99								1014,75	7583,61
2	e1x	1,53	32844,33	0,04	-6,95	1445,1504	-0,31	2,13	6568,87	-870,03	5698,84
	e2x	-0,99								561,95	7130,82
3	e1x	1,53	32844,33	0,04	-0,45	1445,1504	-0,02	0,01	6568,87	-56,33	6512,53
	e2x	-0,99								36,39	6605,25
4	e1x	1,53	32844,33	0,04	6,05	1445,1504	0,27	1,61	6568,87	757,36	7326,23
	e2x	-0,99								-489,18	6079,68
5	e1x	1,53	32844,33	0,04	12,55	1445,1504	0,55	6,93	6568,87	1571,06	8139,92
	e2x	-0,99								-1014,75	5554,12
				0,22				17,60			

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIX. Cortante por torsión y sismo 2 nivel X módulo 1

2 NIVEL "x" FUERZA APLICADA A CADA MARCO											
MARCO	E		Fx	km/10	di	km*Fx	km*di	km*di <sup>2</sup>	Vs	Vt	Vt=Vs+Vt
1	e1x	1,53	38385,67	0,028	-12,55	1074,79883	-0,35	4,41	7677,13	-1836,12	5841,02
	e2x	-0,99								1185,95	8863,09
2	e1x	1,53	38385,67	0,028	-6,95	1074,79883	-0,19	1,35	7677,13	-1016,81	6660,32
	e2x	-0,99								656,76	8333,90
3	e1x	1,53	38385,67	0,028	-0,45	1074,79883	-0,01	0,01	7677,13	-65,84	7611,30
	e2x	-0,99								42,52	7719,66
4	e1x	1,53	38385,67	0,028	6,05	1074,79883	0,17	1,02	7677,13	885,14	8562,28
	e2x	-0,99								-571,71	7105,42
5	e1x	1,53	38385,67	0,028	12,55	1074,79883	0,35	4,41	7677,13	1836,12	9513,25
	e2x	-0,99								-1185,95	6491,18
				0,14				11,20			

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXX. Cortante sismo y torsión 1 nivel Y módulo 1

1 NIVEL "Y" FUERZA APLICADA A CADA MARCO											
MARCO	E		Fx	km/10	di	km*Fx	km*di	km*di <sup>2</sup>	Vs	Vt	Vt=Vs+Vt
A	e1y	0,67	32844,33	0,055	-4,9	1806,43801	-0,27	1,32	8211,08	-1967,70	6243,38
	e2y	-0,32								932,07	9143,15
B	e1y	0,67	32844,33	0,055	-1,4	1806,43801	-0,08	0,11	8211,08	-562,20	7648,88
	e2y	-0,32								266,31	8477,39
C	e1y	0,67	32844,33	0,055	2,1	1806,43801	0,12	0,24	8211,08	843,30	9054,38
	e2y	-0,32								-399,46	7811,62
D	e1y	0,67	32844,33	0,055	4,9	1806,43801	0,27	1,32	8211,08	1967,70	10178,78
	e2y	-0,32								-932,07	7279,01
			total	0,22			total	2,99			

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXI. Cortante sismo y torsión 2 nivel Y módulo 1

MARCO	e		Fx	km/10	di	km*Fx	km*di	km*di <sup>2</sup>	Vs	Vt	Vt=Vs+Vt
A	e1y	0,67	38385,67	0,035	-4,9	1343,49854	-0,17	0,84	9596,42	-2299,68	7296,74
	e2y	-0,32								1089,32	10685,74
B	e1y	0,67	38385,67	0,035	-1,4	1343,49854	-0,05	0,07	9596,42	-418,12	9178,29
	e2y	-0,32								198,06	9794,48
C	e1y	0,67	38385,67	0,035	2,1	1343,49854	0,07	0,15	9596,42	627,19	10223,60
	e2y	-0,32								-297,09	9299,33
D	e1y	0,67	38385,67	0,035	4,9	1343,49854	0,17	0,84	9596,42	1463,43	11059,85
	e2y	-0,32								-693,21	8903,21
				0,14				1,90			

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXII. Resumen de cortantes finales por marco

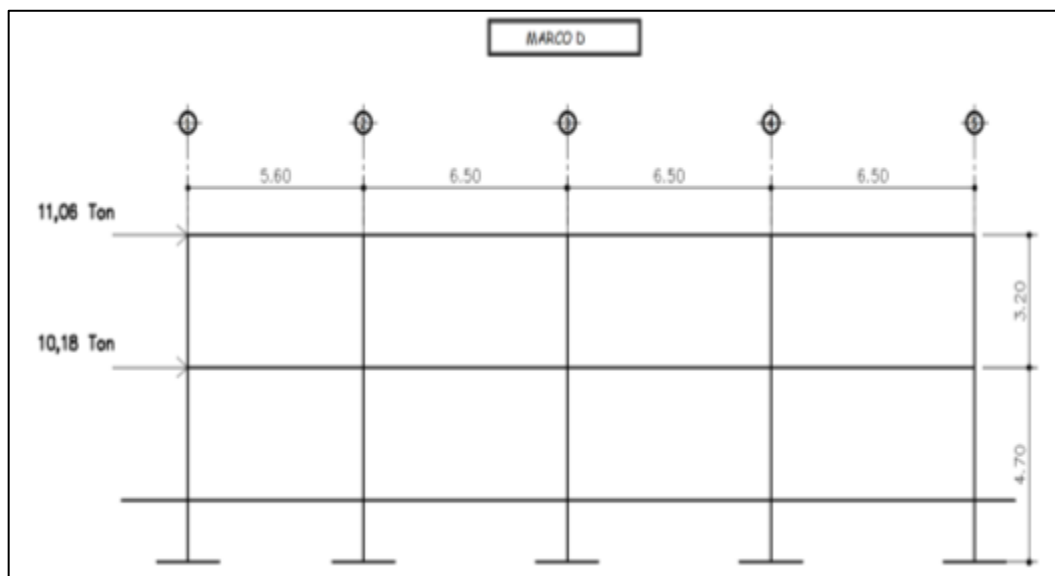
Cargas sísmicas por nivel y marco			
Marco	Nivel	F (kg)	F(T)
A	2	10685,74	10,69
	1	9143,15	9,14
B	2	9794,48	9,79
	1	8477,39	8,48
C	2	10223,60	10,22
	1	9054,38	9,05
D	2	11059,85	11,06
	1	10178,78	10,18
1	2	8863,09	8,86
	1	7583,61	7,58
2	2	8333,90	8,33
	1	7130,82	7,13
3	2	7719,66	7,72
	1	6605,25	6,61
4	2	8562,28	8,56
	1	7326,23	7,33
5	2	9513,25	9,51
	1	8139,92	8,14

Fuente: elaboración propia.

#### 2.1.5.4. Modelos matemáticos para marcos dúctiles

A continuación, se presentan los modelos matemáticos para marcos dúctiles.

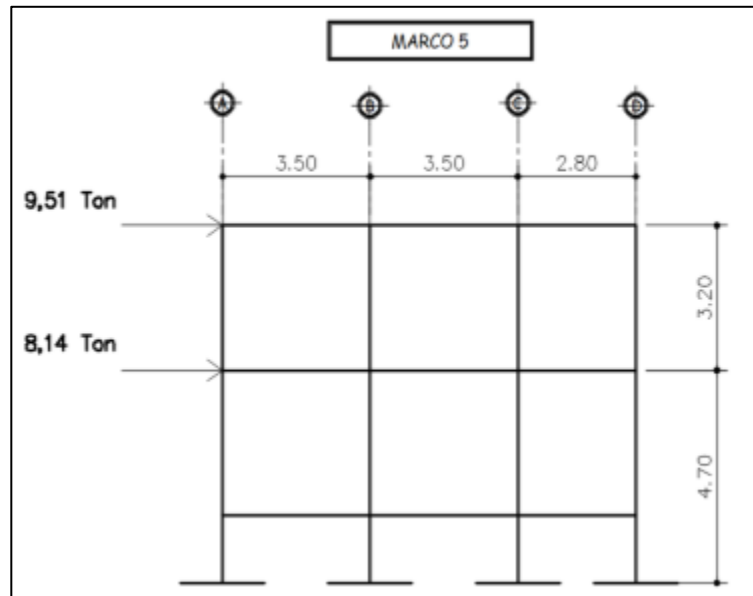
Figura 21. Cortante sísmico y torsión marco D módulo 1



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3d 2015.



Figura 22. **Cortante sísmico y torsión marco 5 módulo 1**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3d 2015.

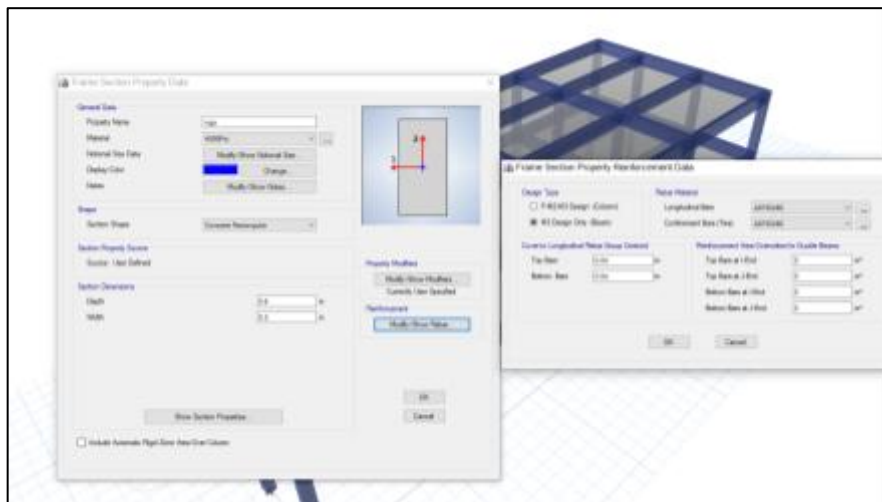
#### **2.1.5.5. Análisis de marcos dúctiles por medio de software ETABS y comprobación por medio del método de análisis numérico**

Para el análisis estructural se utilizó el método de Kani, el cual se define como la distribución de momentos desarrollados a través de aproximaciones sucesivas, por lo que en cada iteración se va eliminando el error posible y se logra obtener las respuestas con la exactitud requerida.

Para fines de comprobación se utilizó el software ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building System), el cual es un programa de análisis y diseño estructural para edificaciones basado en el método de elementos finitos.

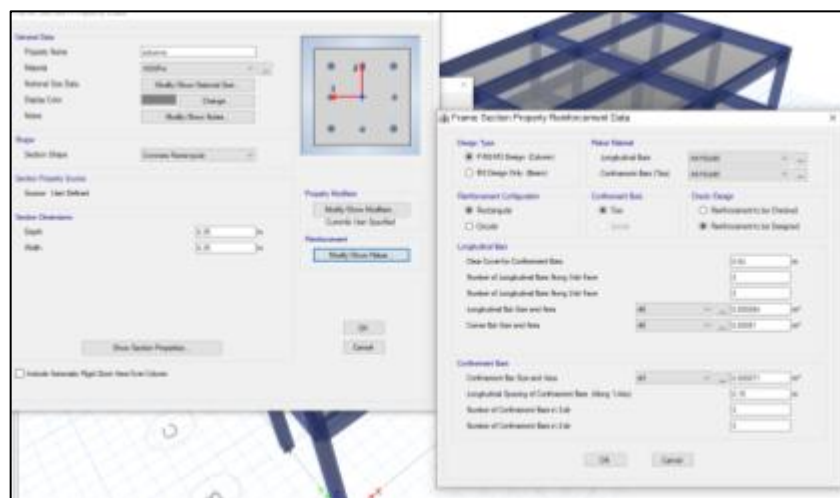
A continuación, se muestra el modelo de análisis en el software ETABS.

Figura 23. **Propiedades de sección vigas**



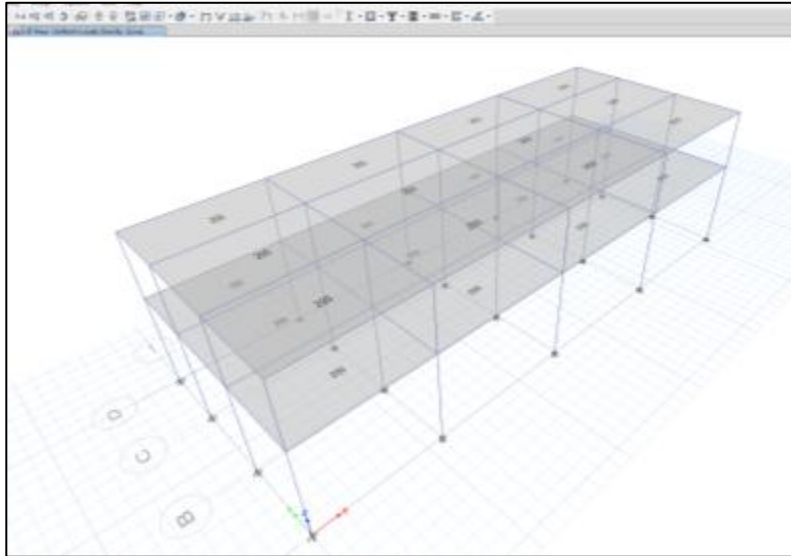
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

Figura 24. **Propiedades de sección columnas**



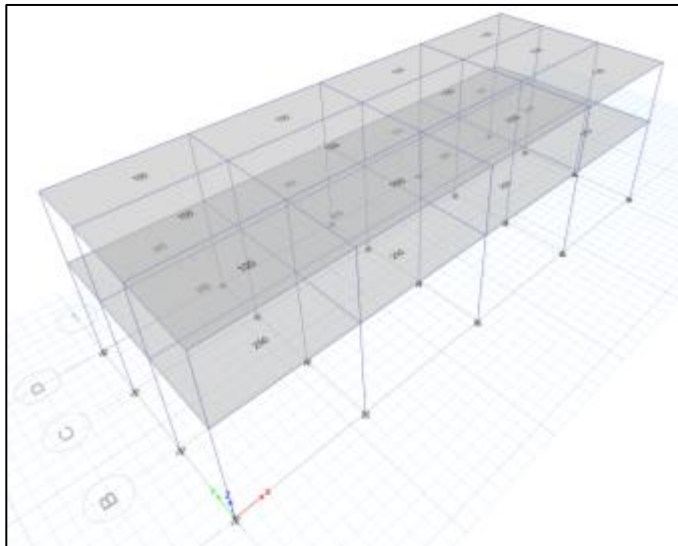
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

Figura 25. **Cargas vivas aplicadas en ETABS**



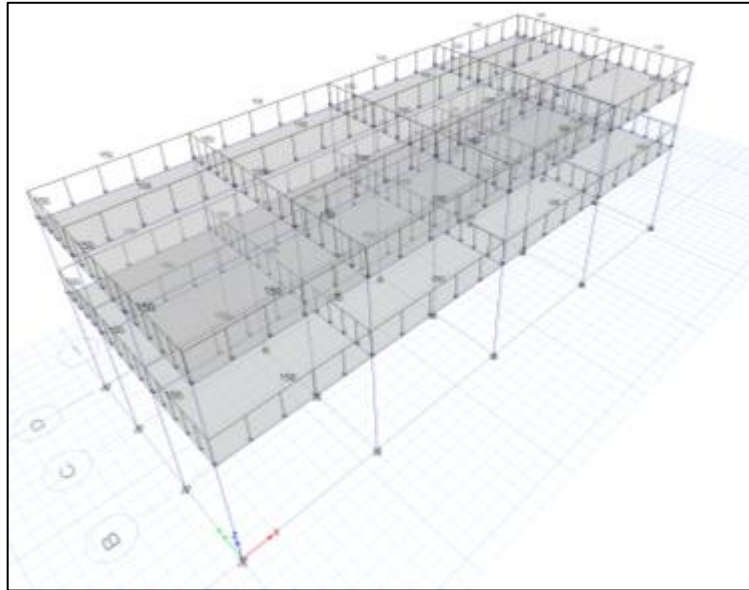
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

Figura 26. **Cargas muertas aplicadas ETABS**



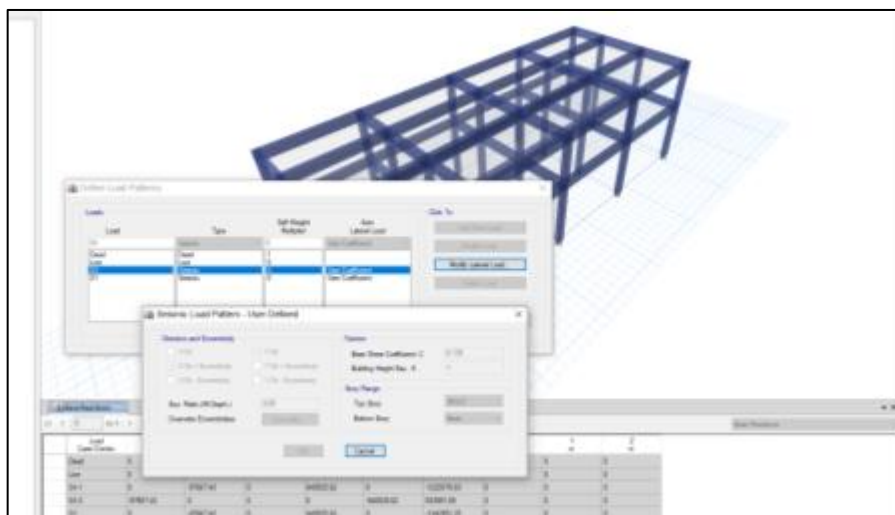
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

Figura 27. **Carga muros**



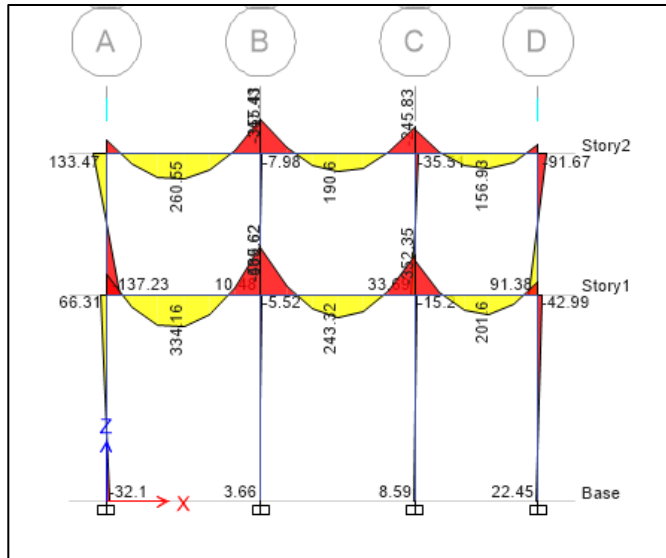
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

Figura 28. **Carga sísmica**



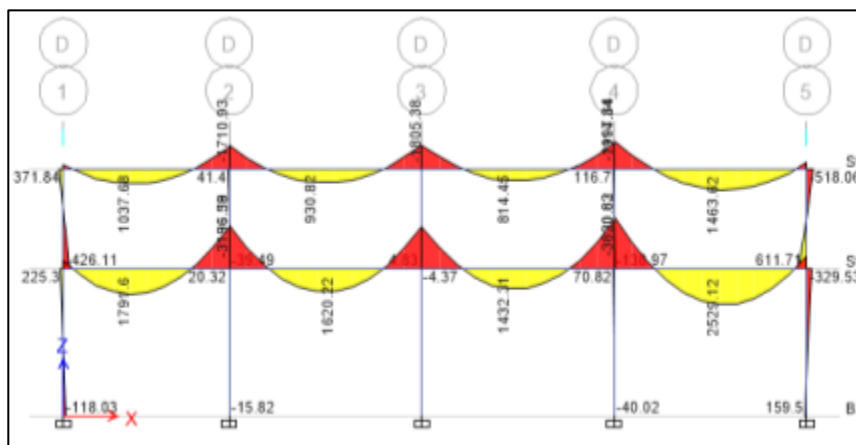
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

Figura 29. **Diagrama de momento viga y columna MARCO 5 ETAB-S  
carga viva**



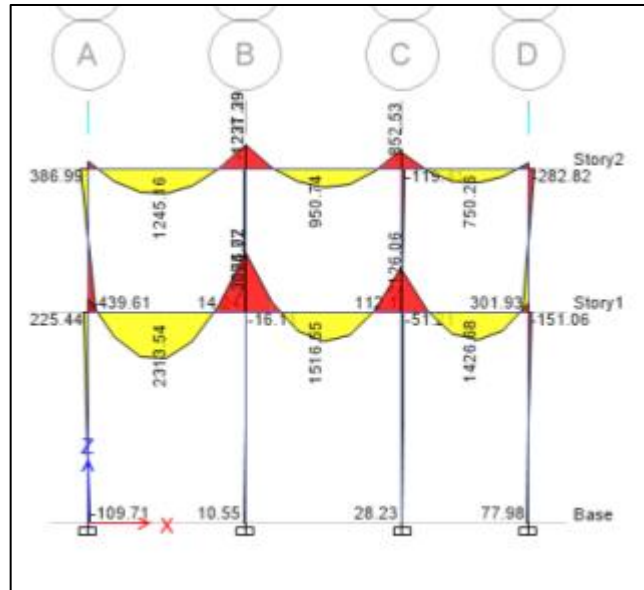
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

Figura 30. **Diagrama de momento en viga y columna marco D carga  
viva ETABS**



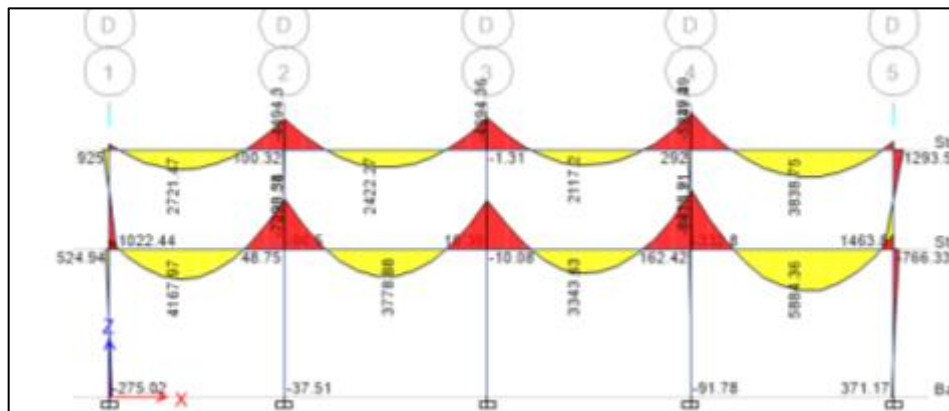
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

Figura 31. Diagrama de momento en viga y columna marco 5 carga muerta ETABS



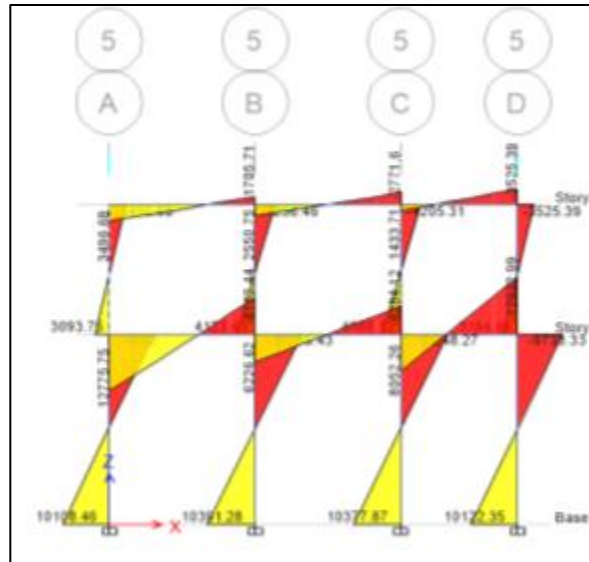
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

Figura 32. Diagrama de momento en viga marco D debido a la carga muerta módulo 1 ETABS



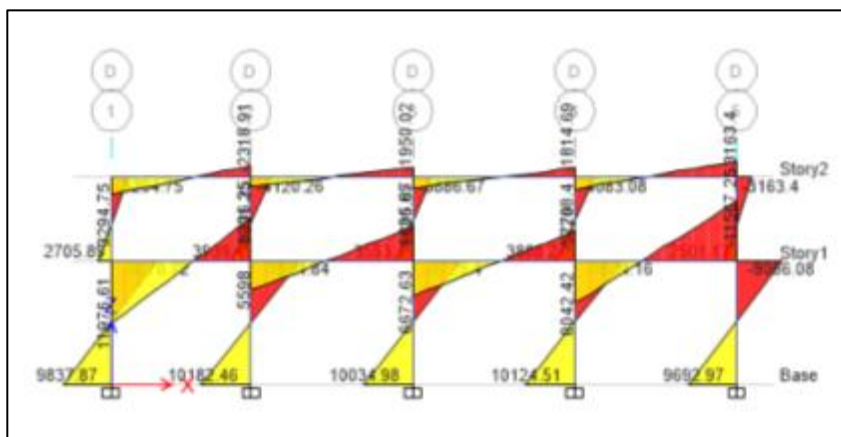
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

Figura 33. **Diagrama de momento en viga y columna marco 5, debido a la carga sísmica ETABS**



Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

Figura 34. **Diagrama de momento en columna marco D, debido a la carga sísmica ETABS**



Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

A continuación se muestran los pasos para realizar el método de Kani y así obtener los diagramas de momentos para cargas muertas, vivas y sísmicas en viga y columna.

- Momentos fijos de empotramiento perfecto ( $M_{ik}$ ): son momentos de reacción sobre una viga cuyos extremos están fijos al ser coaccionados para no moverse y se calcula de la siguiente manera:

$$M_{ik} = \frac{WL_v^2}{12}$$

- Momento de sujeción ( $M_i$ ): es la suma algebraica de todos los momentos de empotramiento que convergen en el nudo:

$$M_i = \sum_{i=1}^n M_{ik}$$

- Momento de piso o de nivel ( $M_r$ ):

$$M_r = \frac{Q_r * h_r}{3}$$

- Coeficiente de rigidez relativa ( $k_{ik}$ ): es la medida de la capacidad de un elemento de oponerse al giro en uno de sus extremos cuando se le aplica un momento.

$$k_{ik} = \frac{I}{L}$$



- Factor de giro o coeficiente del reparto ( $u_{ik}$ ): se da en todos los elementos

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

Nota: en las zapatas, por definición, ( $u_{ik}$ ) = 0

- Factor de corrimiento ( $V_{ik}$ ): se encuentra únicamente en las columnas.

$$V_{ik} = -\frac{3}{2} * \left( \frac{k_{ik}}{\sum k_{ik}} \right)$$

- Fuerza de sujeción (H): se calcula cuando se tienen cargas uniformemente distribuidas o puntuales horizontales al marco dúctil unido con nudos rígidos.

H= FM<sub>NIVEL</sub>, (fuerzas por marco de nivel, del análisis sísmico).

- Momentos finales (MF<sub>ik</sub>):

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ik} \text{ sin sin ladeo}$$

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik} \text{ con ladeo}$$

Donde:

$M'_{ik}$  = momento en el extremo i debido al giro del mismo

$M'_{ki}$  = momento en el extremo k debido al giro del mismo

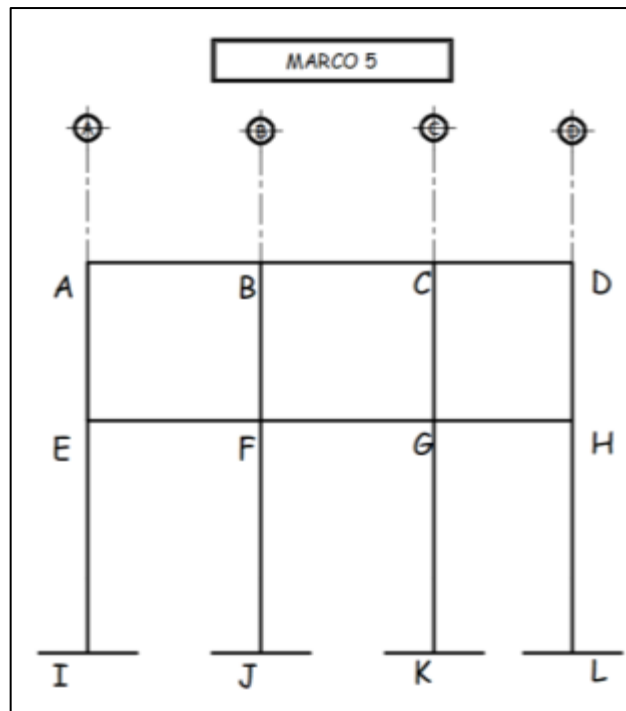
$M''_{ki}$  = momento debido al desplazamiento de la columna en el extremo i de la barra ik.

- Cálculo de momentos positivos en vigas

$$M_{ik} = \frac{WL_v^2}{8} - \frac{M_i + M_k}{2}$$

Proceso del análisis estructural para el MARCO 5, del eje Y, bajo la carga vertical viva.

Figura 35. **Marco 5 análisis estructural Kani**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

- Momentos fijos de empotramiento perfecto ( $M_{ik}$ ) debido a la carga viva módulo 1: + a favor de las agujas del reloj, - en contra de las agujas del reloj.

$$M_{ab} = -\frac{329,79 \frac{kg}{m} * (3,5m)^2}{12} = -336,66 kg * m$$

$$M_{ba} = \frac{329,79 \frac{kg}{m} * (3,5m)^2}{12} = 336,66 kg * m$$

$$M_{bc} = -\frac{329,79 \frac{kg}{m} * (3,50m)^2}{12} = -336,66 kg * m$$

$$M_{cb} = \frac{329,79 \frac{kg}{m} * (3,50m)^2}{12} = 336,66 kg * m$$

$$M_{cd} = -\frac{329,79 \frac{kg}{m} * (2,80m)^2}{12} = -215,46 kg * m$$

$$M_{dc} = \frac{329,79 \frac{kg}{m} * (2,80m)^2}{12} = 215,46 kg * m$$

$$M_{ef} = -\frac{449,79 \frac{kg}{m} * (3,5m)^2}{12} = -459,16 kg * m$$

$$M_{fe} = \frac{449,79 \frac{kg}{m} * (3,5m)^2}{12} = 459,16 kg * m$$

$$M_{fg} = -\frac{449,79 \frac{kg}{m} * (3,50m)^2}{12} = -459,16 kg * m$$

$$M_{gf} = \frac{449,79 \frac{kg}{m} * (3,50m)^2}{12} = 459,16 kg * m$$

$$M_{gh} = -\frac{449,79 \frac{kg}{m} * (2,80m)^2}{12} = -293,86 kg * m$$

$$M_{hg} = \frac{449,79 \frac{kg}{m} * (2,80m)^2}{12} = 293,86 kg * m$$

- Momentos de sujeción (Mi):

$$nudo A = M_{ab} = -336,66 kg * m$$

$$nudo B = M_{ba} + M_{bc} = 336,66 + (-336,66) = 0 kg * m$$

$$nudo C = M_{cb} + M_{cd} = 336,66 + (-215,46) = 121,2 kg * m$$

$$nudo D = M_{dc} = 215,46 kg * m$$

$$nudo E = M_{ef} = -459,16 kg * m$$

$$nudo F = M_{fe} + M_{fg} = 459,16 + (-459,16) = 0 kg * m$$

$$nudo G = M_{gf} + M_{gh} = 459,16 + (-293,86) = -165,3 kg * m$$

$$\text{nudo } H = M_{hg} = 293,86 \text{ kg} * m$$

- Coeficiente de rigidez relativa ( $k_{ik}$ )

$$I_{columna} = \frac{0,35 \text{ m} * (0,35\text{m})^3}{12} = 0,00125$$

$$I_{viga} = \frac{0,3 \text{ m} * (0,6\text{m})^3}{12} = 0,0054$$

$$k_{ab} = k_{ba} = k_{bc} = k_{cb} = k_{ef} = k_{fe} = k_{fg} = k_{gf} = \frac{0,0054}{3,50} = 0,00154$$

$$k_{cd} = k_{dc} = k_{gh} = k_{hg} = \frac{0,0054}{2,80} = 0,00193$$

$$k_{ae} = k_{ea} = k_{bf} = k_{fb} = k_{cg} = k_{gc} = k_{dh} = k_{hd} = \frac{0,00125}{3,20} = 0,0003907$$

$$k_{ei} = k_{ie} = k_{fj} = k_{jf} = k_{gk} = k_{kg} = k_{hl} = k_{lh} = \frac{0,000675}{4,70} = 0,0002660$$

- Factor de giro o coeficiente de reparto

Nudo A:

$$\mu_{ab} = -\frac{1}{2} * \frac{0,00154}{0,00154 + 0,0003907} = -0,3988$$

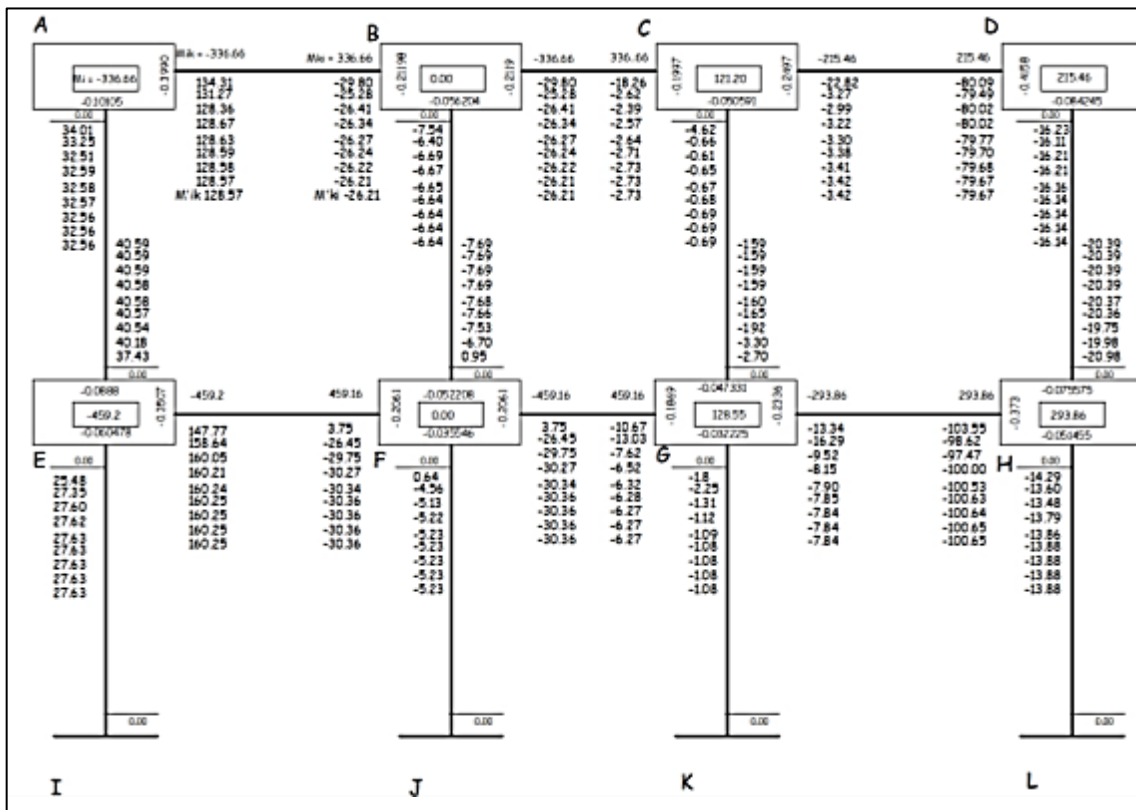
$$\mu_{ae} = -\frac{1}{2} * \frac{0,0003907}{0,0003907 + 0,00154} = -0,1011$$

Nudo I, J, K, L:

$$\mu = 0 \text{ por estar empotrado}$$

Siguiendo el procedimiento se obtiene el factor de giro en los nudos restantes.

Figura 36. Diagrama de iteración método de kani, marco 5 carga viva módulo 1



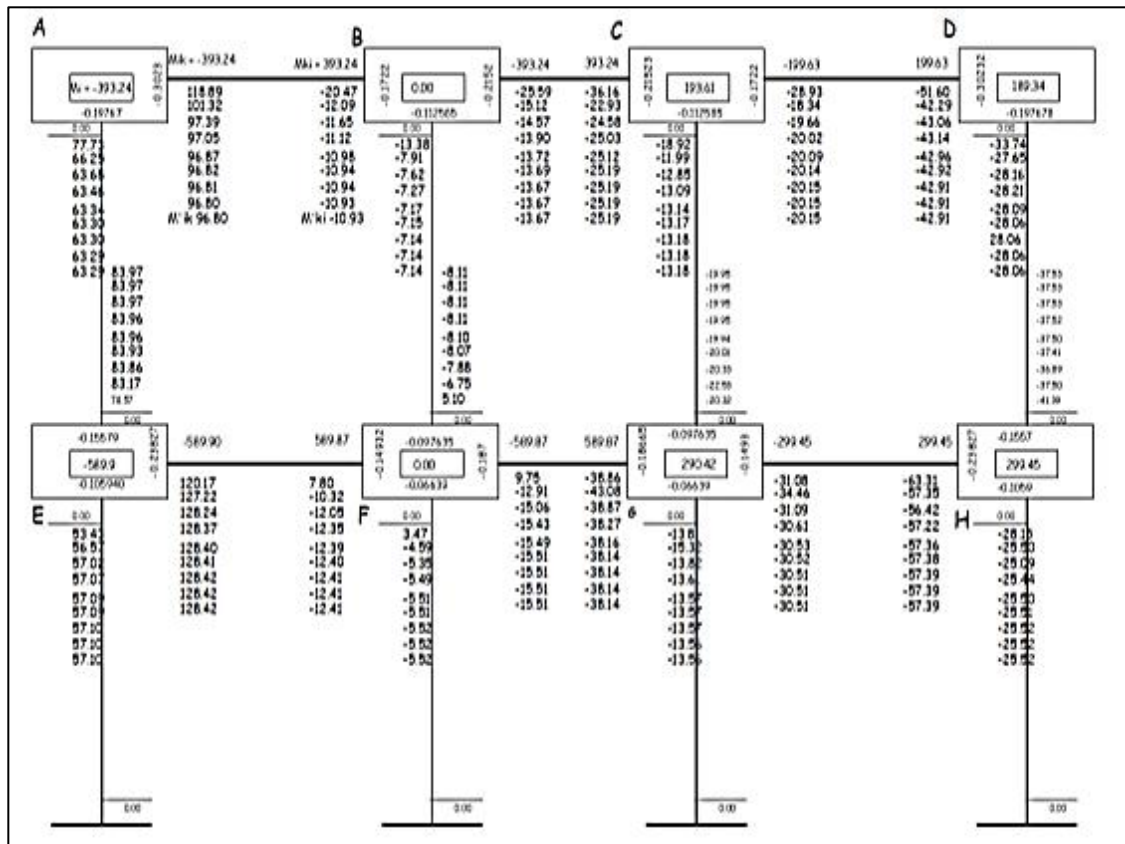
Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

- Momentos finales módulo 1

$$M_{ab} = -336,66 + 2 * 128,57 + (-26,21) = -105,73 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{ba} = 336,66 + 2 * (-26,21) + 128,57 = 412,81 \text{ kg} * \text{m}$$

Figura 37. Diagrama de iteración método de kani, marco 5 carga viva módulo 2



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

- Momentos finales módulo 2

$$M_{ab} = -393,24 + 2 * 96,80 + (-10,93) = -210,57 \text{ kg} * m$$

$$M_{ba} = 393,24 + 2 * (-10,93) + 96,80 = 468,18 \text{ kg} * m$$

- De la misma manera se calcularon los momentos finales restantes en los nudos.
  - A continuación, se muestran los diagramas de momentos de carga viva, muerta y sísmica de los marcos más críticos para el diseño de los elementos estructurales.
- Método kani cargas dinámicas (sismo)

Para las cargas dinámicas el procedimiento es el mismo utilizado en las cargas estáticas. La rigidez de los elementos y factores de giro serán los mismos. Para el desplazamiento lateral ahora deberá calcularse los factores de corrimiento y momentos de piso de la siguiente manera:

Tabla XXXIII. **Fuerza cortante en el piso**

Nivel 2	9513 kg
Nivel 1 = nivel 2+nivel 1	9513+8139 = 17652 kg

Fuente: elaboración propia.



- Momento de piso 1 y 2 nivel

$$M_{r1} = \frac{9\,513 * 3,20}{3} = 10\,147,20$$

$$M_{r2} = \frac{17\,652 * 3,20}{3} = 27\,654,80$$

- Factor de corrimiento o desplazamiento 2 nivel

$$V_{ae} = -\frac{3}{2} * \left( \frac{k_{ae}}{k_{ae} + k_{bf} + k_{cg} + k_{dh}} \right)$$

$$V_{ae} = -\frac{3}{2} * \left( \frac{0,0003908}{0,0003908 + 0,0003908 + 0,0003908 + 0,0003908} \right) = -0,3750$$

$$V_{ae} = V_{bf} = V_{cg} = V_{dh} = -0,3750$$

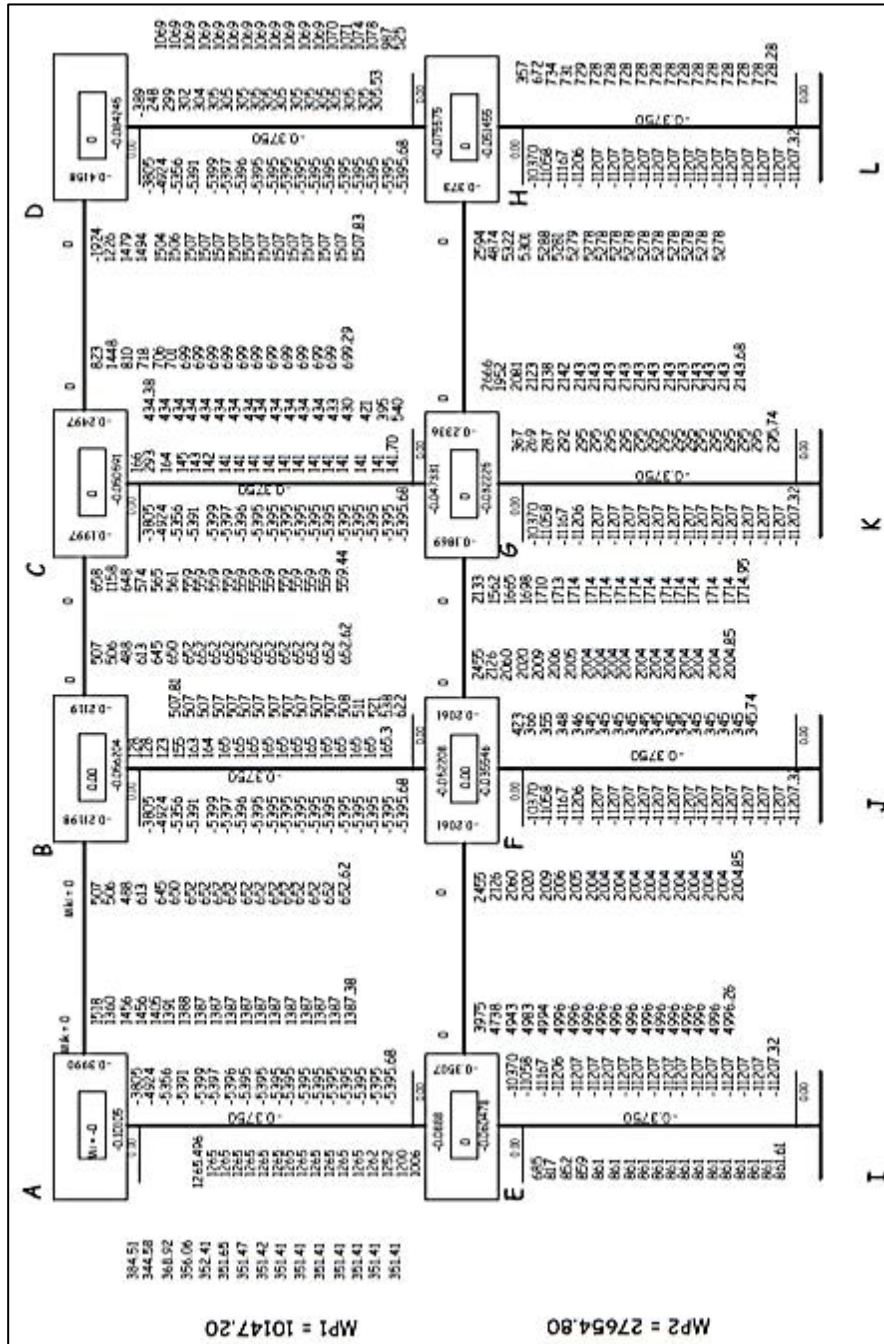
- Factor de corrimiento o desplazamiento 1 nivel

$$V_{ei} = -\frac{3}{2} * \left( \frac{k_{ei}}{k_{ei} + k_{fj} + k_{gk} + k_{hl}} \right)$$

$$V_{ae} = -\frac{3}{2} * \left( \frac{0,0002661}{0,0002661 + 0,0002661 + 0,0002661 + 0,0002661} \right) = -0,3750$$

$$V_{ei} = V_{fj} = V_{gk} = V_{hl} = -0,3750$$

Figura 38. Diagrama de iteración método de Kani, marco 5 carga sismo módulo 1



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

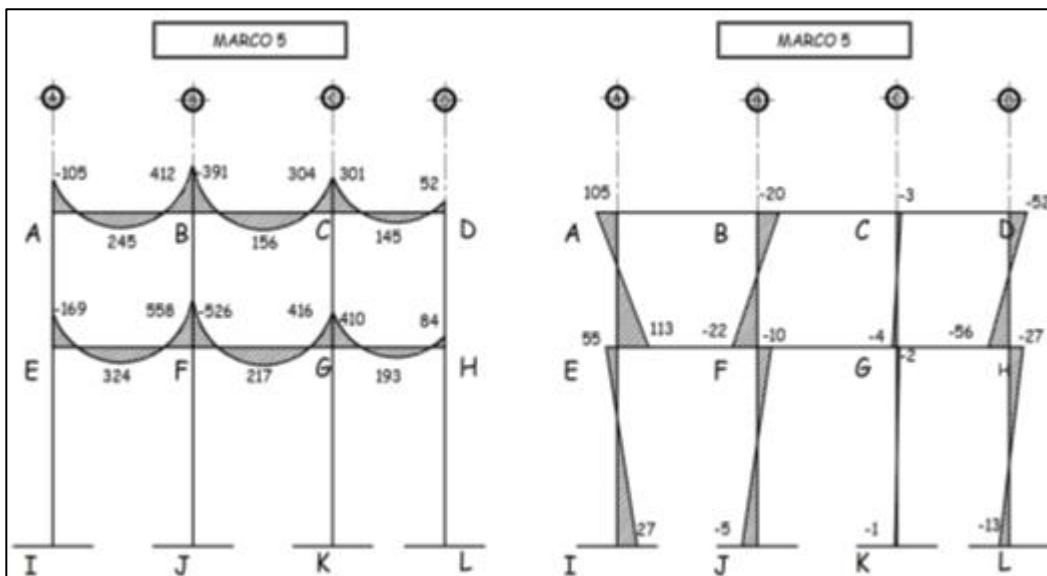
$$M_{AB} = 0 + 2(1387,38) + 652,62 + 0 = 3427,37$$

$$M_{AB} = 0 + (1387,38) + 2(652,62) + 0 = 2692,61$$

$$M_{AE} = 0 + 2(351,41) + 1265,50 + (-5395,68) = -3427,37$$

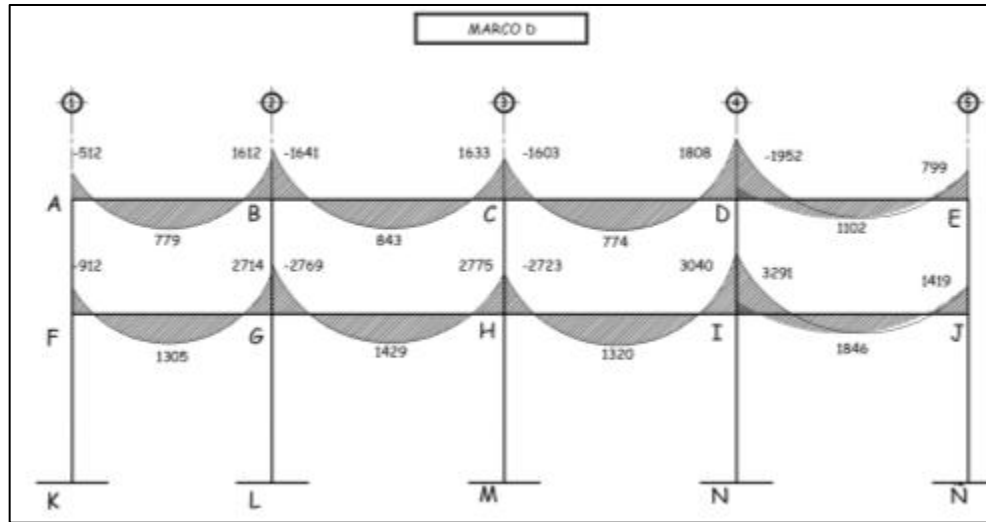
$$M_{EA} = 0 + (351,41) + 2(1265,50) + (-5395,68) = -2513,29$$

Figura 39. **Diagrama de momento viga y columna MARCO 5 debido a la carga viva módulo 1**



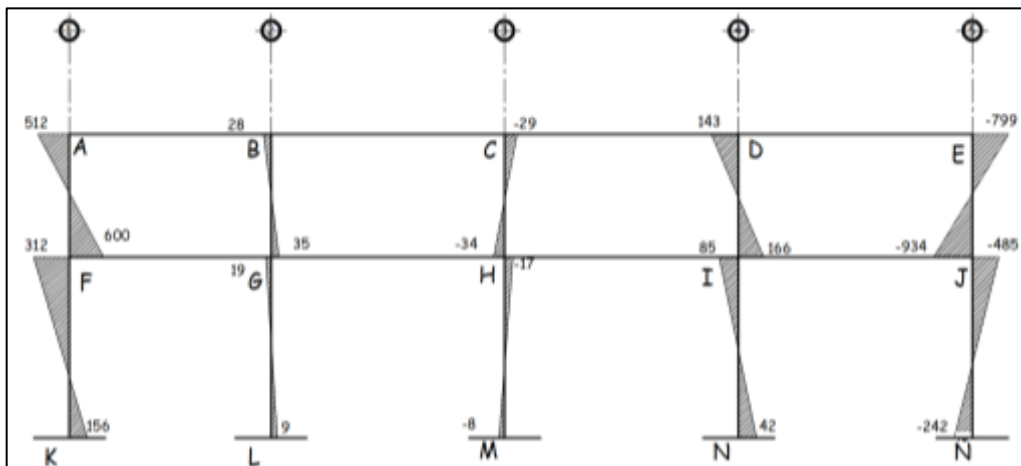
Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 40. **Diagrama de momento en viga marco D debido a la carga viva módulo 1**



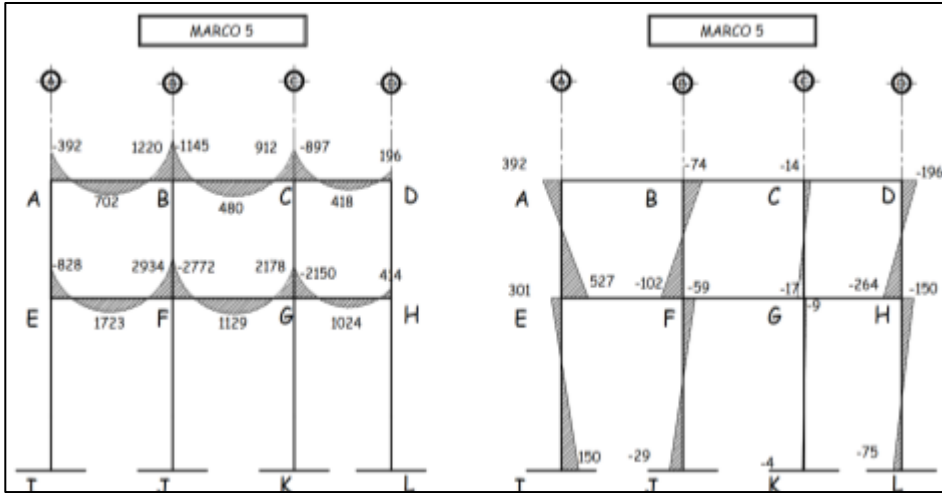
Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 41. **Diagrama de momento en columna marco D debido a la carga viga módulo 1**



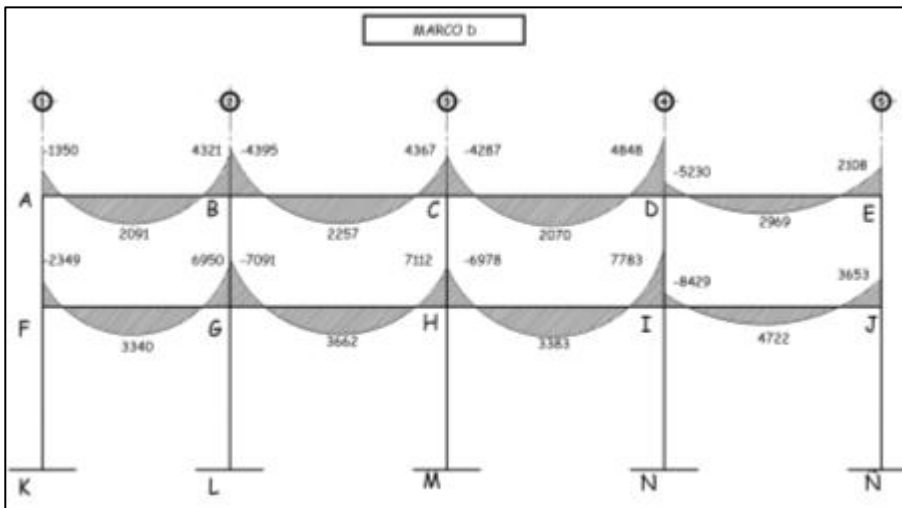
Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 42. **Diagrama de momento viga y columna marco 5 debido a la carga muerta módulo 1**



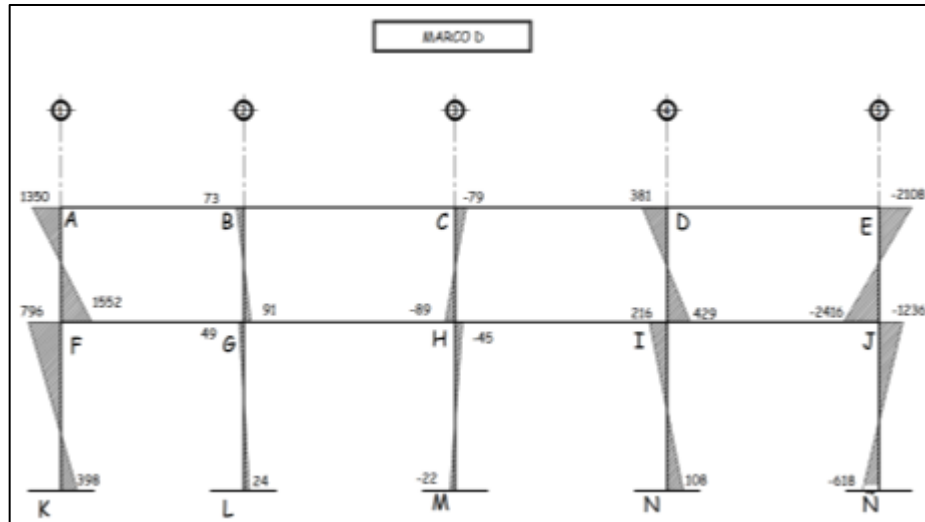
Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 43. **Diagrama de momento en viga marco D debido a la carga muerta módulo 1**



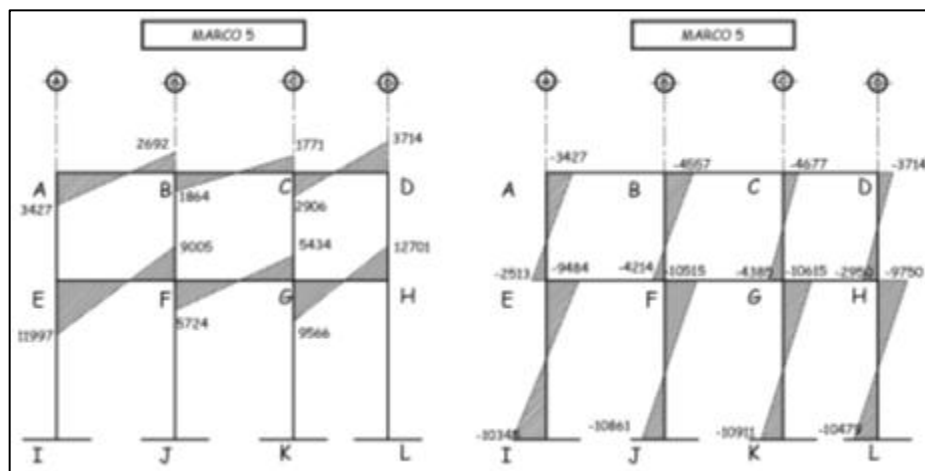
Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 44. **Diagrama de momento en columna marco D debido a la carga muerta módulo 1**



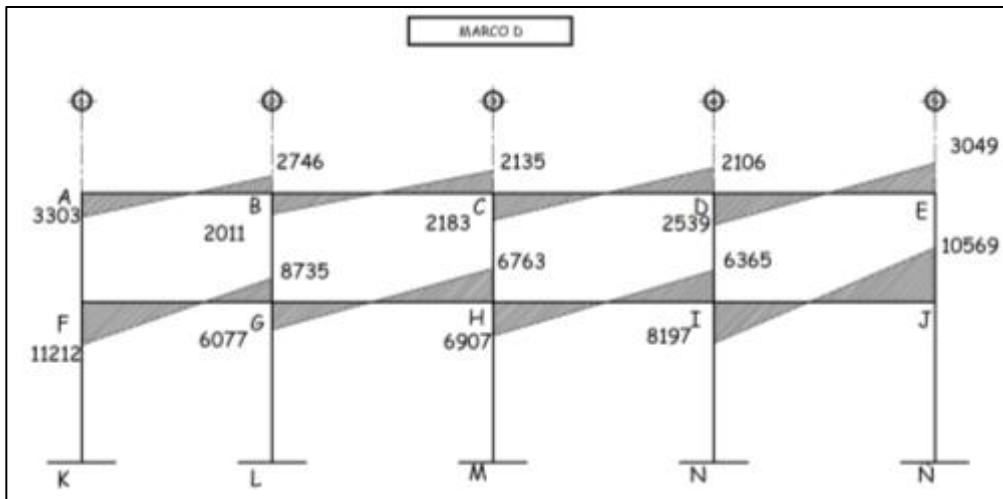
Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 45. **Diagrama de momento en viga y columna marco 5, debido a la carga sísmica módulo 1**



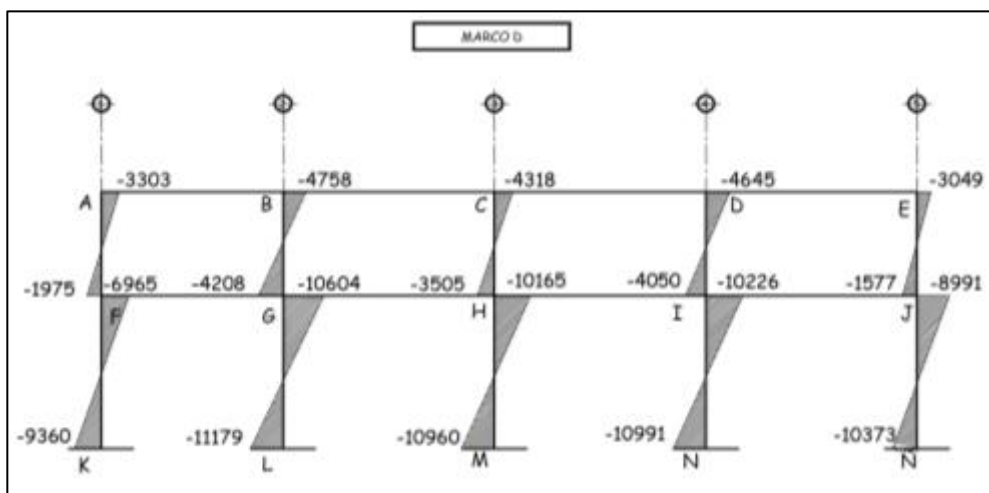
Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 46. Diagrama de momento en viga marco D, debido a la carga sísmica módulo 1



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 47. Diagrama de momento en columna marco D, debido a la carga sísmica módulo 1



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Tabla XXXIV. **Comparación del método numérico Kani con el software E-TABS marco 5 módulo 1**

<b>COMPARACION KANI CON EL SOFTWARE E-TABS</b>				
<b>CARGA MUERTA MARCO 5</b>				
		Kani (kg-m)	E-TABS (kg-m)	
Viga	AB	-392	-386,99	
	BA	-1220	-1340,34	
	BC	-1145	-1231,29	
	CB	-912	-971,94	
	CD	-897	-852,53	
	DC	-196	-282,82	
	EF	-828	-665,05	
	FE	-2934	-3005,07	
	FG	-2772	-2974,72	
	GF	-2102	-2289,36	
	GH	-2178	-2126,06	
	Columna	HG	-414	-452,99
		AE	392	396,99
		EA	-527	-439,61
BF		-53	-119	
FB		102	112	
CG		-14	0	
GC		17	0	
DH		-196	-282,82	
HD		264	301,93	
EI		301	109,71	
IE		-150	-225,44	
FJ		-59	-51,21	
JF		29	28,23	
GK		-9	0	
KG	4	0		
HL	-150	-151,06		
LH	75	77		
<b>CARGA VIVA MARCO 5</b>				
Viga	AB	-105	-133	
	BA	-412	-355	
	BC	-391	-347	
	CB	-304	-281	
	CD	-301	-245	
	DC	-52	-91	
	EF	-169	-203	
	FE	-558	-505	
	FG	-526	-489	
	GF	-416	-401	
	GH	-410	-352	
	Columna	HG	-84	-134
		AE	105	66
		EA	-113	-66
BF		-20	10	
FB		22	11	
CG		-3	0	



Continuación de la tabla XXXIV.

	GC	4	-0
	DH	-52	-48
	HD	56	46
	EI	55	30
	IE	-27	-14
	FJ	-10	-7
	JF	5	4
	GK	-2	0
	KG	1	-0
	HL	-27	-20
	LH	13	10
<b>CARGA SISMICA MARCO 5</b>			
Viga	AB	3427	3497
	BA	-2692	-1705
	BC	1864	2500
	CB	-1771	-2771
	CD	2906	1433
	DC	-3714	-3525
	EF	11997	12775
	FE	-9005	-8162
	FG	5724	6226
	GF	-5434	-6284
	GH	9566	8053
	HG	-12701	-12933
Columna	AE	-3427	-3496
	EA	2513	3093
	BF	-4557	-4256
	FB	4214	4123
	CG	-4677	-4205
	GC	4385	4088
	DH	-3714	-3525
	HD	2950	3194
	EI	-9484	-9682
	IE	10345	10108
	FJ	-10515	-10265
	JF	10861	10391
	GK	-10615	-10248
	KG	10911	10377
	HL	-9750	-9738
	LH	10479	10122

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXV. **Comparación del método kani con el software E-TABS**  
**marco D, módulo 1**

<b>COMPARACION KANI CON EL SOFTWARE E-TABS</b>			
<b>CARGA MUERTA MARCO D</b>			
		<b>Kani (kg-m)</b>	<b>E-TABS (kg-m)</b>
Viga	AB	-1350	-925
	BA	-4321	-4495
	BC	-4395	-4595
	CB	-4367	-4695
	CD	-4287	-4694
	DC	-4848	-5248
	DE	-5230	-5540
	ED	-2108	-1294
	FG	-2349	-1547
	GF	-6950	-7293
	GH	-7091	-7439
	HG	-7112	-7321
	HI	-6978	-7300
	IH	-7783	-8421
IJ	-8429	-8916	
JI	-3653	-2230	
Columna	AF	1350	925
	FA	-1552	-1022
	BG	73	8
	GB	-91	-10
	CH	-79	60
	HC	89	-70
	DI	381	292
	ID	-429	333
	EJ	-2108	-1294
	JE	2416	-1464
	FK	796	524
	KF	-398	-275
	GL	49	20
	LG	-24	-10
HM	-45	-45	
MH	22	18	
IN	216	180	
NI	-108	-92	
JÑ	-1236	-800	
ÑJ	618	372	
<b>CARGA VIVA MARCO D</b>			
Viga	AB	-512	-371
	BA	-1612	-1711
	BC	-1641	-1754
	CB	-1633	-1806
	CD	-1603	-1805
	DC	-1808	-1998
	DE	-1952	-2114
ED	-799	-518	

Continuación de la tabla XXXV.

	FG	-912	-651
	GF	-2714	-3134
	GH	-2769	-3196
	HG	-2775	-3136
	HI	-2723	-3127
	IH	-3040	-3621
	IJ	-3291	3830
	JI	-1419	941
Columna			
	AF	512	372
	FA	-600	-426
	BG	28	10
	GB	-35	-12
	CH	-29	-30
	HC	34	35
	DI	143	117
	ID	-166	-140
	EJ	-799	-518
	JE	934	612
	FK	312	225
	KF	-156	-118
	GL	19	20
	LG	-9	16
	HM	-17	-18
	MH	8	7
	IN	85	71
	NI	-42	-40
	JÑ	-485	329
	ÑJ	242	160
	CARGA SISMICA MARCO D		
Viga	AB	3303	3295
	BA	-2746	-2319
	BC	2011	1801
	CB	-2135	-1950
	CD	2183	1937
	DC	-2106	-1815
	DE	2539	2268
	ED	-3049	-3163
	FG	11212	11977
	GF	-8735	-8336
	GH	6077	5598
	HG	-6763	-6606
	HI	6907	6673
	IH	-6365	5770
	IJ	8197	8042
	JI	-10569	-11567
Columna			
	AF	-3303	-3295
	FA	1975	2706
	BG	-4758	-4120
	GB	4208	3939

Continuación de la tabla XXXV.

	CH	-4 318	-3 887
	HC	3 505	3 553
	DI	-4 645	-4 083
	ID	4 050	3 888
	EJ	-3 049	-3 163
	JE	1 577	2 501
	FK	-6 965	-9 271
	KF	9 360	9 838
	GL	-10 604	-9 995
	LG	11 179	10 182
	HM	-10 165	-9 725
	MH	10 960	10 034
	IN	-10 226	-9 924
	NI	10 991	10 125
	JÑ	-8 991	-9 066
	ÑJ	10 373	9 693

Fuente: elaboración propia.

Las variaciones entre el método numérico Kani e E-TABS no superan el 15 % como límite permisible, por lo tanto, los valores que se utilizarán para el diseño de la edificación corresponden a los datos obtenidos por el método de Kani.

#### **2.1.5.6. Envoltente de momentos**

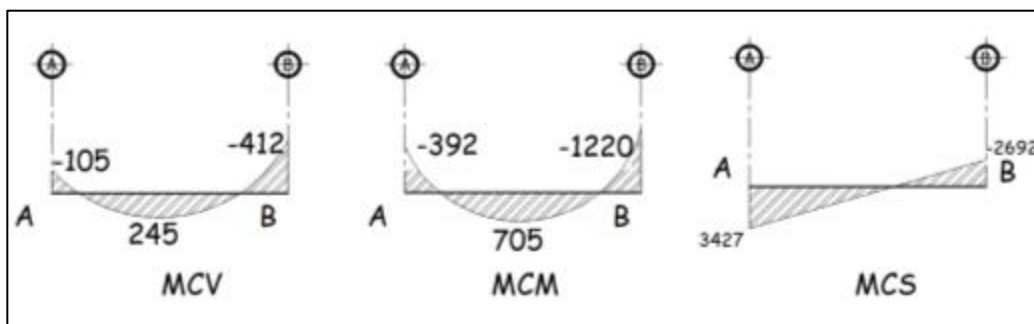
La envoltente de momentos representa los esfuerzos máximos que ocurren al superponer los efectos de carga viva, muerta y sismo. Se realizaron con los momentos obtenidos por el método numérico de análisis estructural Kani. Las combinaciones de carga por utilizar son las descritas en el inciso 8.2, 8.3 del AGIES NSE-2-2018. La fuerza de corte y momentos flectores se toman a rostro para el diseño estructural. Para diseño se toman los valores máximos.

Tabla XXXVI. **Combinaciones de carga AGIES NSE-2-2018**

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U=1,4D$	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: AGIES NSE-2 -2018. *Combinaciones de carga*. p. 8-3.

Figura 48. **Momento carga viva, muerta y sismo viga A-B marco 5**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Debe utilizarse el más crítico de los casos de todas las combinaciones con valor absoluto. El procedimiento se realizó en todas las vigas de la edificación.

- Primera combinación

$$U_1 = 1,2 * |-392| + 1,6 * |-105| = 638,40$$

$$U_2 = 1,2 * |705| + 1,6 * |245| = 1\ 311,5$$

$$U_3 = 1,2 * |-1\ 220| + 1,6 * |-412| = 2\ 123,2 \rightarrow \text{momento a utilizar}$$

- Segunda combinación

$$U_1 = 1,2 * |-392| + |3\ 427| + |-105| = 4\ 002,4$$

$$U_2 = 1,2 * |705| + |0| + |245| = 1\ 091$$

$$U_3 = 1,2 * |-1\ 220| + |-2\ 692| + |-412| = 4\ 568 \rightarrow \text{momento a utilizar}$$

- Tercera combinación

$$U_1 = 0,9 * |-392| + |3\ 427| = 3\ 779,8$$

$$U_2 = 0,9 * |705| + |0| = 634,5$$

$$U_3 = 0,9 * |-1\ 220| + |-2\ 692| = 3\ 790 \rightarrow \text{momento a utilizar}$$

Tabla XXXVII. **Momentos negativos últimos viga marco 5**

Viga	CM	C. viva	Sismo	1,2D+1E+1L	Momento último
AB	-392	-105	3 427	4 002,4	4 002,4
BA	-1 220	-412	-2 692	4 568	4 568
BC	-1 145	-391	1 864	3 629	3 629
CB	-912	-304	-1 771	3 169,4	3 169,4
CD	-897	-301	2 906	4 283,4	4 283,4
DC	-196	52	-3 714	4 001,2	4 001,2
EF	-828	-169	11 997	13 159,6	13 159,6
FE	-2 934	-558	-9 005	13 083,8	13 083,8
FG	-2 772	-526	5 724	9 576,4	9 576,4
GF	-2 178	-416	-5 434	8 463,6	8 463,6
GH	-2 150	-410	9 566	12 556	12 556
HG	-414	-84	-12 701	13 281,8	13 281,8

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXVIII. **Momentos últimos positivos viga marco 5**

Momentos últimos (kg-m) positivos en vigas marco 5							
viga	c. muerta	C. viva	1,4D	1,2D+1.6L	1,2D+1L+1E	0,9D+1E	Momento último
AB	702	245	982,8	1 234,4	1 087,4	631,8	1 234,4
BC	480	156	672	825,6	732	432	825,6
CD	418	145	585,2	733,6	646,6	376,2	733,6
EF	1 723	324	2 412,2	2586	2 391,6	1 550,7	2586
FG	1 129	217	1 580,6	1702	1 571,8	1 016,1	1702
FH	1 024	193	1 433,6	1 537,6	1 421,8	921,6	1 537,6

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIX. **Momentos últimos columnas marco 5**

Columna	C. muerta	C. viva	Sismo	1,2D+1E+1L	0,9D+1E	Momento último
AE	392	105	-3 427	4 002,4	3 779,8	4 002,4
EA	-527	-113	2 513	3 258,4	2 987,3	3 258,4
BF	-74	-20	-4 557	4 665,8	4 623,6	4 665,8
FB	102	22	4 214	4 358,4	4 305,8	4 358,4
CG	-14	-3	-4 677	4 696,8	4 689,6	4 696,8
GC	17	4	4 385	4 409,4	4 400,3	4 409,4
DH	-196	-52	-3 714	4 001,2	3 890,4	4 001,2
HD	264	56	2 950	3 322,8	3 187,6	3 322,8
EI	301	55	-9 484	9 900,2	9 754,9	9 900,2
IE	-150	-27	10 345	10 552	10 480	10 552
FJ	-59	-10	-10 515	10 595,8	10 568,1	10 595,8
JF	29	5	10 861	10 900,8	10 887,1	10 900,8
GK	-9	-2	-10 615	10 627,8	10 623,1	10 627,8
KG	4	1	10 911	10 916,8	10 914,6	10 916,8
HL	-150	-27	-9 750	9 957	9 885	9 957
LH	75	13	10 479	10 582	10 546,5	10 582

Fuente: elaboración propia.

Tabla XL. **Momentos últimos negativos viga marco D**

Viga	C. muerta	C. viva	Sismo	1.2D+1E+1L	Momento último
AB	-1 350	-512	3 303	5 435	5 435
BA	-4 321	-1 612	-2 746	9 543,2	9 543,2
BC	-4 395	-1 641	2 011	8 926	8 926
CB	-4 367	-1 633	-2 135	9 008,4	9 008,4
CD	-4 287	-1 603	2 183	8 930,4	8 930,4
DC	-4 848	-1 808	-2 106	9 731,6	9 731,6
DE	-5 230	-1 952	2 539	10 767	10 767
ED	-2 108	-799	-3 049	6 377,6	6 377,6
FG	-2 349	-912	11 212	14 942,8	14 942,8
GF	-6 950	-2 714	-8 735	19 789	19 789
GH	-7 091	-2 769	6 077	17 355,2	17 355,2
HG	-7 112	-2 775	-6 763	18 072,4	18 072,4

Continuación de la tabla XL

HI	-6 978	-2 723	6 907	18 003,6	18 003,6
IH	-7 783	-3 040	-6 365	18 744,6	18 744,6
IJ	-8 429	-3 291	8 197	21 602,8	21 602,8
JI	-3 653	-1 419	-10 569	16 371,6	16 371,6

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLI. **Momentos últimos positivos viga marco D**

momentos últimos (kg-m) positivos en vigas marco D							
Viga	C. Muerta	C. viva	1,4D	1,2D+1,6L	1,2D+1L+1E	0,9D+1E	Momento ultimo
AB	2 091	779	2 927,4	2 976,6	3 288,2	1 881,9	3 288,2
BC	2 257	843	3 159,8	3 214,2	3 551,4	2 031,3	3 551,4
CD	2 070	774	2 898	2 948,4	3 258	1 863	3 258
DE	2 969	1 102	4 156,6	4 224	4 664,8	2 672,1	4 664,8
FG	3 340	1 305	4 676	4 791	5 313	3 006	5 313
GH	3 662	1 429	5 126,8	5 251,8	5 823,4	3 295,8	5 823,4
HI	3 383	1 320	4 736,2	4 851,6	5 379,6	3 044,7	5 379,6
IJ	4 722	1 846	6 610,8	6 774	7 512,4	4 249,8	7 512,4

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLII. **Momentos últimos columnas marco D**

Columna	C. muerta	C. viva	Sismo	1,2D+1E+1L	0,9D+1E	Momento último
AF	1 350	512	-3 303	5 435	4 518	5 435
FA	-1 552	-600	1 975	4 437,4	3 371,8	4 437,4
BG	73	28	-4 758	4 873,6	4 823,7	4 873,6
GB	-91	-35	4 208	4 352,2	4 289,9	4 352,2
CH	-79	-29	-4 318	4 441,8	4 389,1	4 441,8
HC	89	34	3 505	3 645,8	3 585,1	3 645,8
DI	381	143	-4 645	5 245,2	4 987,9	5 245,2
ID	-429	-166	4 050	4 730,8	4 436,1	4 730,8
EJ	-2 108	-799	-3 049	6 377,6	4 946,2	6 377,6
JE	2 416	934	1 577	5 410,2	3 751,4	5 410,2
FK	796	312	-6 965	8 232,2	7 681,4	8 232,2
KF	-398	-156	9 360	9 993,6	9 718,2	9 993,6
GL	49	19	-10 604	10 681,8	10 648,1	10 681,8
LG	-24	-9	11 179	11 216,8	11 200,6	11 216,8
HM	-45	-17	-10 165	10 236	10 205,5	10 236
MH	22	8	10 960	10 994,4	10 979,8	10 994,4
IN	216	85	-10 226	10 570,2	10 420,4	10 570,2
NI	-108	-42	10 991	11 162,6	11 088,2	11 162,6
JÑ	-1 236	-485	-8 981	10 949,2	10 093,4	10 949,2
ÑJ	618	242	10 373	11 356,6	10 929,2	11 356,6

Fuente: elaboración propia.



### 2.1.5.7. Diagrama de corte y momentos últimos

Los cortes en las vigas de los marcos se calculan de la siguiente manera, donde se consideran los efectos de carga viva, carga muerta y carga de sismo.

$$V_v = \left( \frac{1,4 * W_{CM} * L}{2} \right) + \left( \frac{1,7 * W_{cv} * L}{2} \right) + \left( \frac{1,87 \sum Ms}{L} \right)$$

Donde:

- Corte en viga ab marco 5 eje Y

$$V_{ab} = 0,75 * \left( \left( \frac{1,4 * 985,39 * 3,5}{2} \right) + \left( \frac{1,7 * 329,79 * 3,5}{2} \right) + \left( \frac{1,87 * (3\,424 - 2\,692)}{2} \right) \right)$$

$$V_{ab} = 3\,059,81 \text{ kg}$$

Tabla XLIII. Fuerza cortante última viga, actuante en el marco 5

Cortante marco 5	
Viga	V cortante
AB	3 061,92
BC	2 611,71
CD	1 470,59
EF	7 427,89
FG	5 533,11
FH	2 065,38

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIV. **Fuerza cortante último viga, actuante en el marco D**

<b>Cortante marco D</b>	
<b>Viga</b>	<b>V cortante</b>
AB	5 763,39
BC	6 149,33
CD	6 290,28
DE	5 878,64
EF	10 569,70
FG	9 771,18
HI	10 632,32
IJ	8 588,88

Fuente: elaboración propia.

- Para el corte en columnas se utiliza la siguiente ecuación

$$V_{col} = \frac{\sum M_{col}}{L_c}$$

Se realizó el cálculo de cortante de la columna AE del marco 5 eje Y segundo nivel:

$$V_{AE} = \frac{(4\,002,4 + 3\,258,4)}{3,20} = 2\,269$$

Tabla XLV. **Fuerza cortante última columna, actuante en el marco 7**

<b>Cortante Marco 5</b>	
<b>Columna</b>	<b>V cortante</b>
AE	2269,000
BF	2820,063
CG	2845,688
DH	2288,750
EI	4351,532
FJ	4573,745
GK	4583,957
HL	4370,000

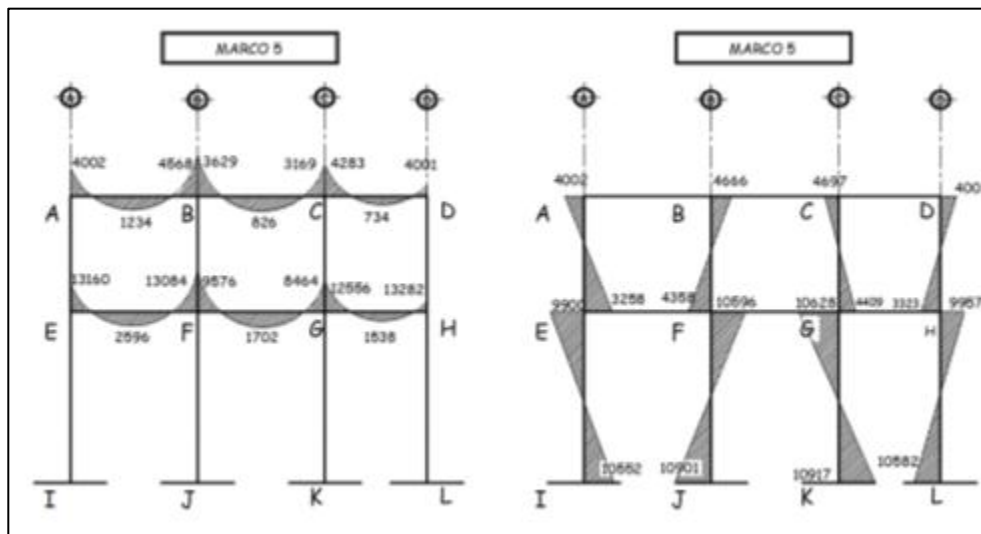
Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVI. **Fuerza cortante última columna, actuante en el marco D**

Cortante marco d	
Columna	V cortante
AF	3 085,13
BG	2 883,06
CH	2 527,38
DI	3 117,50
EJ	3 683,69
FK	3 877,83
GL	4 659,28
HM	4 517,11
IN	4 624,00
JÑ	4 745,91

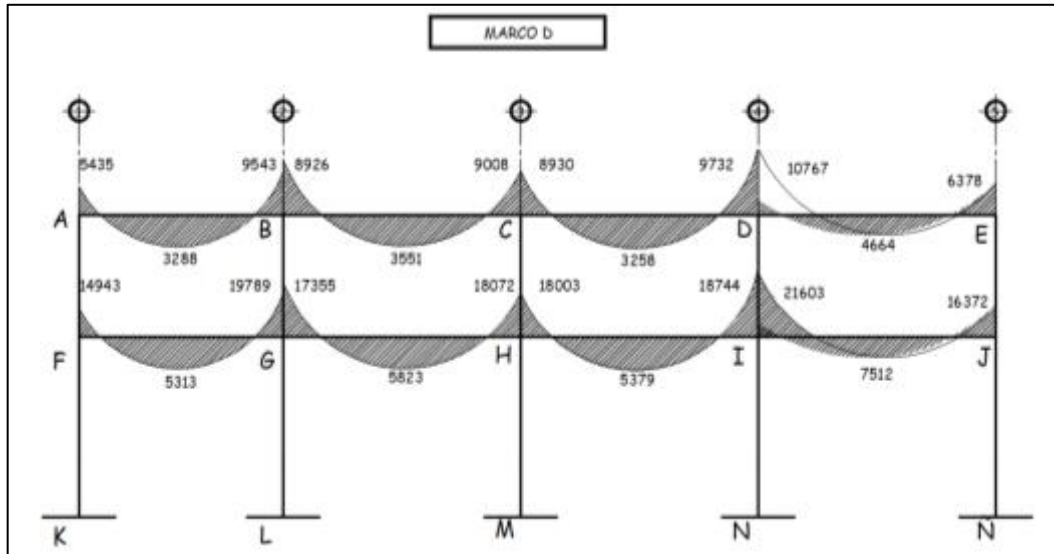
Fuente: elaboración propia.

Figura 49. **Diagrama de momento último en viga y columna marco 5**



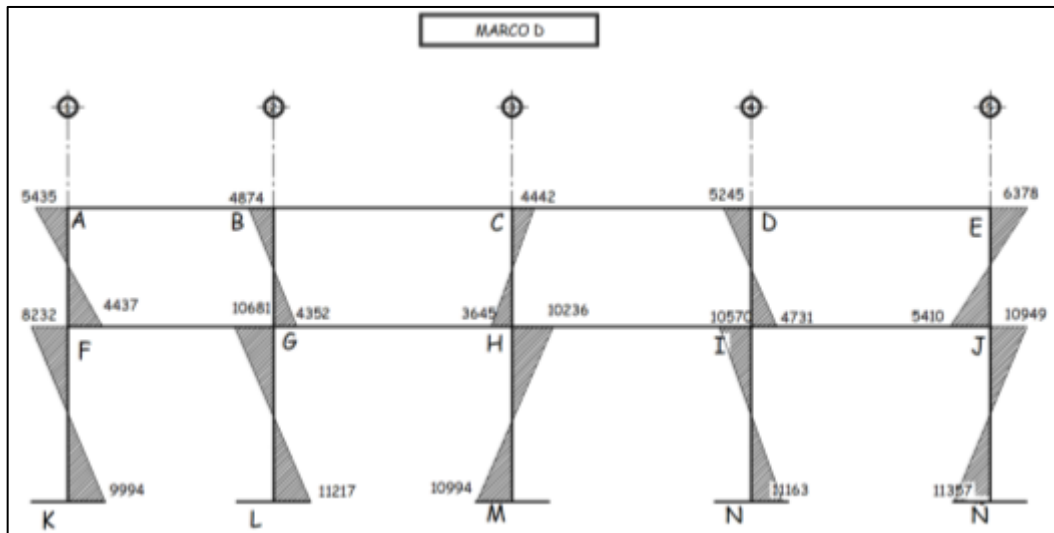
Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 50. Diagrama de momento en viga marco D



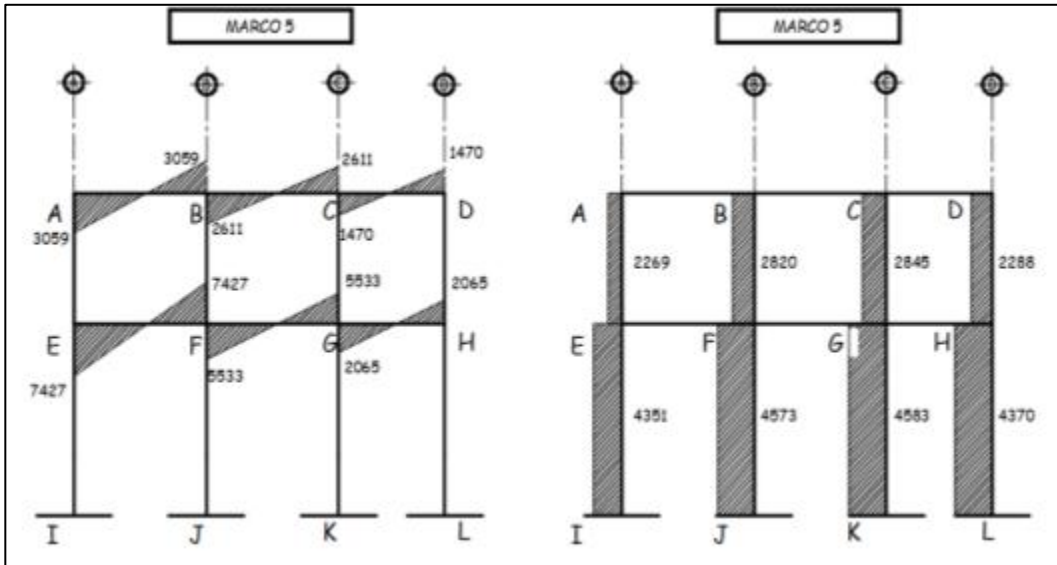
Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 51. Diagrama de momento en columna marco D



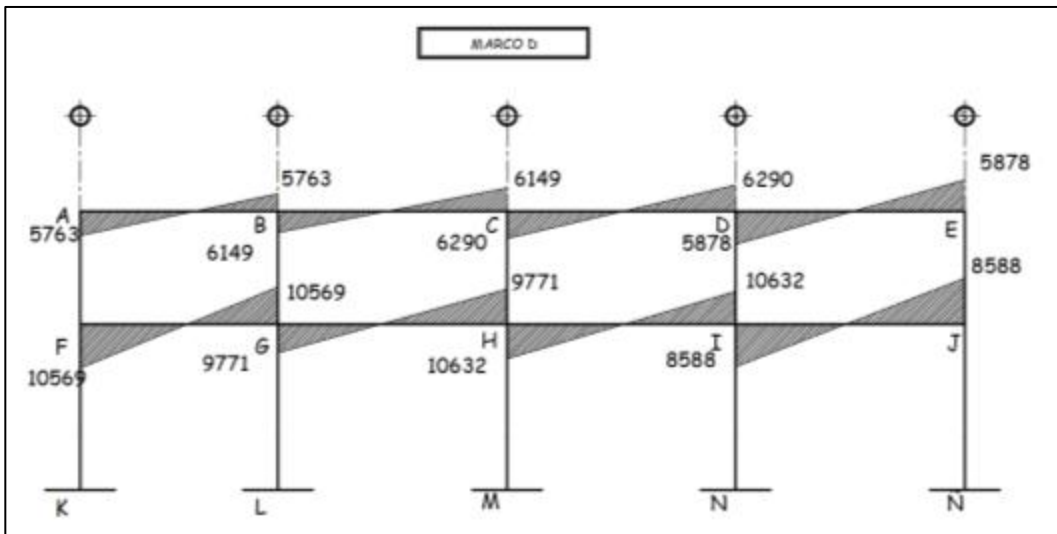
Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 52. Diagrama de cortante último en vigas y columnas marco 5



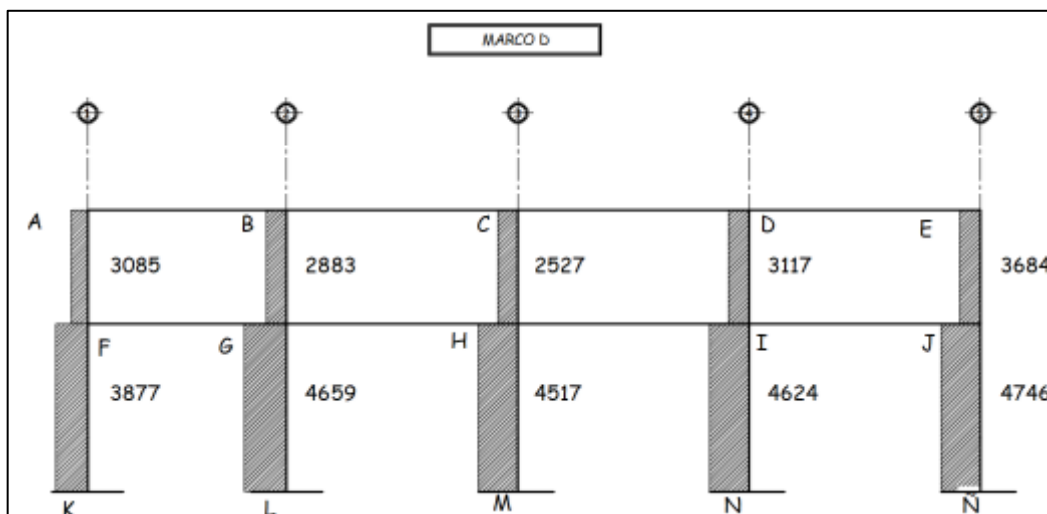
Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 53. Diagrama de cortante último en viga marco D



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 54. Diagrama de cortante último en columna marco D



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

### 2.1.6. Diseño de elementos estructurales

Para el diseño de los elementos se utilizan los resultados del análisis estructural para determinar las dimensiones finales (losa, viga, columna y cimentación). También se determinará el acero de refuerzo que complementará al concreto para que el diseño de la edificación sea funcional y resistente ante los momentos y las cargas axiales a las que estará sometida durante su vida útil.

El diseño de los elementos estructurales será con base en el código ACI 318-14 y los materiales contarán con las siguientes propiedades: resistencia a la compresión del concreto  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2 = (4\ 000 \text{ psi})$  para marcos resistentes a momentos ACI 318-14, capítulo 20, tabla 19.2.1.1, resistencia a la fluencia del acero  $fy = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2 = (\text{grado } 60)$ ,

ACI 318-14, capítulo 20, tabla 20.2.2.4<sup>a</sup>, peso específico del concreto  $\gamma_c = 2\,400\text{ kg/m}^3$ .

### **2.1.6.1. Diseño de losas**

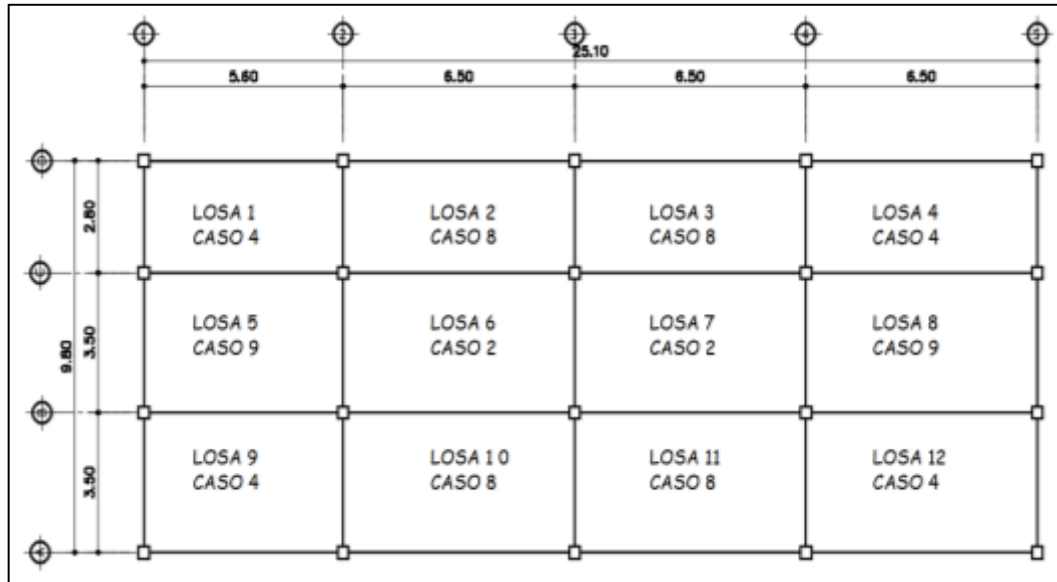
Una losa es un elemento estructural capaz de sostener las cargas de servicio como el mobiliario y las personas, lo mismo que su propio peso y de los acabados como pisos. Además, forma un diafragma rígido intermedio para atender la función sísmica del conjunto.

Las losas, según la transmisión de cargas, pueden clasificarse de la siguiente manera:

- Losas en una dirección: se dan cuando las losas son rectangulares y solamente cuentan con dos apoyos. Entonces se diseñan como losas unidireccionales.
- Losas en dos direcciones: se da cuando la losa se sustenta en dos direcciones, se desarrollan esfuerzos y existen deformaciones en ambas direcciones.

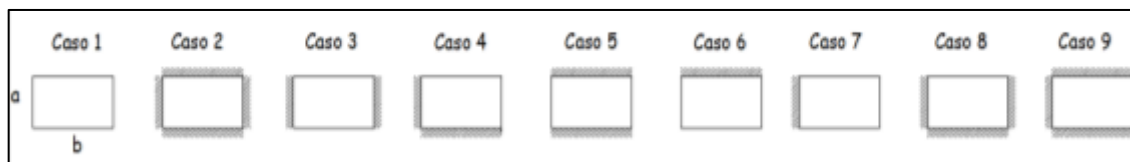
Para el diseño de las losas se utilizó el método 3 del ACI de 1963 o método de coeficientes. Este simplifica el cálculo de diseño de losas, ya que está basado en la continuidad de sus bordes. Como ejemplo se analizará y diseñarán las losas que componen el entrepiso.

Figura 55. **Planta distribución de losas ambos niveles módulo 1**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 56. **Casos de continuidad de losa**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

- Sentido en que trabaja la losa

Para definir cómo la losa distribuye las cargas, se hace uso del criterio de la relación del lado menor (a) y el lado mayor (b) de la losa.



$$\frac{a}{b} \leq 0,5 \text{ losa en un sentido}$$

$$\frac{a}{b} > 0,5 \text{ o apoyada en sus 4 caras}$$

En la tabla II se realizó la clasificación de las losas.

- Espesor de losa

El espesor de losa se presenta en el predimensionamiento de losa en la sección 2.1.5.1, tabla IV.

$$t_s = 0,12 \text{ m}$$

- Carga última de diseño según el uso de losa

Las cargas aplicadas dependerán del uso ocupacional del elemento estructural.

$$C_{Ulosa} = 1,2CM_{losa} + 1,6CV_{losa}$$

Tabla XLVII. **Valores para la integración de cargas para las losas**

	<b>CM</b>		<b>CV</b>
P <sub>losa</sub>	288 kg/m <sup>2</sup>	Aulas	200 kg/m <sup>2</sup>
P <sub>sobrecarga</sub>	150 kg/m <sup>2</sup>	Azotea	200 kg/m <sup>2</sup>
		Pasillos	500 kg/m <sup>2</sup>
P <sub>acabados</sub>	100 kg/m <sup>2</sup>		

Fuente: elaboración propia.

- Carga última de losas para azotea

$$C_{Vazotea} = 200 \frac{kg}{m^2}$$

$$C_{Mazotea} = 288 \frac{kg}{m^2} + 100 \frac{kg}{m^2} + 150 \frac{kg}{m^2} = 538 \frac{kg}{m^2}$$

$$C_U = 1,2 * 538 \frac{kg}{m^2} + 1,6 * 200 \frac{kg}{m^2} = 965,60 \frac{kg}{m^2}$$

- Carga última entrepiso pasillos

$$C_{Vpasilos} = 500 \frac{kg}{m^2}$$

$$C_{Mpasilos} = 288 \frac{kg}{m^2} + 150 \frac{kg}{m^2} + 100 \frac{kg}{m^2} = 538 \frac{kg}{m^2}$$

$$C_U = 1,2 * 538 \frac{kg}{m^2} + 1,6 * 500 \frac{kg}{m^2} = 1 445,60 \frac{kg}{m^2}$$

- Carga última entrepiso aulas

$$C_{Vaulas} = 200 \frac{kg}{m^2}$$

$$C_{Mpasilos} = 288 \frac{kg}{m^2} + 150 \frac{kg}{m^2} + 100 \frac{kg}{m^2} = 538 \frac{kg}{m^2}$$

$$C_U = 1.2 * 538 \frac{kg}{m^2} + 1,6 * 200 \frac{kg}{m^2} = 965,60 \frac{kg}{m^2}$$

- Momentos actuantes

Para determinar los momentos actuantes se consideran franjas unitarias de un metro de ancho. Para la franja serán calculados momentos positivos y negativos a cada losa mediante al método 3 del ACI.

- Momento negativo borde continuo

$$M_a^- = C_a * C_{Ulosa} * a^2$$

$$M_b^- = C_b * C_{Ulosa} * b^2$$

- Momento positivo

$$M_a^+ = C_{cma} * C_{mU} * a^2 + C_{cva} * C_{vU} * a^2$$

$$M_b^+ = C_{cmb} * C_{mU} * b^2 + C_{cvb} * C_{vU} * b^2$$

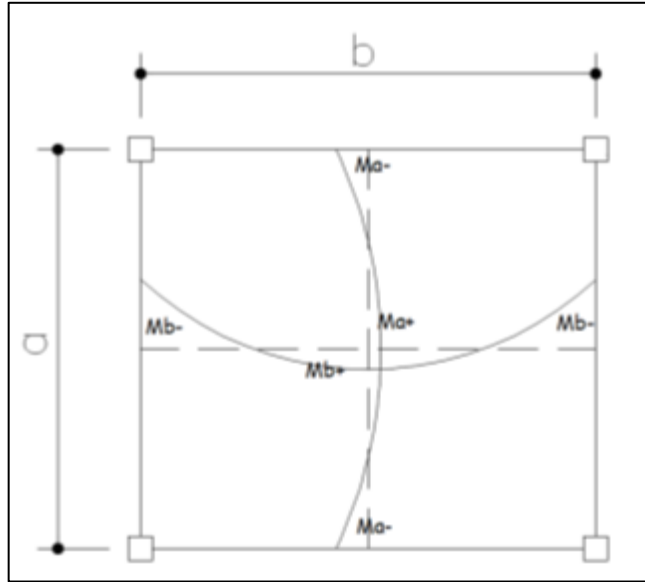
- Momento negativo borde discontinuo

$$M_a^- = \frac{1}{3} * M_a^+$$

$$M_b^- = \frac{1}{3} * M_b^+$$

Para determinar los coeficientes de carga es necesaria la utilización de las tablas publicadas por el ACI anexo 3, las cuales presentan valores para distintos casos dependiendo la continuidad de la losa. En la tabla XLV y XLVI se observan los resultados del análisis de momentos positivos y negativos para las losas del primero y segundo nivel.

Figura 57. **Determinación de momentos**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015

Tabla XLVIII. **Momentos positivos y negativos para las losas del segundo nivel módulo 1**

Losa	losas de segundo nivel			CU (Cmu+Cv)		Caso	Cm		Cv		Momentos negativos		Momentos positivos			
	a	b	CmU Azotea (kg/m)	CvU azotea (kg/m)	CU azotea (kg/m)		C-a	C-b	Cma	Comb	Cva	Cvb	Ma- (kg/m)	Mb- (kg/m)	Ma+ (kg/m)	Mb+ (kg/m)
1	2,8	5,6	753,2	340	1093,2	4	0,094	0,006	0,059	0,004	0,077	0,005	805,64	205,70	553,65	147,79
2	2,8	6,5	753,2	340	1093,2	8	0,089	0,01	0,056	0,004	0,076	0,005	762,79	461,88	533,27	199,12
3	2,8	6,5	753,2	340	1093,2	8	0,089	0,01	0,056	0,004	0,076	0,005	762,79	461,88	533,27	199,12
4	2,8	6,5	753,2	340	1093,2	4	0,094	0,006	0,059	0,004	0,077	0,005	805,64	277,13	553,65	199,12
5	3,5	5,6	753,2	340	1093,2	9	0,085	0,006	0,036	0,004	0,059	0,007	1138,29	205,70	577,90	169,12
6	3,5	6,5	753,2	340	1093,2	2	0,086	0,006	0,037	0,002	0,066	0,004	1151,69	277,13	616,28	121,11
7	3,5	6,5	753,2	340	1093,2	2	0,086	0,006	0,037	0,002	0,066	0,004	1151,69	277,13	616,28	121,11
8	3,5	6,5	753,2	340	1093,2	9	0,088	0,003	0,038	0,002	0,067	0,004	1178,47	138,56	629,67	121,11
9	3,5	5,6	753,2	340	1093,2	4	0,089	0,011	0,053	0,007	0,067	0,009	1191,86	377,11	768,07	261,30
10	3,5	6,5	753,2	340	1093,2	8	0,089	0,01	0,056	0,004	0,076	0,005	1191,86	461,88	833,24	199,12
11	3,5	6,5	753,2	340	1093,2	8	0,089	0,01	0,056	0,004	0,076	0,005	1191,86	461,88	833,24	199,12
12	3,5	6,5	753,2	340	1093,2	4	0,094	0,006	0,059	0,004	0,077	0,005	1258,82	277,13	865,08	199,12

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIX. **Momentos positivos y negativos para las losas del primer nivel módulo 1**

losa	losas primer nivel		CU (Cmu+Cv)				Cm		Cv		Momentos negativos		Momentos positivos			
	a	b	CmU Azotea (kg/m)	Cv U azotea (kg/m)	CU azotea (kg/m)	Caso	C-a	C-b	Ccma	Ccmb	Ccva	Ccvb	Ma- (kg/m)	Mb- (kg/m)	Ma+ (kg/m)	Mb+ (kg/m)
1	2.8	5.6	753.2	850	1603.2	4	0.094	0.006	0.059	0.004	0.077	0.005	1181.49	301.66	861.53	227.76
2	2.8	6.5	753.2	850	1603.2	8	0.089	0.01	0.056	0.004	0.076	0.005	1118.65	677.35	837.15	306.85
3	2.8	6.5	753.2	850	1603.2	8	0.089	0.01	0.056	0.004	0.076	0.005	1118.65	677.35	837.15	306.85
4	2.8	6.5	753.2	850	1603.2	4	0.094	0.006	0.059	0.004	0.077	0.005	1181.49	406.41	861.53	306.85
5	3.5	5.6	753.2	340	1093.2	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	1138.29	205.70	577.90	169.12
6	3.5	6.5	753.2	340	1093.2	2	0.086	0.006	0.037	0.002	0.066	0.004	1151.69	277.13	616.28	121.11
7	3.5	6.5	753.2	340	1093.2	2	0.086	0.006	0.037	0.002	0.066	0.004	1151.69	277.13	616.28	121.11
8	3.5	6.5	753.2	340	1093.2	9	0.088	0.003	0.038	0.002	0.067	0.004	1178.47	138.56	629.67	121.11
9	3.5	5.6	753.2	340	1093.2	4	0.089	0.011	0.053	0.007	0.067	0.009	1191.86	377.11	768.07	261.30
10	3.5	6.5	753.2	340	1093.2	8	0.089	0.01	0.056	0.004	0.076	0.005	1191.86	461.88	833.24	199.12
11	3.5	6.5	753.2	340	1093.2	8	0.089	0.01	0.056	0.004	0.076	0.005	1191.86	461.88	833.24	199.12
12	3.5	6.5	753.2	340	1093.2	4	0.094	0.006	0.059	0.004	0.077	0.005	1258.82	277.13	865.08	199.12

Fuente: elaboración propia.

- Balance de momentos en losas

En losas continuas, el momento negativo de las losas adyacentes tiene valores distintos entre sí, por lo tanto, los momentos actuantes deben balancearse, de acuerdo al siguiente criterio.

$$si 0,80 * M_2(mayor) \leq M_1(menor); M_{bal} = (M_2 + M_1)/2$$

$$si 0,80 * M_2(mayor) > M_1(menor); M_{bal} = \text{proporcional a su rigidez}$$

Cuando el balance es proporcional a su rigidez, se utilizan las siguientes ecuaciones.

$$M_{bal1} = M_{menor} + [(M_{mayor} - M_{menor}) * D_1]$$

$$M_{bal2} = M_{mayor} - [(M_{mayor} - M_{menor}) * D_2]$$

$$D_1 = D_2 = \frac{k_{1-2}}{k_1 + k_2}; D_{1-2} = \text{factor de distribución de losa 1 y 2}$$

$$k_1 = k_2 = \frac{1}{L_{1-2}}; k_{1-2} = \text{rigidez de losa 1 y 2}$$

Tabla L. **Balace de momentos segundo nivel sentido Y (azotea), módulo 1**

balance de momentos segundo nivel sentido y						no balance	balance promedio	balanceo por rigidez				
losas	Mlosa1 (kg-m)	Mlosa2 (kg-m)	L1 (m)	L2 (m)	condición	M1=M2 (kg-m)	M1 = M2 (kg-m)	k1	k2	D1	D2	M1=M2 (kg-m)
losa 1-2	205,70	461,88	2,8	2,8	balance por rigideces			0,36	0,36	0,5	0,5	333,787
losa 2-3	461,88	461,88	2,8	2,8	no balanceo	461,88						
losa 3-4	461,88	277,13	2,8	2,8	balance por rigideces			0,36	0,36	0,5	0,5	369,502
losa 5-6	205,70	277,13	3,5	3,5	balance por rigideces			0,29	0,29	0,5	0,5	241,411
losa 6-7	277,13	277,13	3,5	3,5	no balanceo	277,13						
losa 7-8	277,13	138,56	3,5	3,5	balance por rigideces			0,29	0,29	0,5	0,5	207,845
losa 9-10	377,11	461,88	3,5	3,5	balance promedio		419,49364					
losa 10-11	461,88	461,88	3,5	3,5	no balanceo	461,88						
losa 11-12	461,88	277,13	3,5	3,5	balance por rigideces			0,29	0,29	0,5	0,5	369,502

Fuente: elaboración propia.

Tabla LI. **Balace de momentos primer nivel sentido Y (entrepiso), módulo 1**

balance de momentos primer nivel sentido y						no balance	balance promedio	balanceo por rigidez				
losas	Mlosa1 (kg-m)	Mlosa2 (kg-m)	L1 (m)	L2 (m)	condición	M1=M2 (kg-m)	M1 = M2 (kg-m)	k1	k2	D1	D2	M1=M2 (kg-m)
losa 1-2	301,66	677,35	2,8	2,8	balance por rigideces			0,36	0,36	0,5	0,5	489,505
losa 2-3	677,35	677,35	2,8	2,8	no balanceo	677,35						
losa 3-4	677,35	406,41	2,8	2,8	balance por rigideces			0,36	0,36	0,5	0,5	541,882
losa 5-6	205,70	277,13	3,5	3,5	balance por rigideces			0,29	0,29	0,5	0,5	241,411
losa 6-7	277,13	277,13	3,5	3,5	no balanceo	277,13						
losa 7-8	277,13	138,56	3,5	3,5	balance por rigideces			0,29	0,29	0,5	0,5	207,845
losa 9-10	377,11	461,88	3,5	3,5	balance promedio		419,49364					
losa 10-11	461,88	461,88	3,5	3,5	no balanceo	461,88						
losa 11-12	461,88	277,13	3,5	3,5	balance por rigideces			0,29	0,29	0,5	0,5	369,502

Fuente: elaboración propia.

**Tabla LII. Balance de momentos segundo nivel sentido X (Azotea),  
módulo 1**

balance de momentos segundo nivel x						no balance	balance promedio	balanceo por rigidez				
losas	Mlosa1 (kg-m)	Mlosa2 (kg-m)	L1 (m)	L2 (m)	condición	M1=M2 (kg-m)	M1 = M2 (kg-m)	k1	k2	D1	D2	M1=M2 (kg-m)
losa 1-5	805,64	1138,29	5,6	5,6	balance por rigideces			0,2	0,2	1	1	971,97
losa 2-6	762,79	1151,69	6,5	6,5	balance por rigideces			0,2	0,2	1	1	957,239
losa 3-7	762,79	1151,69	6,5	6,5	balance por rigideces			0,2	0,2	1	1	957,239
losa 4-8	805,64	1178,47	6,5	6,5	balance por rigideces			0,2	0,2	1	1	992,057
losa 5-9	1138,29	1191,86	5,6	5,6	balance promedio		1165,0779					
losa 6-10	1151,69	1191,86	6,5	6,5	balance promedio		1171,7738					
losa 7-11	1151,69	1191,86	6,5	6,5	balance promedio		1171,7738					
losa 8-12	1178,47	1258,82	6,5	6,5	balance promedio		1218,6447					

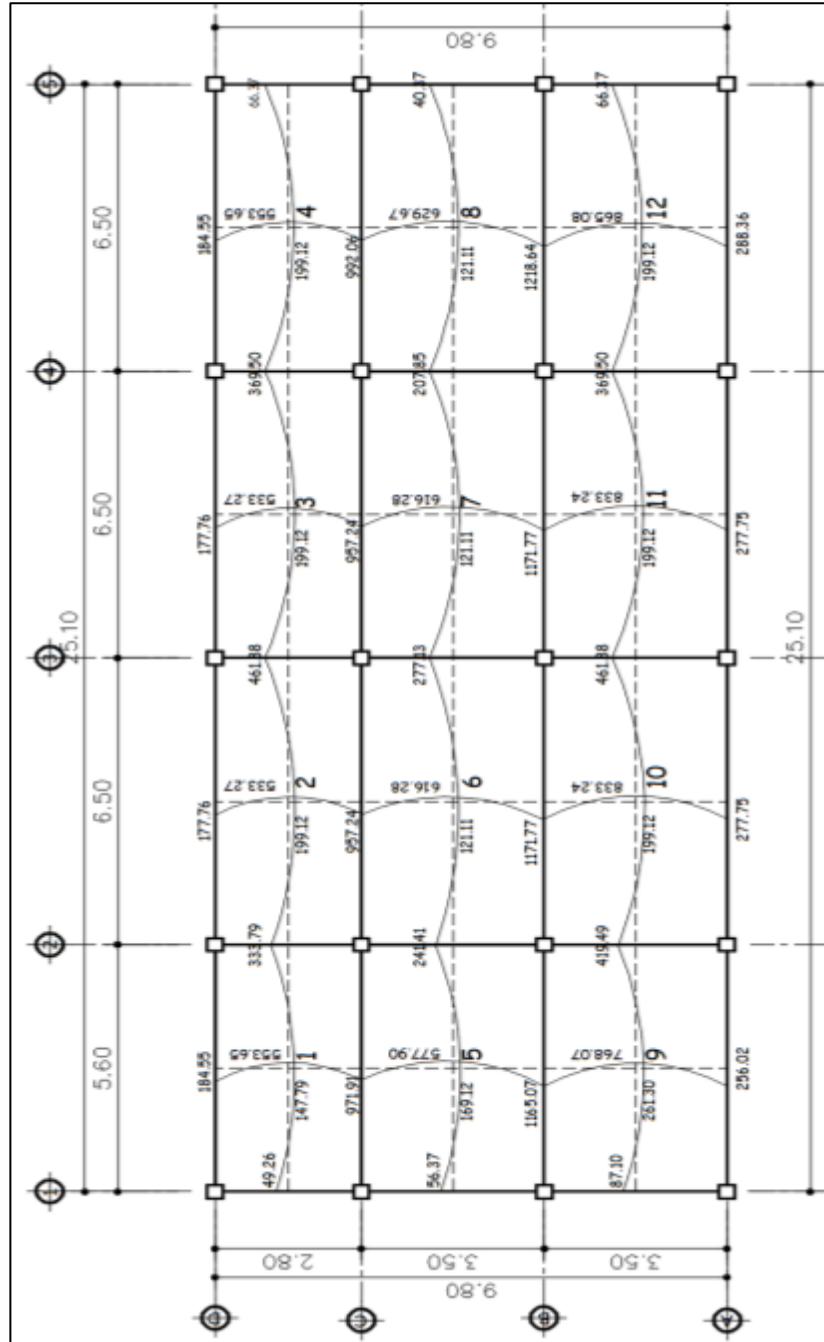
Fuente: elaboración propia.

**Tabla LIII. Balance de momentos primer nivel sentido X (entrepiso),  
módulo 1**

balance de momentos primer nivel x						no balance	balance promedio	balanceo por rigidez				
losas	Mlosa1 (kg-m)	Mlosa2 (kg-m)	L1 (m)	L2 (m)	condición	M1=M2 (kg-m)	M1 = M2 (kg-m)	k1	k2	D1	D2	M1=M2 (kg-m)
losa 1-5	1181,49	1138,29	5,6	5,6	balance promedio		1159,8944					
losa 2-6	1118,65	1151,69	6,5	6,5	balance promedio		1135,1675					
losa 3-7	1118,65	1151,69	6,5	6,5	balance promedio		1135,1675					
losa 4-8	1181,49	1178,47	6,5	6,5	balance promedio		1179,9819					
losa 5-9	1138,29	1191,86	5,6	5,6	balance promedio		1165,0779					
losa 6-10	1151,69	1191,86	6,5	6,5	balance promedio		1171,7738					
losa 7-11	1151,69	1191,86	6,5	6,5	balance promedio		1171,7738					
losa 8-12	1178,47	1258,82	6,5	6,5	balance promedio		1218,6447					

Fuente: elaboración propia.

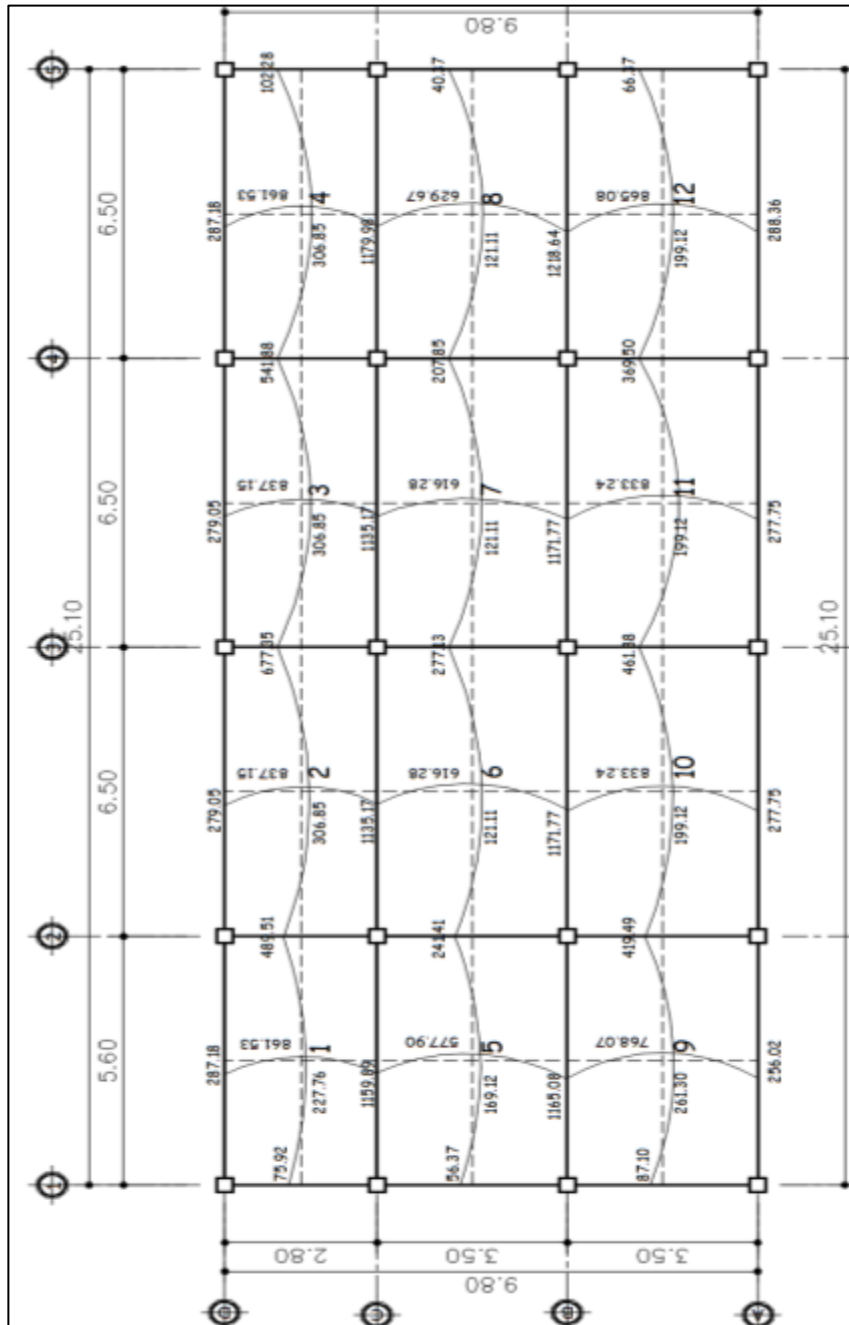
Figura 58. Momentos actuantes balanceados para losa del segundo nivel, módulo 1



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.



Figura 59. Momentos actuantes balanceados para losa del primer nivel, módulo 1



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

- Diseño de armado

En losas el diseño de refuerzo se considera como de una viga, con un ancho unitario que forma una franja de 1 metro ( $b_w = 100 \text{ cm}$ ). Para la edificación, se utilizaron los siguientes parámetros para el diseño del armado de losas.

- Peralte efectivo de la losa

Para el cálculo del peralte efectivo se toma en cuenta el recubrimiento mínimo para una losa de concreto no expuesta a la intemperie ni en contacto con el suelo es de 1 a ½ pulgada, según ACI 318-14 capítulo 20, tabla 20.6.1.3.1 se utilizó 2cm. El acero a utilizar se propone varilla con diámetro No. 4.

$$d_{losa} = t_{losa} - \text{recubrimiento} - \frac{\phi_{varilla}}{2}$$

$$d_{losa} = 12 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - \frac{0,95}{2} = 9,53$$

- Área de acero mínimo

Según la sección 9.6.1.2 del ACI 318-14, el refuerzo mínimo para elementos sometidos a flexión, debe ser el mayor que (a) y (b)  $A_{smin}$ ;

$$A_{smin} = \frac{0,80 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d \quad (a); \quad A_{sminlim} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad (b)$$

$$A_{smin} = \frac{0,80 * \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}}}{4 200 \frac{kg}{cm^2}} * 100 cm * 9,53 = 3,04 cm^2$$

$$A_{sminlim} = \frac{14}{4 200 \frac{kg}{cm^2}} * 100 * 9,53 = 3,18 cm^2$$

El acero mínimo no debe ser menor que  $A_{sminlim}$  se tomará como  $A_{smin} = 3,18 cm^2$ , debido a las restricciones que indica el ACI 318-14 en la sección 8.7.5.6.3.1

- Espaciamiento para  $A_{smin}$

Con el área de acero mínimo, se calcula el espaciamiento  $S_{Asmin}$ , usando una varilla de acero núm. 3 que tiene un área en su sección transversal de  $0,71 cm^2$ . El espaciamiento se calcula con la siguiente expresión

$$S_{Asmin} = \frac{A_{sref} * b_w}{A_{smin}}$$

$$S_{Asmin} = \frac{(0,71 cm^2 * 100 cm)}{3,18 cm^2} = 22,33 cm \approx 20 cm$$

El código ACI 318-14 en la sección 8.7.2.2 estipula que para losas no preesforzadas el espaciamiento máximo  $s$  del refuerzo longitudinal corrugado deber ser el menor entre  $2t$  y 18 pulg (45,72cm).

$$S_{max} = 2 * t_{losa} = 2 * 12 cm = 24 cm$$

El espaciamiento encontrado con el área de acero mínimo es mayor que el máximo espaciamiento de  $2t$  y de  $45,72$  cm permitidos; por lo que se propone un espaciamiento de  $S= 20$  cm, para este espaciamiento el acero a usar es  $3,55$  cm<sup>2</sup>

- Momentos soportados por  $A_{smin}$

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

$$M_{A_{smin}} = 0,90 * \left[ 4\ 200 * 3,55 * \left( 9,53 - \frac{(3,55 * 4\ 200)}{(1,7 * 280 * 100)} \right) \right]$$

$$M_{A_{smin}} = 123\ 679,76\ kg - cm ;\ 1\ 236,79\ kg - m$$

- Todos los momentos positivos y negativos están cubiertos por el acero mínimo de ambas losas utilizar el armado con un espaciamiento de  $20$  cm.
- Refuerzos para momentos que excedan al momento cubierto por el  $A_{smin}$

Para los momentos menores al  $M_{A_{smin}}$ , se utilizará el refuerzo mínimo, para los momentos que lo excedan deberá calcularse el área de acero y espaciamiento requerido de la siguiente manera, Diseño de concreto reforzado, Jack C. McCorman 8va edición, sección 3.4:

$$A_{sreq} = \left[ (b_w * d_{losa}) - \sqrt{(b_w * d_{losa})^2 - \left( \frac{M_u * b_w}{0,003825 * f'c} \right)} \right] * \frac{0,85 * f'c}{f_y}$$

Tabla LIV. **Áreas de acero y esparcimiento para momentos en losas, módulo 1**

áreas de acero y espaciamientos para todos los momentos					espaciamento calculado	espaciamento a usar	tipo de armados
Mu (kg-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As a usar (cm <sup>2</sup> )	No varilla			
1236,8	3,5500	3,18	3,55	No, 3	0,2000	20	Usar espaciamento de 20 cm para todas las losas ya que todos los momentos son menores al momento del acero mínimo.

Fuente: elaboración propia.

- Chequeo por corte

Para miembros no preesforzados sometidos a cortante y flexión,  $V_{max}$  se debe calcular de acuerdo a lo especificado en ACI 318-14, sección 22.5.5.1.

Las losas están sometidas a esfuerzos de corte, lo resiste únicamente el concreto, y se verifica si el espesor de la losa es el adecuado. El procedimiento es el siguiente:

$$V_{m\acute{a}x\ res} \geq V_{m\acute{a}x\ act} ; \text{espesor de losa adecuado}$$

$$V_{m\acute{a}x\ res} < V_{m\acute{a}x\ act} ; \text{aumentar espesor de losa}$$

$$V_{m\acute{a}x\ act} = \frac{C_{ul} * a}{2}$$

$$V_{m\acute{a}x\ res} = \phi * 0,53 * \sqrt[2]{f'c} * b_w * d_{losa}$$

$$V_{m\acute{a}x\ res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2} * 100 * 9,53} = 7\ 184,00\ kg$$

$$V_{m\acute{a}x\ act} = \frac{1\ 603,20 * 3,5}{2} = 2\ 805,60\ kg$$

$$V_{m\acute{a}x\ res} \geq V_{m\acute{a}x\ act} ; 7\ 059,62\ kg \geq 2\ 805,60\ kg$$

El cortante en la sección es menor a la resistencia por corte del concreto, se concluye que el espesor de 12 cm es el adecuado, el armado de ambas losas se muestra en los planos estructurales de armado de losa en apéndice.

#### 2.1.6.2. Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales sometidos a esfuerzo de corte, compresión y tensión. En una viga de concreto armado el acero de refuerzo resiste la tensión causado por los momentos flectores, mientras que el concreto resiste el esfuerzo de compresión.

Los datos para el cálculo de diseño de viga se toman de los momentos y cortes actuantes últimos que son tomados del análisis estructural, mostrados en la gráfica 42 de momentos últimos por envolvente de momentos y de la figura 45 de cortes últimos que afectan la viga.

Para ejemplificar este procedimiento, se diseñará la viga del tramo A-B del segundo nivel del marco D, sentido X; esta viga se denominará viga principal T-1-C.

- Momento crítico negativo 9 543 kg-m (derecho) 5 435 kg-m (izq.), como se muestra en la envolvente de momentos últimos.
  - momento crítico positivo 3 288 kg-m para el cálculo.
  - En el predimensionamiento se definió una sección transversal de 30 cm x 60 cm, sin embargo, en diseño se comprobó que la altura es mayor que lo que requiere, por lo que se adoptó una altura menor equivalente a 50 cm.
- Peralte efectivo de la viga

Para el cálculo del peralte efectivo, se toman en consideración el recubrimiento mínimo para una viga de concreto no expuesta a la intemperie ni en contacto con el suelo es de 4 cm, según ACI 318-14, tabla 20.6.1.3.1, la varilla longitudinal a utilizar se propone de Ø No. 6, con un refuerzo transversal de varilla Ø núm. 3.

$$d_{viga} = h_{viga} - \left( \text{recubrimiento} + \frac{\phi \text{ varilla long}}{2} + \phi \text{ varilla trans} \right)$$

$$d_{viga} = 50 \text{ cm} - \left( 4 \text{ cm} + \frac{1,91}{2} + 0,953 \right); \quad d_{viga} = 44,092 \text{ cm}$$

- Diseño por flexión
  - Límites del área de acero

Previo a realizar los cálculos de acero longitudinal de la viga, se deben conocer los límites entre los que se deben encontrar este valor, mediante los siguientes criterios.

- Área de acero mínimo

Según la sección 9.6.1.2 del ACI 318-14, el refuerzo mínimo para elementos sometidos a flexión, debe ser el mayor que (a) y (b)  $A_{smin}$ ;

$$A_{smin} = \frac{0,80 * \sqrt[2]{f'c}}{f_y} * b_{viga} d_{viga} \quad (a); \quad A_{sminlim} = \frac{14}{f_y} * b_{viga} * d_{viga} \quad (b)$$

$$A_{smin} \geq A_{minlim}$$

$$A_{smin} = \frac{0,80 * \sqrt[2]{280 \frac{kg}{cm^2}}}{4\,200 \frac{kg}{cm^2}} * 30\,cm * 44,092 = 4,17\,cm^2$$

$$A_{sminlim} = \frac{14}{4\,200\,kg/cm^2} * 30\,cm * 54,092 = 4,41\,cm^2$$

El acero mínimo se tomará como  $A_{smin} = 4,41\,cm^2$

- Área de acero máximo

Según ACI 318-14, sección 18.6.3.1, la cuantía de refuerzo  $\rho$  no debe exceder 0,025.

$$A_{Smax} = 0,025 * 30 * 44,092 = 33,069\,cm^2$$

El área de acero para la viga principal T-1-C debe estar entre los siguientes límites:  $4,41\,cm^2 \leq A_{sviga} \leq 33,069\,cm^2$



- Refuerzo longitudinal requerido

Tomando en cuenta los valores límites para el refuerzo, se procede a encontrar el área de acero requerido por los momentos actuantes, con la siguiente expresión:

$$A_{sreq} = \left[ (b_w * d_v) - \sqrt{(b_w * d_v)^2 - \left( \frac{M_u * b_w}{0,003825 * f'c} \right)} \right] * \frac{0,85 * f'c}{f_y}$$

Tabla LV. **Área de acero para viga T1-C segundo nivel Marco D, módulo 1**

Área de acero para momentos actuantes					
viga A-B	Mu (kg-m)	As req (cm2)	Asmin (cm2)	As max	As usar
Mu(-) izq	5 435	3,34	<u>4,41</u>	33,069	4,41
Mu(+)	3 288	2,00	<u>4,41</u>	33,07	4,41
Mu(-) der	9 543	5,96	<u>4,41</u>	33,07	5,96

Fuente: elaboración propia.

Para calcular las áreas finales del refuerzo a flexión en cada sección de la viga, se toman en consideración los requerimientos sísmicos del capítulo 18 del ACI 318-14. El código establece parámetros para la cama superior como inferior.

- Cama superior

Debe tener al menos dos barras continuas como mínimo (ACI 318-14 sección 18.6.3.1), con el mayor de los siguientes valores.

$$A_{Smin} = 4,41 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318 – 14 seccion 9.6.1.2.)}$$

$$\frac{1}{4} * AS_{(-)mayor} = \frac{1}{4} * 5,96 \text{ cm}^2 = 1,49 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318 – 14 seccion 18.6.3.2)}$$

Para el armado se usarán 2 varillas corridas Ø No. 6 (As = 5,70 cm<sup>2</sup>), refuerzo necesario para cumplir con los requisitos sísmicos y del momento actuante.

- Cama inferior

Debe tener al menos dos barras continuas como mínimo (ACI 318-14 sección 18.6.3.1), con el mayor de los siguientes valores.

$$A_{Smin} = 4,41 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318 – 14 seccion 9.6.1.2.)}$$

$$\frac{1}{4} * AS_{(-)mayor} = \frac{1}{4} * 5,96 \text{ cm}^2 = 1,49 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318 – 14 seccion 18.6.3.2)}$$

$$\frac{1}{2} * AS_{(-)nodo} = \frac{1}{2} * 5,96 = 2,98 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318 – 14 sección 18.6.3.2)}$$

Para el armado se usarán 2 varillas corridas Ø núm. 6 (As = 5,70 cm<sup>2</sup>), refuerzo necesario para cumplir con los requisitos sísmicos y del momento actuante, si existe diferencia entre el acero calculado y el corrido debe complementarse con bastones.

- Revisión por corte

El objetivo del refuerzo a corte es asegurar el elemento estructural resista los esfuerzos cortantes a los que estará sometido, contribuye a que el refuerzo longitudinal permanezca en su posición y confinar el concreto.

*si  $V_c \geq V_u$  ; la viga necesita estribos solo por armado*

*si  $V_c < V_u$  ; diseñar estribos por corte, calcular S y lo*

- Cortante máximo que resiste el concreto ACI 318-14, sección 22.5.5.1

$$V_c = \theta * 0,53 * \sqrt{f'c} * b_{viga} * d_{viga}$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}} * 30cm * 44,092 = 9\,971,37\,kg$$

- Cortante máximo actuante

El cortante máximo actuante es obtenido del análisis estructural en la sección de corte en marcos dúctiles  $V_{act} = 5\,763\,kg$

Como  $V_c$  es mayor al  $V_{act}$  se necesita estribos solo por armado con un espaciamiento igual a  $S=d/2$ .

- Espaciamiento máximo

$$S_{max} = \frac{44,092}{2} = 22,05 \approx 22 \text{ cm}$$

- Longitud de confinamiento por requerimiento sísmico.

Considerando a Guatemala como un país altamente sísmico, es necesario confinar la viga de acuerdo a las solicitaciones sísmicas.

El ACI 318.14 en la sección 18.4.2.4 especifica que ambos extremos de la viga deben colocarse estribos cerrado de confinamiento en una longitud  $2h_{viga}$  medida desde la cara del miembro de apoyo hace el centro de luz.

$$L_c = \text{longitud de confinamiento} = 2 * h_{viga}$$

$$L_c = 2 * 50 = 100 \text{ cm}$$

La longitud de confinamiento será de  $L_c = 100 \text{ cm}$  en ambos extremos de la viga, medida desde la cara interior del apoyo de la viga.

- Espaciamiento de estribos por confinamiento

En la sección 18.6.4.4 del ACI 318-14, establece las recomendaciones sobre la colocación y esparcimiento, siendo los siguientes:

- El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 5 cm de la cara del miembro de apoyo.

El espaciamiento de los estribos de confinamiento no debe exceder al menor de:

- $\frac{d_v}{4}; \frac{44,092}{4} = 11,02 \text{ cm}$
  - 6 veces el diámetro de las barras principales a flexión más pequeña.  $6 * No. 6 = 6 * 1,91 = 11,46 \text{ cm}.$
  - 15 cm
- El esparcimiento en la zona de confinamiento será de 10 cm con varillas  $\emptyset$  núm. 3 para una longitud de confinamiento de 100 cm y en la zona no confinada un espaciamiento igual a 20 cm

Debido a que la separación entre varillas de la cama superior e inferior es mayor a 35 cm (ACI 318-14 sección 18.6.4.2) es necesario colocar una varilla en medio como refuerzo adicional, con el objetivo de absorber el esfuerzo interno de corte del concreto y estabilizar el armado en viga, el cual será 2 No 4.

Para el armado del resto de las vigas del segundo y primer nivel, se siguió el procedimiento descrito; los resultados se observan en los planos estructurales.

Tabla LVI. **Área de acero para momentos actuantes 2 nivel módulo 1**

Área de acero para momentos actuantes						
viga 1-2	Mu (kg-m)	As req (cm2)	Asmin (cm2)	As max	As usar	armado propuesto
Mu(-) izq	5 435	3,34	4,41	33,07	4,41	2 no 6 corridas
Mu(+)	3 288	2,00	4,41	33,07	4,41	2 no 6
Mu(-) der	9 543	5,96	4,41	33,07	5,96	2 no 6 corridas + 1 bastón No4
viga 2-3	Mu (kg-m)	As req (cm2)	Asmin (cm2)	33,07	As usar	
Mu(-) izq	8 926	5,56	4,41	33,07	5,56	2 no 6 corridas
Mu(+)	3 551	2,16	4,41	33,07	4,41	2 no 6
Mu(-) der	9 008	5,62	4,41	33,07	5,62	2 no 6 corridas
viga 3-4	Mu (kg-m)	As req (cm2)	Asmin (cm2)	33,07	As usar	
Mu(-) izq	8 930	5,56	4,41	33,07	5,56	2 no 6 corridas
Mu(+)	3 258	1,98	4,41	33,07	4,41	2 no 6
Mu(-) der	9 732	6,09	4,41	33,07	6,09	2 no 6 corridas + 1 bastón No4
viga 4-5	Mu (kg-m)	As req (cm2)	Asmin (cm2)	As max	As usar	
Mu(-) izq	10 767	6,77	4,41	33,07	6,77	2 no 6 corridas + 1 bastón No4
Mu(+)	4 664	2,85	4,41	33,07	4,41	2 no 6
Mu(-) der	6 378	3,93	4,41	33,07	4,41	2 no 6 corridas

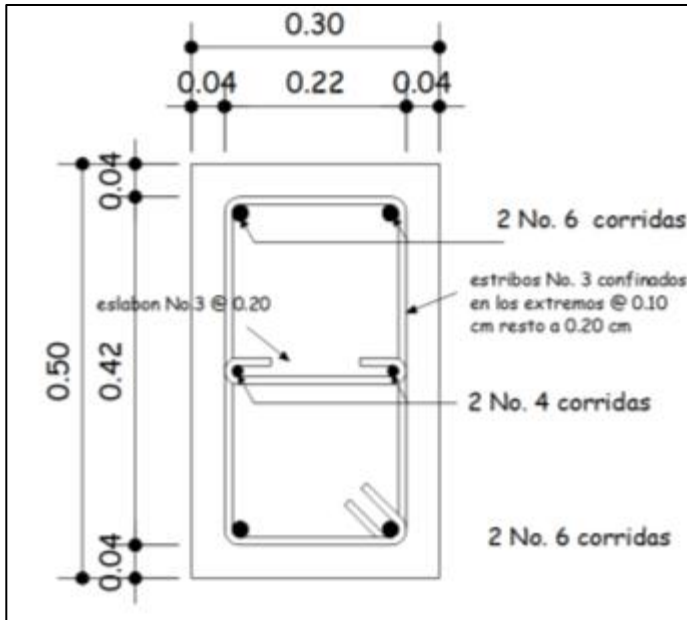
Fuente: elaboración propia.

Tabla LVII. **Área de acero para momentos actuantes 1 nivel módulo 1**

Área de acero para momentos actuantes						
viga 1-2	Mu (kg-m)	As req (cm2)	Asmin (cm2)	As max	As usar	armado propuesto
Mu(-) izq	14 943	9,58	4,41	33,07	9,58	2 no 6 corridas + 1 bastón No.4
Mu(+)	5 313	3,26	4,41	33,07	4,41	2 no 6 + 1 No5 corridas
Mu(-) der	19 789	13,00	4,41	33,07	13,00	3 no 6 corridas + 2 bastón No.6
viga 2-3	Mu (kg-m)	As req (cm2)	Asmin (cm2)	33,07	As usar	
Mu(-) izq	17 355	11,26	4,41	33,07	11,26	3 no 6 corridas + 1 bastón No.6
Mu(+)	5 823	3,58	4,41	33,07	4,41	2 no 6 + 1 No5 corridas
Mu(-) der	18 072	11,77	4,41	33,07	11,77	3 no 6 corridas + 2baston No.5
viga 3-4	Mu (kg-m)	As req (cm2)	Asmin (cm2)	As max	As usar	
Mu(-) izq	18 003	11,72	4,41	33,07	11,72	3 no 6 corridas + 2 bastón No.5
Mu(+)	5 379	3,30	4,41	33,07	4,41	2 no 6 + 1 No5 corridas
Mu(-) der	18 744	12,25	4,41	33,07	12,25	3 no 6 corridas + 2baston No.5
viga 4-5	Mu (kg-m)	As req (cm2)	Asmin (cm2)	33,07	As usar	
Mu(-) izq	21 603	14,33	4,41	33,07	14,33	3 no 6 corridas + 2 bastón No.6
Mu(+)	7 512	4,65	4,41	33,07	4,65	2 no 6 + 1 No5 corridas
Mu(-) der	16 372	10,57	4,41	33,07	10,57	3 no 6 corridas + 1 bastón No.5

Fuente: elaboración propia.

Figura 60. **Detalle de armado de viga segundo nivel viga de eje 1 al eje 2, marco D módulo 1**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

### 2.1.6.3. Diseño de columnas

Las columnas son elementos estructurales que su función es soportar las cargas axiales y los momentos flexionantes. El refuerzo principal en las columnas es longitudinal, paralelo a la dirección de la carga; dependiendo de la forma de la sección transversal de la columna, el esfuerzo transversal tendrá forma cuadrada, rectangular o circular.

Los momentos flexionantes son tomados del análisis estructural para diseñar la columna, se toma el mayor de los dos momentos, en la siguiente tabla se presentan los datos necesarios para el diseño de la columna del primer nivel, ubicada en el eje B - 3 que es la más crítica, mostrada en la figura 6.

Tabla LVIII. Datos columna B-3

datos para el diseño de columna		
Columna entre ejes B-3	n2	n1
Área tributaria	22,75	
Columna entre ejes B Y 2 área	0,35	0,35
Longitud de columna	3,2	4,7
Longitud de viga q cubreAT	10	
Viga	0,3	0,5
Momento máximo en X	10 994	
Momento máximo en Y	10 901	
Corte máximo x	4 517	
Corte máximo y	4 573	

Fuente: elaboración propia.

- Carga axial

$$C_{u2-1} = 1,2 C_{m2-1} + 1,6 C_{v2-1}$$

Donde:

$C_{u2-1}$  = carga axial del nivel indicado

$C_{m2-1}$  = carga muerta del nivel indicado (losa + sobrecarga)

$C_{v2-1}$  = carga viva del nivel indicado (azotea y mercado)

- Segundo nivel

$$C_{U2} = 1,2 * \left( 0,12m * 2\ 400 \frac{kg}{m^3} + 100 \frac{kg}{m^2} \right) + 1,6 * \left( 200 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$C_{U2} = 785,6 \frac{kg}{m^2}$$



- Primer nivel

$$C_{U1} = 1,2 * \left( 0,12m * 2\,400 \frac{kg}{m^3} + 150 \frac{kg}{m^2} + 100 \frac{kg}{m^2} \right) + 1,6 * \left( 200 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$C_{U1} = 965,60 \frac{kg}{m^2}$$

- Factor de carga última

$$F_{cu2-1} = \frac{C_{u2-1}}{C_{m2-1} + C_{v2-1}}$$

$$F_{cu2} = \frac{785,60 \frac{kg}{m^2}}{388 \frac{kg}{m^2} + 200 \frac{kg}{m^2}} = 1,34$$

$$F_{cu1} = \frac{965,60 \frac{kg}{m^2}}{538 \frac{kg}{m^2} + 200 \frac{kg}{m^2}} = 1,31$$

- Carga axial última

La carga axial última se determina por medio de áreas tributarias, incluyendo el peso de la viga que se localicen dentro del área. Cuando las columnas soportan otros niveles se considera que la carga axial de los niveles superiores sea acumulada para su diseño.

$$P_{utotal} = P_{u2N} + P_{u1N}$$

$$P_{u2N} = (Area_{trib} * C_{u2}) + (P_{vigas} * F_{cu2})$$

$$P_{u1N} = (Area_{trib} * C_{u1}) + (P_{vigas} * F_{cu1}) + (P_{colN2} * F_{Cu2})$$

$$P_{vigas} = (b_v * h_v * L_v * \gamma_C)$$

$$P_{u2N} = (b_{Col} * h_{Col} * L_{colN2} * \gamma)$$

- Segundo nivel

$$P_{col2N} = (0,35m * 0,35 * 3,20m * 2\,400\,kg/m^3) = 940,8\,kg$$

$$P_{vigas} = \left(0,30m * 0,50m * 10,0m * \frac{2\,400kg}{m^3}\right) = 3\,600\,kg$$

$$P_{u2N} = (22,75 * 785,60) + (3\,600\,kg * 1,34) = 22\,682,20\,kg$$

- Primer nivel

$$P_{u1N} = (22,75 * 965,60) + (3\,600 * 1,31) + (940,8 * 1,34) = 27\,934,60\,kg$$

$$P_{utotal} = 22\,682,20 + 27\,934,60 = 50\,616,80\,kg$$

- Efecto de esbeltez

Una columna está definida como esbelta cuando los lados de su sección transversal son pequeños en relación a su longitud. Una columna esbelta es clasificada en tres categorías, para determinar su comportamiento bajo la acción de cargas y definir su diseño.

- 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 columnas será obtenida por media de la ecuación:

$$E = \frac{k_p * L_u}{\sigma}$$

- Factor de longitud efectiva de pandeo

Para encontrar el factor de longitud efectiva de pandeo ( $k_p$ ), se recurre a los monogramas de Jackson y Moreland, o bien se obtiene mediante las ecuaciones de Furlong, las cuales trabajan bajo ciertos rangos, como se muestra a continuación:

$$k_p = \frac{(20 - \Psi_p)}{20} * \sqrt{1 - \Psi_p}; \quad \text{para } \Psi_p < 2$$

$$k_p = 0,9 * \sqrt{1 + \Psi_p}; \quad \text{para } \Psi_p \geq 2$$

$$\Psi_p = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2}$$

El grado del coeficiente que determina el grado de empotramiento a la rotación en las columnas  $\Psi$  en ambos extremos se calcula por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\Psi_A = \frac{\sum k_{col}}{\sum k_{viga}} \quad ; \quad \Psi_B = 0,0 \text{ (empotramiento en la base)}$$

$$k = \frac{I}{L} \quad \quad I = \frac{1}{12} * b * h^3$$

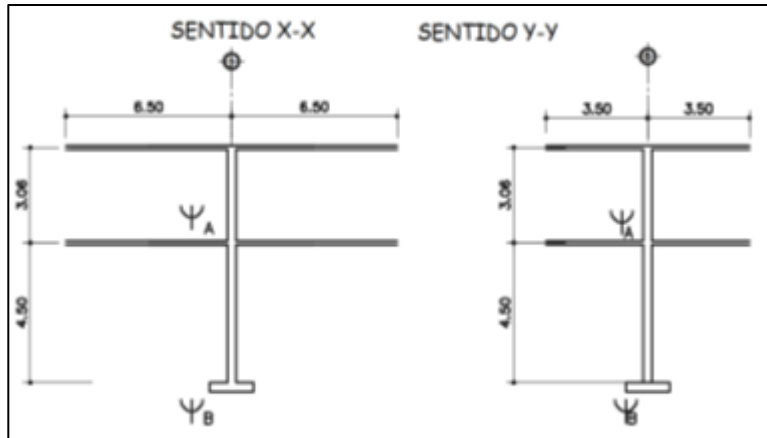
En la sección 6.6.3.1.1 (a) del ACI 318-14, se estipula que se permite el uso de las siguientes propiedades para elementos en la estructura respecto a los momentos de inercia:

- 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.

Las ecuaciones para encontrar el coeficiente del grado de empotramiento quedan de la siguiente forma:

$$\Psi_A = \frac{0,70 * \sum k_{col}}{0,35 * \sum k_{viga}} \quad ; \quad \Psi_B = 0,00 \text{ (empotramiento en la base)}$$

Figura 61. **Diagrama sentido X-X y Y-Y para cálculo de esbeltez en columna, módulo 1**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Tabla LIX. **Cálculo de esbeltez de la columna B-3 sentido X-X y Y-Y**

Calculo de esbeltez		
N2	sentido X-X	SENTIDO Y-Y
Lcol	320,00	320,00
I col	125052,08	125052,08
0,70 kcol	273,55	273,55
N1		
I viga	312500,00	312500,00
Lviga izq	650,00	350,00
0,35 k vigaizq	168,27	312,50
Iviga der	312500,00	312500,00
Lviga derec	650,00	350,00
0,35 k viga derec	168,27	312,50
sum k viga 1 N	336,54	625,00
Lcol	470,00	470,00
Icol	125052,08	125052,08
0,70 kcol	186,25	186,25
sum kcol N2+N1	459,80	459,80
Wa	1,37	0,74
Wb	0,00	0,00
wp	0,68	0,37
kp	1,25	1,15
E	56,09	51,39

Fuente: elaboración propia.

La columna se clasifica como intermedia y se procede a magnificar los momentos utilizados para su diseño.

- Magnificación de momentos

Para estructuras con desplazamiento lateral se realizará de acuerdo al código ACI 318-14, sección 6.6.4.6, mediante el siguiente procedimiento.

- Factor de flujo plástico del concreto en el primer nivel

$$\beta_d = \frac{1,2 * CmN1}{C_u N1} ; \quad 0 \leq \beta_d \leq 1.$$

$$\beta_d = \frac{1,2 * 538}{965,60} = 0,66$$

- El total del material

Según ACI 318-14, sección 6.6.4.4.4 ecuación (6.6.4.4.4a).

$$EI = \frac{0,4 * E_c * I_g}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{0,4 * 252671,33 * 125052,08 \text{ cm}^4}{1 + 0,66} = 7,56 * 10^9 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

- Carga crítica de pandeo de Euler

$$P_{crx-y} = \frac{\pi^2 * EI}{(k_{px-y} * L_u)^2}$$

$$P_{crx} = \frac{\pi^2 * 7,56 * 10^9 \text{ kg} - \text{cm}^2}{(1,25 * 470 \text{ cm})^2} = 215924,35 \text{ kg}$$

$$P_{cry} = \frac{\pi^2 * 7,56 * 10^9}{(1,15 * 470 \text{ cm})^2} = 257229,96 \text{ kg}$$

- Magnificador de momentos

Es un factor de seguridad por el cual se deben multiplicar los momentos últimos de las columnas para evitar el pandeo. El código ACI 318-14 sección 6.6.4.6.2 permite calcular el magnificador como:

$$\delta_{sx-y} = \frac{1}{1 - \frac{P_{utotal}}{\phi * P_{crx*y}}} \geq 1$$

$\phi = 0,75$  (para zunchos) ;  $\phi = 0,70$  (para estribos)

$$\delta_{sx} = \frac{1}{1 - \frac{50\ 616,80 \text{ kg}}{0,70 * 215\ 924,35 \text{ kg}}} = 1,50 \geq 1$$

$$\delta_{sy} = \frac{1}{1 - \frac{50\ 616,80 \text{ kg}}{0,70 * 257\ 229,96 \text{ kg}}} = 1,39 \geq 1$$

- Momentos de diseño magnificados

Es el momento que sirve de dato para el diseño. Se toma el mayor de los dos momentos que actúen en los extremos de la columna.

$$M_x = 10\,994 \text{ kg-m}$$

$$M_y = 10\,901 \text{ kg-m}$$

$$M_{dx-y} = \delta_{sx-y} * M_{ux-y}$$

$$M_{dx} = 1,50 * 10\,994 \text{ kg-m} = 16\,529,46 \text{ kg-m}$$

$$M_{dy} = 1,39 * 10\,901 \text{ kg-m} = 15\,163,64 \text{ kg-m}$$

- Refuerzo longitudinal
  - Límites de acero

El ACI 318-14 en la sección 18.7.4.1 establece el mínimo y máximo de área de acero longitudinal que debe poseer una columna perteneciente a un pórtico resistente a momentos.

$$1 \% * A_g \leq A_s \leq 6 \% A_g$$

- Área de acero mínimo

$$A_{smin} = 1 \% * A_g; \quad A_{smin} = 1 \% * (35\text{cm} * 35\text{cm}) = 12,25 \text{ cm}^2$$

- Área de acero máximo

$$A_{smáx} = 6 \% * A_g; \quad A_{smax} = 6 \% * (35\text{cm} * 35\text{cm}) = 73,5 \text{ cm}^2$$



- Acero longitudinal propuesto

El armado propuesto será de 4 varillas No. 8 y 4 varillas corridas núm. 6 equivalentes a 31,67 cm<sup>2</sup>, que representan el 2.59% respecto al área gruesa de la columna, con un recubrimiento de 4 cm según ACI 318-14, sección 20.6.1.3.1.

- Método de cargas inversas (método de Bresler)

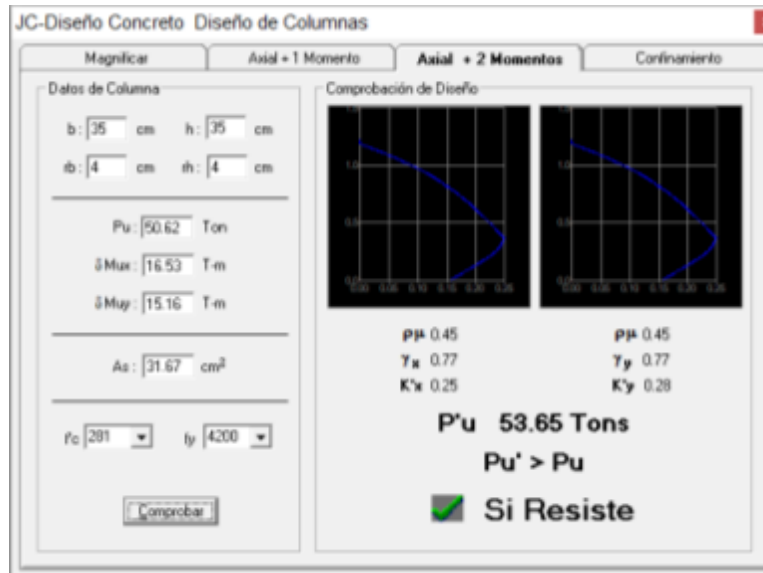
El método de cargas inversas o método de la carga recíproca es un método simple y aproximado que determina el valor de  $1/P'u$  dentro de la gráfica de interacción para diseño de columnas; dicho punto es determinado por la carga axial pura ( $P'o$ ), carga de falla con excentricidad en el sentido X ( $P'ux$ ) y carga de falla con excentricidad en el sentido Y ( $P'uy$ ). Este método comprueba si el armado propuesto es el adecuado para la columna propuesta.

- Valor de las variables de Bresler

Para este método se usan los diagramas de interacción para el diseño de columnas. Se obtuvieron los siguientes valores:

$$k'_x = 0,25 \qquad k'_y = 0,28$$

Figura 62. Diagrama de iteración de columnas



Fuente: elaboración propia, empleando JC-diseño Concreto.

- Carga resistente de la columna con excentricidad  $e_x$

Se produce  $P'_x$  cuando solamente existe excentricidad en  $e_x$ , ( $e_y = 0$ )

$$P'_x = k'_x * f'c * A_g = 0,25 * 280 * 1\ 225 = 86\ 056,25\ kg$$

- Carga resistente de la columna con excentricidad  $e_y$

Se produce  $P'_y$  cuando solamente existe excentricidad en  $e_y$ , ( $e_x = 0$ ).

$$P'_y = k'_y * f'c * A_g = 0,28 * 280 * 1\ 225 = 96\ 383\ kg$$

- Carga última que resiste la columna sin excentricidad

Carga que resiste la columna sin excentricidad, esto es carga axial pura.

$$P'_o = 0,80 * \left[ \left( 0,85 * f'_c * (A_g - A_s) \right) + (A_s * f_y) \right]$$

$$P'_o = 0,80 * \left[ \left( 0,85 * 280 \frac{kg}{cm^2} * (1225 - 31,68) \right) + \left( 31,68 * 4\,200 \frac{kg}{cm^2} \right) \right]$$

$$P'_o = 334\,430,22 \text{ kg}$$

- Carga última que resiste la columna

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{P'_x} + \frac{1}{P'_y} - \frac{1}{P'_o}}$$

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{86\,056,25 \text{ kg}} + \frac{1}{96\,383 \text{ kg}} - \frac{1}{334\,430,22 \text{ kg}}} = 52\,616,57 \text{ kg}$$

El valor de carga última resistente  $P'_u$  debe ser mayor o igual que el valor de la carga de falla última  $P'_{uf}$  para que la propuesta de acero sea la indicada; si esto no fuera así, se debe aumentar el área de acero o un su caso cambiar la sección de columna

$$P'_u > P'_{uf} \quad ; \quad 52\,616,57 \text{ kg} > 50\,616,80 \text{ kg}$$

El armado propuesto para la columna es el adecuado para resistir la carga aplicada.

- Refuerzo transversal

Se realiza con el objetivo de que la columna resista los esfuerzos de corte o, en algunos casos, por armado. El confinamiento se realizará según el código ACI 318-14 mediante estribos No 3, el cual consiste en confrontar el valor del cortante máximo que resiste el concreto de la columna ( $V_c$ ) con el valor del cortante máximo actuante al que está sometido la misma.

*si  $V_c \geq V_u$  ; estribos solo por armado*

*(como mínimo usar varilla No. 3, ACI 318 – 14, sección 25.7.2.2)*

*si  $V_c < V_u$ ; Diseñar estribos por corte, calcular  $S$  y lo*

- Cortante máximo que resiste el concreto

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_{col} * d_{col}$$

$$d_{col} = h - \left( rec + \emptyset_{transversal} + \frac{\emptyset_{long}}{2} \right)$$

$$d_{col} = 35 \text{ cm} - \left( 4 \text{ cm} + 0,9525 \text{ cm} + \frac{2,54}{2} \right) = 28,78 \text{ cm}$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 35 \text{ cm} * 28,78 = 7593,33 \text{ kg}$$

- Cortante máximo actuante

$$V_u = 4 565 \text{ kg}$$

- Comparación  $V_c$ ;  $V_u$

$$V_c \geq V_u \text{ estribos solo por armado; } 7\,593,33 \text{ kg} \geq 5\,858,42 \text{ kg}$$

La sección del concreto resiste el cortante máximo actuante en la columna. Los estribos en el área no confinada pueden separarse de acuerdo al código ACI 318-14 sección 10.7.6.5.2 el menor de:

$$s = \frac{d}{2} = \frac{28,78}{2} = 14,39 \approx 14 \text{ cm (a)}$$

$$s = 60 \text{ cm (b)}$$

- Longitud de confinamiento ( $l_o$ )

Considerando a Guatemala como un país altamente sísmico, es necesario confinar la columna de acuerdo a las sollicitaciones sísmicas. Para elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momentos, el código ACI 318-14 en la sección 18.7.5.1 especifica el procedimiento para la longitud de confinamiento.

- La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión (35 cm).
- Un sexto de la luz libre de la columna ( $3,06/6 = 0,51$  cm).
- 45 cm.

Para la columna del segundo nivel será de 60 cm y para columna el primer nivel 60 cm.

- Refuerzo en zona de confinamiento

El código ACI 318-14 sección 18.7.5.4, establece la cantidad de refuerzo transversal de estribos cerrados de confinamiento ( $A_{sh}$ ), no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones.

$$A_{sh} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c * s * b_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{f'_c * S * b_c}{f_{yt}}$$

Donde:

- $A_{sh}$  = 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
- $b_c$  = dimensión transversal del núcleo medida de centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal con área  $A_{sh}$ .
- $A_g$  = área bruta de la sección transversal de la columna.
- $A_{ch}$  = área de la sección transversal de un elemento, medidas desde los bordes exteriores del refuerzo transversal.

$$A_{sh} = 0,3 \left( \frac{1\,225\text{cm}^2}{729\text{cm}^2} - 1 \right) * \frac{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * S * 26,05\text{ cm}}{4\,200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,35 * S$$

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * S * 26,05}{4\,200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,16 * S$$

Proponiendo el refuerzo transversal: 1 varilla núm. 3 equivalente a 0,71 cm<sup>2</sup>

$$A_{sh} = 4 * 0,71 = 2,84 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto:

$$2,84 \text{ cm}^2 = 0,35 * S ; = 8,11 \text{ cm}$$

$$2,84 \text{ cm}^2 = 0,16 * S ; = 17,75 \text{ cm}$$

La separación de estribos cerrados de confinamiento medidos de centro a centro será el menor de  $S = 8.11$ . Por facilidad de amado se usará 5 cm.

Además, se requiere verificar que las separaciones del refuerzo anteriormente calculadas no deben ser mayores al menor de las siguientes condiciones (ACI 318-14, en la sección 18.7.5.3).

- La cuarta parte de la dimensión menor de la columna ( $35 \text{ cm}/4 = 8,75 \text{ cm}$ ).
- Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal ( $6 * \text{No}6 = 6 * 1,91 = 11,46 \text{ cm}$ ).
- So según se calcule por medio de la ecuación:

$$S_0 = 10 + \frac{35 - h_x}{3}$$

Donde:

- $S_0$  = espaciamiento medido de centro a centro de los estribos.
- $h_x$  = separación máxima entre ramas de los estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios en toda la cara de la columna.

$$S_0 = 10 + \frac{35 - 26,05}{3} = 12,98 \text{ cm}$$

El valor de  $S_0$  no debe ser mayor a 15 cm y no es necesario tomarlo menor a 10 cm.

El ACI 318-14, en la sección 18.7.5.5, establece que más allá de la longitud  $l_0$ , la columna debe contener refuerzo en forma de estribo de confinamiento con un espaciamiento  $S$ , medido de centro a centro que no exceda al menor de:

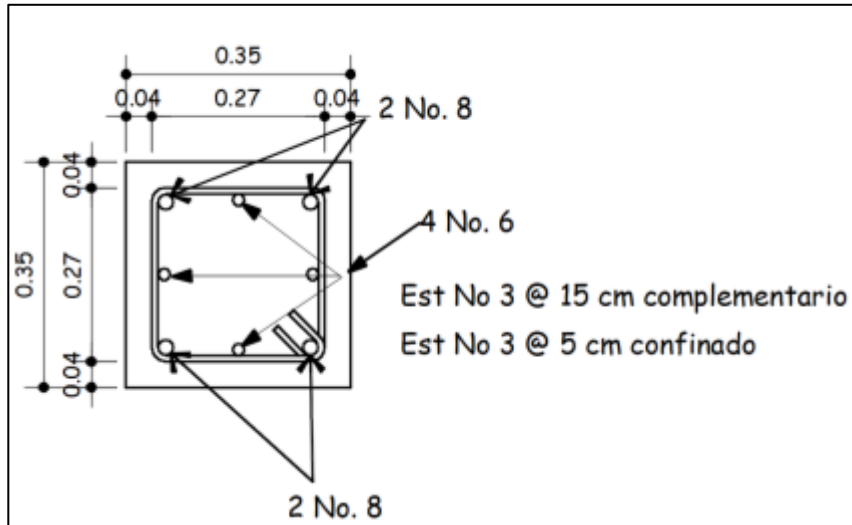
- Seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna ( $6 \text{ No}8 = 6 \cdot 2,54 = 15,24 \text{ cm}$ ).
- 15 cm.

Entonces, en zona donde no se requiera estribos cerrados de confinamiento, se deberá colocar estribos cerrados a cada 15 cm y en la zona de confinamiento a cada 5 cm.

Ninguna barra que no esté apoyada lateralmente puede estar separada más de 15 cm libres de una barra apoyada lateralmente (ACI 318-14 25.7.2.3 (b)).

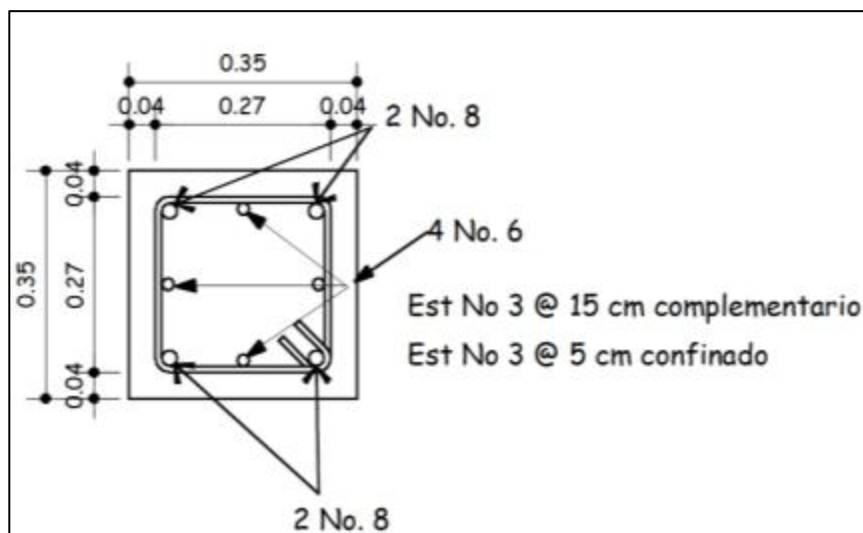


Figura 63. **Detalle de armado de columna principal C-1, módulo 1**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 64. **Detalle de armado columna principal C-1 segundo nivel módulo 1**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

#### 2.1.6.4. Diseño de gradas

“Las gradas son elementos estructurales que su función es comunicar dos ambientes separados por una distancia vertical. El módulo de gradas debe proporcionar un recorrido amplio, seguro y de rápido acceso, la ubicación debe ser funcional de acuerdo a la ocupación del edificio”.<sup>1</sup>

Las siguientes relaciones garantizan la comodidad del módulo de gradas:

- $C < 20 \text{ cm}$
- $H > C$
- $2C + H \leq 64 \text{ cm}$  (valor cercano)
- $C + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm}$
- $C \cdot H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$

$$C = 16 \text{ cm}$$

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

Chequeo de las dimensiones calculadas

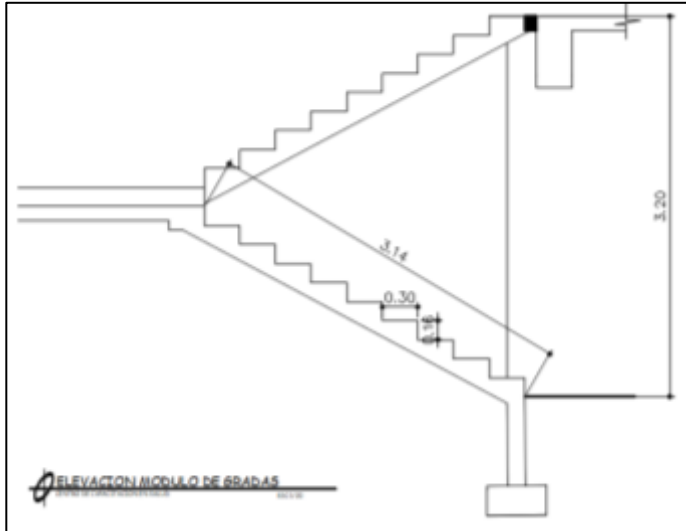
- $C = 16 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$
- $H = 30 \text{ cm} > C = 16 \text{ cm}$
- $2C + H = 2 \cdot 16 + 30 = 62 \leq 64 \text{ cm}$
- $C + H = 16 \text{ cm} + 30 \text{ cm} = 46 \text{ cm}$ ; entre 45 a 48 cm
- $C \cdot H = 16 \cdot 30 = 480 = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$

La mayoría de las relaciones analizadas chequean, por lo tanto, las dimensiones consideradas son correctas.

---

<sup>1</sup> ORTEGA GARCÍA, Juan Emilio. *Diseño de estructuras de concreto armado*. p. 173.

Figura 65. Elevación módulo de gradas



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

- Análisis estructural del módulo de gradas:

- L como longitud inclinada

$$L = \sqrt{(9 * 0,30m)^2 + (10 * 0,16m)^2} = 3,14$$

- Espesor de losa

$$t = \frac{3,14}{24} = 0,13 \approx 0,13 \text{ m}$$

- Carga muerta

$$CM_{grada} = P_{pgradas} + Acabados_{gradas}$$

$$CM_{gradas} = \left[ \gamma_c * \left( t_{losa} + \frac{c}{2} \right) \right] + Acabados_{gradas}$$

$$CM_{gradas} = \left[ 2400 \frac{kg}{m^3} * \left( 0,12 m + \frac{0,17 m}{2} \right) \right] + 100 \frac{kg}{m^2} = 592 \frac{kg}{m^2}$$

- Carga viva

$$CV = 500 \frac{kg}{cm^2}; pasillos y escaleras$$

- Carga última

$$C_{ugradas} = 1,2 CM + 1,6 CV$$

$$C_{ugradas} = 1,2 * 592 \frac{kg}{m^2} + 1,6 * 500 \frac{kg}{m^2} = 1510,40 \frac{kg}{m^2}$$

- Diseño de refuerzo para grada

Se analiza una franja con ancho unitario de 1 m<sup>2</sup>, con el objetivo de estudiar la losa con una carga uniformemente distribuida igual a W<sub>ugradas</sub> 1 510 kg/m.

- Momentos actuantes

Según ACI 318-14, sección 6.5.2 para una losa unidireccional sobre dos apoyos.

$$M_{(+)} = \frac{W_{ugradas} * L^2}{9} = \frac{\left( 1510 \frac{kg}{m} * (2,85 m)^2 \right)}{9} = 1362,78 kg - m$$

$$M_{(-)} = \frac{W_{ugradas} * L^2}{14} = \frac{\left(1\,510 \frac{kg}{m} * (2,85\,m)^2\right)}{14} = 876,07kg - m$$

- Peralte efectivo

$$d_{losagradas} = t_{losagradas} - recubrimiento - \frac{\phi \text{ varilla No3}}{2}$$

$$d_{losagradas} = 12\,cm - 2,50\,cm - \frac{0,9525}{2} = 9,02\,cm$$

- Área de acero mínimo

$$A_s = \frac{(14 * b_{losa} * d_{losa})}{f_y} = \frac{(14 * 100\,cm * 9,02\,cm)}{4\,200 \frac{kg}{cm^2}} = 3,00cm^2$$

- Área de acero para los momentos actuantes

$$.A_{SM(\pm)} = \left[ (b_{losa} * d_{losa}) - \sqrt{(b_{losa} * d_{losa})^2 - \left( \frac{M_u * b_{losa}}{0,003825 * f'c} \right)} \right] * \frac{0,85 * f'c}{f_y}$$

- Área de acero par el momento actuante M (-)

$$A_{SM(+)} = \left[ (100 * 9,02) - \sqrt{(100 * 9,02)^2 - \left( \frac{1\,362,78 * 100}{0,003825 * 280} \right)} \right] * \frac{0,85 * 280}{4200}$$

$$A_{SM(+)} = 4,17\,cm^2$$

- Área de acero para el momento actuante M (+).

$$A_{sM(-)} = \left[ (100 * 9,02) - \sqrt{(100 * 9,02)^2 - \left( \frac{876,07 * 100}{0,003825 * 280} \right)} \right] * \frac{0,85 * 280}{4 * 200}$$

$$A_{sM(-)} = 2,34 \text{ cm}^2$$

- Espaciamiento

$$S_{M(-)} = \frac{(0,71 \text{ cm}^2 * 100)}{4,17 \text{ cm}^2} = 17,02 \text{ cm}^2$$

Para el armado se proponen varillas núm. 3 a cada 15 cm.

- Área de acero por temperatura

$$A_{Stemp} = 0,0018 * b_{losagradas} * d_{losagradas}$$

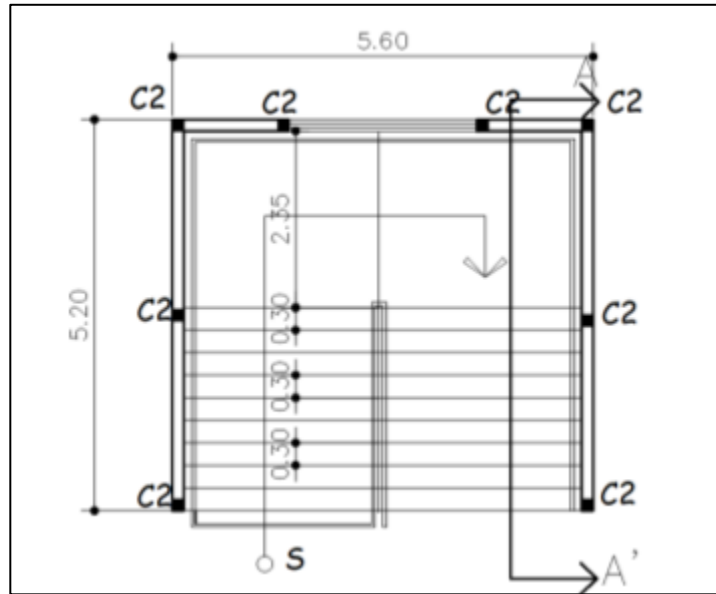
$$A_{Stemp} = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 9,02 \text{ cm} = 1,62$$

- Espaciamiento

$$S_{AStemp} = \frac{(0,71 \text{ cm}^2 * 100)}{1,62 \text{ cm}} = 43,83 \text{ cm}$$

Para efectos de armado de acero por temperatura, se debe colocar barras núm. 3 a cada 25 cm en el sentido transversal. Los detalles del módulo de gradas se pueden observar en los planos.

Figura 66. **Módulo de gradas**



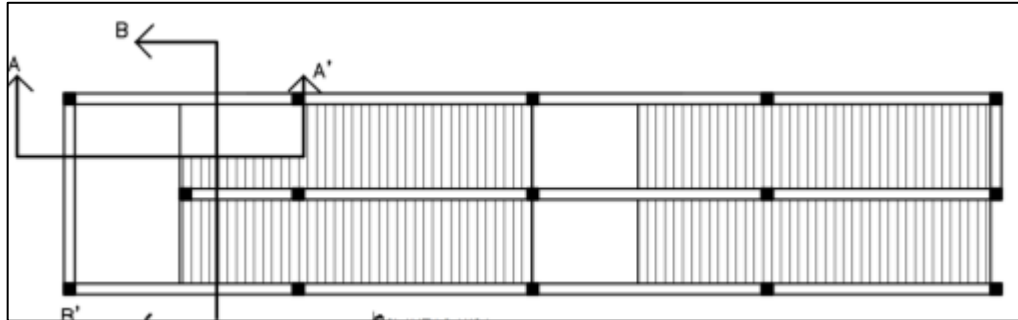
Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

#### 2.1.6.5. **Diseño de rampa**

- Rampa

Es la solución complementaria a la escalera para personas con dificultades motoras. Deben ser de fácil acceso y no pueden presentar cambios de dirección en pendiente. El porcentaje de pendiente indica la relación entre la altura y la longitud de la rampa (6 a 12 %).

Figura 67. Esquema de rampa



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

- Análisis y diseño de la rampa
- Sentido de losa

$$\frac{a}{b} = \frac{1,20}{4,60} = 0,26 \quad ; \quad 0,26 < 0,50 \text{ losa en un sentido}$$

- Espesor de losa

$$t_{\text{losarampa}} = \frac{L}{24} = \frac{1,20}{24} = 0,05 \text{ m}$$

De acuerdo a los lineamientos de espesores mínimos para losas que dicta el código ACI 318-14 sección 7.3.1.1, se propone un espesor de  $t_{\text{losa}} = 10 \text{ cm}$

- Análisis estructural de la rampa
  - Integración de cargas



$$CM = P_{Prampa} + Acabados_{rampa}$$

$$CM = [\gamma_c * t_{losaramapa}] + Acabados_{rampa}$$

$$CM = \left[ 2400 \frac{kg}{m^3} * 0,10m \right] + 100 \frac{kg}{m^2} = 340 \frac{kg}{m^2}$$

$$C_v = 500 \frac{kg}{m^2}$$

- Carga última

$$C_u = 1,2 CM + 1,6 CV \quad ACI 318 - 14 \text{ tabla } 5.3.1$$

$$C_u = 1,2 * 340 \frac{kg}{m^2} + 1,6 * 500 \frac{kg}{m^2} = 1\,208 \frac{kg}{m^2}$$

- Diseño de refuerzo para rampa

Al igual que en el módulo de gradas se analiza una franja unitaria de 1m, por lo tanto, la carga distribuida será de  $W_{urampa} = 1\,208 \text{ kg/m}$ .

- Momentos actuantes

$$M_{(+)} = \frac{W_{urampa} * L^2}{9} = \frac{\left( 1\,208 \frac{kg}{m} * (1,20 \text{ m})^2 \right)}{9} = 193,28 \text{ kg} - m$$

$$M_{(-)} = \frac{W_{urampa} * L^2}{14} = \frac{\left( 1\,208 \frac{kg}{m} * (1,20 \text{ m})^2 \right)}{14} = 124,25 \text{ kg} - m$$

- Peralte efectivo

$$d_{\text{losarampa}} = t_{\text{losarampa}} - \text{recubrimiento} - \frac{\phi N o 3}{2}$$

$$d_{\text{losarampa}} = 10 - 2,50 \text{ cm} - \frac{0,9525}{2} = 7,02 \text{ cm}$$

- Área de acero mínimo

$$A_{smin} = \frac{14 * b_{\text{losarampa}} * d_{\text{losarampa}}}{f_y}$$

$$A_{smin} = \frac{14 * 100 \text{ cm} * 7,02 \text{ cm}}{4 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 2,34 \text{ cm}^2$$

- Área de acero los momentos actuantes M (-) y M (+)

$$A_{sM(\pm)} = \left[ (b_{\text{losa}} * d_{\text{losa}}) - \sqrt{(b_{\text{losa}} * d_{\text{losa}})^2 - \left( \frac{M_u * b_{\text{losa}}}{0,003825 * f'c} \right)} \right] * \frac{0,85 * f'c}{f_y}$$

$$A_{sM(+)} = \left[ (100 * 7,02) - \sqrt{(100 * 7,02)^2 - \left( \frac{193,28 * 100}{0,003825 * 280} \right)} \right] * \frac{0,85 * 280}{4 200}$$

$$A_{sM(-)} = 0,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{sM(-)} = \left[ (100 * 9,02) - \sqrt{(100 * 9,02)^2 - \left( \frac{124,25 * 100}{0,003825 * 280} \right)} \right] * \frac{0,85 * 280}{4 200}$$

$$A_{sM(+)} = 0,47 \text{ cm}^2$$

Para los dos momentos se utiliza el acero mínimo calculado  $A_s = 2,34 \text{ cm}^2$

- Espaciamiento

$$S_{As} = \frac{0,71 * 100}{2,34} = 30,34 \text{ cm}$$

Para efectos de armado se propone varillas núm. 3 a cada 25 cm.

- Acero por temperatura

$$A_{Stemp} = 0,0018 * b_{losagradas} * d_{losagradas}$$

$$A_{Stemp} = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 7,02 \text{ cm} = 1,26 \text{ cm}^2$$

- Espaciamiento

$$S_{AStemp} = \frac{(0,71 \text{ cm}^2 * 100)}{1,26 \text{ cm}} = 53,35 \text{ cm}$$

El espaciamiento calculado supera al límite máximo de distancia entre varillas, por lo tanto, el acero por temperatura será con varillas núm. 3 a cada 25 cm en sentido longitudinal (ver planos).

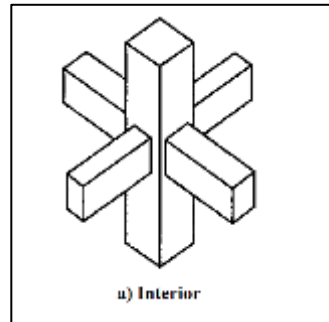
### 2.1.6.6. Diseño de nudo sísmico

El comportamiento del nudo viga-columna en pórticos especiales resistentes al momento, ante las fuerzas sísmicas que actúan directamente en la estabilidad de la estructura, la pérdida sustancial de la rigidez y la resistencia en el nudo pueden producir un mecanismo de falla local e incluso global de la estructura. El nudo se define como la porción de la columna que está limitada por las superficies superiores e inferiores de las vigas que llegan a ella.

- Importancia de los nudos
  - Garantizar la estabilidad de la estructura.
  - Proporcionan el máximo valor cortante de la columna.
  - Es la zona donde el acero de la viga debe desarrollar el máximo esfuerzo para soportar los momentos flectores negativos de los apoyos.
  - En ellos se presenta inversión de momentos durante el sismo.

Para el módulo 1 se estableció un nudo central, el cual tendrá 4 vigas que llegarán a la columna.

Figura 68. **Viga del eje 3-B módulo 1**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

ACI 318-14, sección 18.8.2.1; las fuerzas en el refuerzo longitudinal de la viga en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que la resistencia de tracción por flexión es de  $1,25 f_y$ .

Tabla LX. **Nudo módulo 1**

Datos columna	Datos de vigas
$b = 35 \text{ cm}$	$b_w = 30 \text{ cm}$
$h = 35 \text{ cm}$	$h = 50 \text{ cm}$
$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
$f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$	$f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$
$d = 28,78 \text{ cm}$	$d = 44,41 \text{ cm}$
$P_u \text{ superior} = 22\ 682,20 \text{ kg}$	$A_{s1x} (-) = 12,67 \text{ cm}$
$P_u \text{ inferior} = 50\ 616,80 \text{ kg}$	$A_{s1x} (+) = 5,70 \text{ cm}$
$F_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$	$A_{s2x} (-) = 12,67$
$F_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	$A_{s2x} (+) = 5,70$
$L_{col} = 3,20 \text{ m}$	$A_{s3y} (-) = 9,66$
$l_{osa} = 12 \text{ cm}$	$A_{s3y} (+) = 5,7$
$\text{Refuerzo losa} = 5 \cdot 0,71 = 3,55 \text{ cm}^2$	$A_{s4y} (-) = 6,97$
$Y = 0,70$	$A_{s4y} (+) = 5,7$

Fuente: elaboración propia.

- Refuerzo longitudinal de columna:

4 barras núm. 8 + 4 barras núm. 6 equivalentes a 31,67 cm<sup>2</sup>.

- Refuerzo transversal

$$A_{sh} = 4 \text{ ramas} = 0,71 \text{ cm}^2 * 4 = 2,84 \text{ cm}^2$$

Zona de confinamiento Ash ACI 318-14 sección 18.7.5.4

S= espaciamiento a 5 cm

$$A_{sh} = 0,3 \left( \frac{1\ 225 \text{ cm}^2}{729 \text{ cm}^2} - 1 \right) * \frac{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 5 * 27 \text{ cm}}{4\ 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 1,84 \text{ cm}^2$$

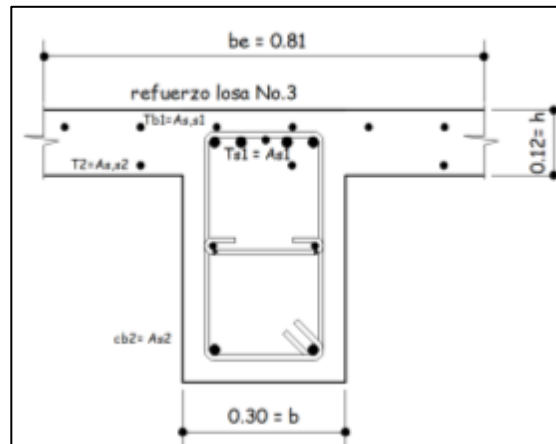
$$A_{sh} = 0,09 * \frac{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 5 * 27}{4\ 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 1,84 \text{ cm}^2 < 2,84 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento de 5 cm cumple con estribos de confinamiento núm. 3.

- Cortante en el nudo ACI 352-02 (sección 4.3)

Figura 69. **Detalle viga que llega al nudo**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Para calcular la resistencia a flexión de la viga ACI-352, Sección 3.3.2, 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 se determina siguiendo los requisitos del ACI 318-14, sección 6.3.2.1

Tabla LXI. **Limites dimensionales del nudo sobresaliente del ala para vigas 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 318-14, tabla 6.3.2.1. *Requisitos de reglamento para concreto estructural*. p. 75.

$$8h_{losa} = 8 * 12cm = 96 cm$$

$$\frac{S_w}{2} = \frac{3,50m}{2} = 175 cm$$

$$l_n = \frac{6,5m}{8} = 81 cm \text{ domina}$$

El ancho efectivo be será 0,81 cm

$$\text{comprobación } b_e = 0,81 m > 2b = 0,60 m$$

- Momento positivo área de acero

Todos los elementos diseñados de acuerdo con el Código ACI,  $f_s = f_y$ , en la falla y resistencia nominal a la flexión se determina por:

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right), \text{ ecuación 3,30, Arthur H Nilson, 14 edición}$$

$$a = \frac{A_s f_y \alpha}{0,85 f'_c b}, \text{ ecuación 3,31, Arthur H Nilson, 14 edición}$$

$$a = \frac{1,25 * 5,70 cm^2 * \frac{4 200 kg}{cm^2}}{0,85 * 280 \frac{kg}{cm^2} * 81 cm} = 1,55 cm$$

$$M_{Pr1} = 1,25 * 5,7 cm^2 * \frac{4 200 kg}{cm^2} \left( 44,41 cm - \frac{1,55 cm}{2} \right) = 1305777,38 kg - cm$$

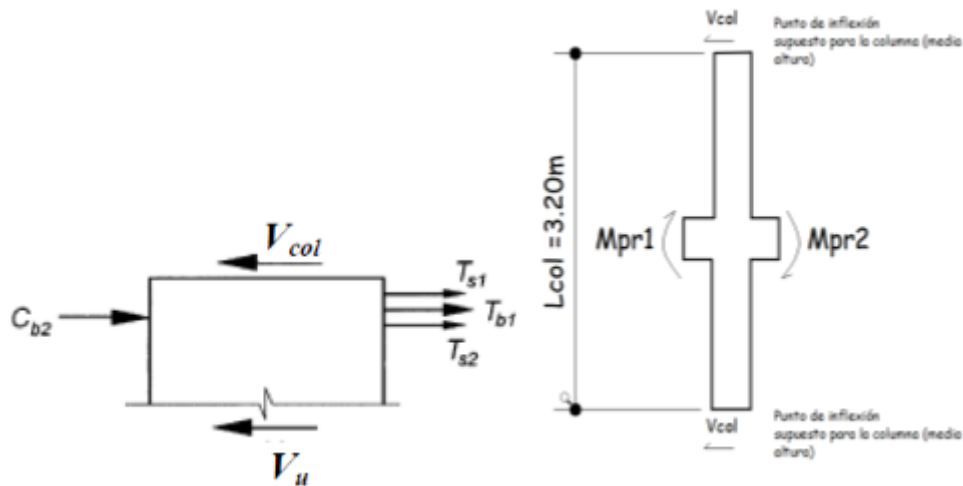


- Momento negativo área de acero

$$a = \frac{1,25 * (12,67\text{cm}^2 + 4,26\text{cm}^2) * \frac{4\ 200\ \text{kg}}{\text{cm}^2}}{0,85 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 30\ \text{cm}} = 12,45\ \text{cm}$$

$$M_{pr2} = 1,25 * 16,93\text{cm}^2 * \frac{4\ 200\ \text{kg}}{\text{cm}^2} \left( 44,41\text{cm} - \frac{12,45\ \text{cm}}{2} \right) = 3393978,26\ \text{kg} - \text{cm}$$

Figura 70. Fuerzas actuantes en la unión sometidas a cargas laterales



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Por lo tanto, el cortante en columna es:

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_{col}}, \text{ACI 318 - 14 fig R18.4.2}$$

$$V_{col} = \frac{1\ 305\ 777,38 + 3\ 393\ 978,26}{320} = 14\ 686,73\ \text{kg}$$

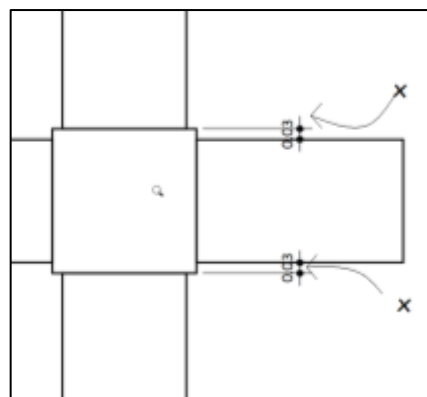
- Equilibrio de fuerzas cortantes

$$V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} + Cb2 - V_{col} = f_y \alpha (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2} + A_{s2}) - V_{col}$$

$$V_u = 1,25 * 4\,200 * (12,67 + 4,26 + 2,13 + 5,7) - 14\,686,73 \text{ kg} = 115\,303,27 \text{ kg}$$

- Resistencia a cortante del nudo:

Figura 71. **Extensión de la columna más allá del borde de viga**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

$$V_n = 20\lambda\sqrt{f'c} A_j, \text{ ACI 318 - 14, tabla 18.8.4.1}$$

$$\lambda = 1,0 \text{ concreto normal,}$$

$$A_j = b_j * h_{col}$$

$$b_j = \text{ancho efectivo} \leq b + h, \quad b + 2x \leq (30 + 35 = 65 \text{ cm}), (30 + 2 * 3 = 36 \text{ cm})$$

$$V_n = 20 * 1 * \sqrt{\frac{280 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} * 36 \text{ cm} * 35 \text{ cm} = 421\,676,65 \text{ kg}$$

$$\phi V_n > V_u = 0,85 * 421\,676,65 = 358\,425,15 \text{ kg} > 115\,303,27 \text{ cumple}$$

- Relación de resistencia a flexión

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb}, \text{Viga debil, col. fuerte, ACI 318 - 14, sección 18.7.3.2}$$

$$\frac{P_U}{\phi * f'c * A_g} = \frac{22\,682,20 \text{ kg}}{0,70 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 35 \text{ cm} * 35 \text{ cm}} = 0,095 \text{ columna superior}$$

$$\frac{P_U}{\phi * f'c * A_g} = \frac{50\,616,8 \text{ kg}}{0,70 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 35 \text{ cm} * 35 \text{ cm}} = 0,21 \text{ columna inferior}$$

Acero en columna = 31,67 cm<sup>2</sup> y la cuantía de refuerzo  $\rho_g = \frac{31,67}{1225} = 0,0258$ . Utilizando el recubrimiento medido hasta el centro de las barras de núm. 8  $\gamma = \frac{35-2*5,27}{35} = 0,70$ , la gráfica del anexo 4 es apropiada para determinar la capacidad a flexión  $R_n$ .

Para la columna superior.

$$R_n = \frac{M_{nc}}{f'c * A_g * h} = 0,17$$

$$M_{nc} = R_n * f'c * A_g * h = 0,17 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 35 \text{ cm} * 1\,225 \text{ cm} = 2\,040\,850 \text{ kg} - \text{cm}$$

Para la columna superior.

$$R_n = \frac{M_{nc}}{f'c * A_g * h} = 0,22$$

$$M_{nc} = R_n * f'c * A_g * h = 0,22 * 280 \frac{kg}{cm^2} * 35cm * 1\,225\,cm = 4681950\,kg - cm$$

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb} = \frac{2\,040\,850 + 4\,681\,950}{\left(\frac{1\,305\,777,38}{1,25} + \frac{3\,393\,978,26}{1,25}\right)} = 1,24\, cumple$$

#### 2.1.6.7. Diseño de cimiento

A continuación, se describe el diseño de cimiento.

##### 2.1.6.7.1. Zapata concéntrica Z-1

“Los cimientos son elementos estructurales que reciben las cargas propias y sus aplicadas exteriormente; estos, a su vez, transmiten la acción de las cargas al suelo. El tipo de cimentación depende principalmente del tipo de estructura, la naturaleza de las cargas y las condiciones del suelo. Para este caso se diseñarán zapatas concéntricas de forma cuadrada”.<sup>2</sup>

Datos

$$M_x = 10,994\, \text{Ton-m}$$

$$M_y = 10,901\, \text{Ton-m}$$

$$P_u = 50,62\, \text{Ton}$$

<sup>2</sup> MCCORMAC, Jack. *Diseño de concreto reforzado*. p. 351.

$$F_{cu} = 1,31$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,21 \text{ Ton/m}^3$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/m}^2$$

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/m}^2$$

$$V_s = 19,52 \text{ Ton/m}^2$$

$$D_f = 1,50 \text{ m}$$

- Cargas y momentos de trabajo

Se deben pasar la carga y los momentos últimos a carga y momentos de trabajo, por medio del factor de carga última que se describe a continuación:

$$P'_t = \frac{P_{\text{utotal}}}{F_{cu}}$$

$$M'_{tx-y} = \frac{M_{ux-y}}{F_{cu}}$$

Donde:

$P'_t$  = carga axial de trabajo sobre la zapata

$M'_{tx-y}$  = momentos de trabajo en el sentido indicado

$P_{\text{utotal}}$  = carga axial última.

$M_{ux-y}$  = momentos últimos en el sentido indicado

$F_{cu}$  = factor de carga última

$$P'_t = \frac{50,62 \text{ Ton}}{1,31} = 38,64 \text{ Ton}$$

$$M'_{tx} = \frac{10,994 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{1,31} = 8,39 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M'_{ty} = \frac{10,901 \text{ Ton} - m}{1,31} = 8,32 \text{ Ton} - m$$

- Predimensionamiento teoría de Winter:

$$A_z = \frac{(1,5 * P_t)}{V_s} = \frac{1,5 * 38,64}{19,57} = 2,96 \text{ m}^2$$

Se propone utilizar una zapata de 2,25 m \* 2,25 m

- Chequeo por presión de suelo

Luego de determinar las dimensiones de la zapata, la carga y momentos de trabajo, se debe calcular la carga máxima admisible (qmax), que debe ser menor que el valor soporte del suelo (Vs) y mayor a cero (qmin).

$$\text{chequeo; } e = \frac{M}{P} ; \quad e < K \quad ; \quad K = b_z/6$$

- Carga sobre la zapata

$$P_z = P_t + P_{\text{Columna}} + P_{\text{cimiento}} + P_{\text{suelo}}$$

$$P_z = 38,66 + (0,35 * 0,35 * 7,90 * 2,4) + (2,4 * 2,4 * 0,35 * 2,4) + (2,4 * 2,4 * 1,5 * 1,21) = 54,42 \text{ T}$$

$$K = \frac{2,25}{6} = 0,38$$

$$e_x = \frac{8,39}{56,29} = 0,15 ; \quad K \text{ cumple}$$

$$e_y = \frac{8,32}{56,29} = 0,15 ; K \text{ cumple}$$

- Cargas admisibles  $q_{m\acute{a}x}$  y  $q_{min}$

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{P_z}{A_z} + \frac{6M_x}{B^2 * L} + \frac{6M_y}{B^2 * L}$$

$$q_{min} = \frac{P_z}{A_z} - \frac{6M_x}{B^2 * L} - \frac{6M_y}{B^2 * L}$$

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{54,42T}{(2,25 \text{ m})^2} + \frac{6 * 8,39 T - m}{(2,25 \text{ m})^2 * 2,25} + \frac{6 * 8,32 T - m}{(2,25 \text{ m})^2 * 2,25} = 19,55 \frac{T}{m^2}$$

$$q_{min} = \frac{54,42T}{2,25 \text{ m}^2} - \frac{6 * 8,39 T - m}{(2,25 \text{ m})^2 * 2,25 \text{ m}} - \frac{6 * 8,32 T - m}{(2,25 \text{ m})^2 * 2,25 \text{ m}} = 1,95 \frac{T}{m^2}$$

- Comprobación de condiciones
  - $q_{m\acute{a}x} < V_s$  de lo contrario aumentar area de zapata
 
$$19,55 \frac{T}{m^2} < 19,57 \frac{T}{m^2}$$
  - $q_{min} > 0$  ;  $2,40 > 0$

- Presión última de diseño  $q_{dise\tilde{n}o}$

$$q_{dise\tilde{n}o} = q * F_{cu}$$

$$q_{dise\tilde{n}o} = 19,55 * 1,31 = 25,62 \text{ Ton}/m^2$$

- Peralte efectivo de zapata

La zapata debe tener un peralte efectivo sobre el refuerzo inferior, mayor a 20 cm según ACI 318-14 sección 14.3.2.1 y un recubrimiento de 7,5 cm como lo especifica la sección 20.6.1.3.1 del ACI. Para este caso se asumirá un peralte de 35 cm. Se propone el uso de varillas núm. 6 con un diámetro de 1,91 cm.

$$d_z = t_z - rec - \frac{\Phi_{varilla}}{2}$$

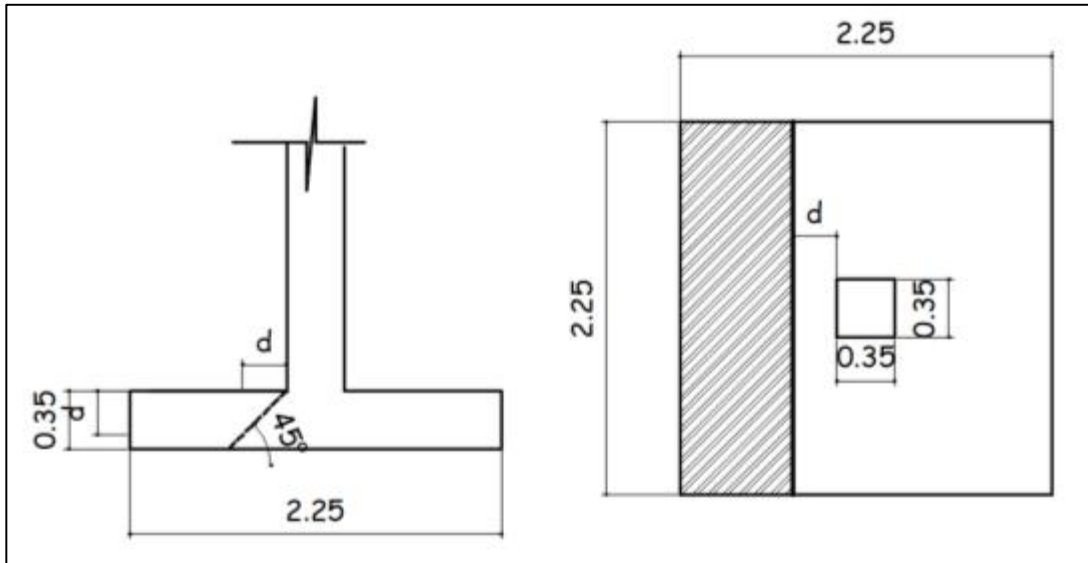
$$d_z = 0,35m - 0,075 m - \frac{0,0191}{2} = 0,2654 m = 26,55cm$$

- Chequeo corte simple:

La falla suele ocurrir en forma diagonal a 45° medidos a partir del borde de la columna; por lo tanto, el esfuerzo cortante ocurre a una distancia horizontal igual al peralte efectivo de la losa.



Figura 72. Corte simple en la zapata



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

- Área donde actúa el cortante simple en la zapata

$$A_{cs} = b_z * \left( \frac{b_z - b_{col}}{2} - d_z \right)$$

$$A_{cs} = 2,25m * \left( \frac{2,25m - 0,35m}{2} - 0,2655m \right) = 1,54 m^2$$

- Cortante actuante simple

$$V_{act} = A_{cs} * q_{diseño}$$

$$V_{act} = 1,54 m^2 * 25,61 = 39,45 Ton$$

- Cortante resistente

$$V_{m\acute{a}x\ res} = \phi * 0,53 * \sqrt[2]{f'c} * b_z * d_z$$

Para el cálculo del cortante resistente el código ACI 318-14 en la sección 19.2.4.2 establece un factor de reducción  $\phi = 0,85$

$$V_{m\acute{a}x\ res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt[2]{280 \frac{kg}{cm^2}} * 225\ cm * 26,55\ cm = 45\ 023,48\ kg$$

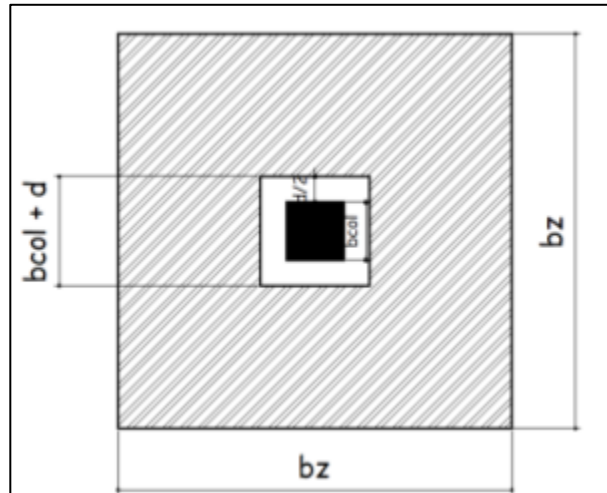
$$V_{m\acute{a}x\ res} = 45,02\ Ton$$

$V_{m\acute{a}x\ res} > V_{act}$ , *el espesor propuesto si resiste el corte simple.*

- Corte por punzonamiento

Se produce a una distancia de  $d_z/2$  del perímetro de la columna como resultado de los esfuerzos de corte que la columna trasmite a la zapata.

Figura 73. **Corte punzonante en la zapata concéntrica**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

- Área donde actúa el cortante punzonante en la zapata

$$A_{cp} = A_z - (b_{col} + d_z)^2$$

$$A_{cp} = 5,06 - (0,35 + 0,2655)^2 = 4,68 \text{ m}^2$$

- Perímetro interno del área donde actúa el cortante punzonante en la zapata

$$b_o = 4(b_{col} + d_z); \quad b_o = 4(0,35 + 0,2655) = 2,46 \text{ m} = 246,18 \text{ cm}$$

- Cortante por punzonamiento

$$V_{act} = A_{cp} * q_{diseño}$$

$$V_{act} = 4,68 \text{ m}^2 * 25,61 \text{ Ton} = 119,97 \text{ Ton}$$

- Cortante resistente por punzonamiento

Según el ACI 318-14 en la sección 22.6.5.2, el cortante resistente en dos direcciones por punzonamiento para losas no preesforzadas y zapatas debe ser el menor de:

$$V_{res} = \phi * 0,53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt[2]{f'c} * b_0 * d_z$$

$$V_{res} = 0,27 * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * \phi * \sqrt[2]{f'c} * b_0 * d_z$$

$\alpha_s$  es 40 para columnas interiores, 30 de borde y 20 esquina

$\beta$  = relacion entre el lado corto y lado largo de la seccion de la columna

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * \sqrt[2]{280 \frac{kg}{cm^2}} * 246,18 \text{ cm} * 26,55 \text{ cm} = 147785,07 = 147,79 \text{ T}$$

$$V_{res} = 0,27 * \left(2 + \frac{40 * 27}{246,18}\right) * 0,85 * \sqrt[2]{280 \frac{kg}{cm^2}} * 246,18 \text{ cm} * 26,55 \text{ cm} = 158431 = 158,43 \text{ T}$$

$$V_{máxres} > V_{act} ; 147,78 \text{ Ton} > 119,97 \text{ Ton}$$

El espesor propuesto de la zapata resiste el corte punzonante, por lo tanto, las dimensiones son adecuadas.

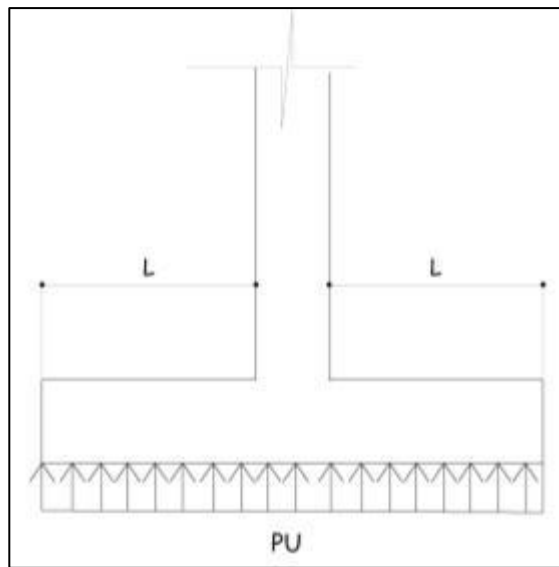
- Diseño del refuerzo por flexión

Los esfuerzos transmitidos al suelo producen una reacción, un empuje hacia arriba provocando momentos flectores. Para soportarlos los esfuerzos inducidos sobre la zapata, se calcula el momento flector último en cada sentido, para encontrar las áreas de acero de refuerzo necesarias.

- Momento flector último  $M_{fu}$

Se define tomando la losa en voladizo como se muestra a continuación:

Figura 74. **Momento flector último sobre la zapata**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

$$M_{fu} = \frac{q_{diseño} * L^2}{2} ; \quad L = \frac{(b_z - b_{col})}{2}$$

$$L = \frac{2,25 - 0,35}{2} = 0,95 \text{ m}$$

$$M_{fu} = \frac{25,61 \text{ ton} * 0,95^2}{2} = 12,48 \text{ ton} - \text{m} = 12\,483,3 \text{ kg} - \text{m}$$

- Área de acero requerida para el momento flector último

$$A_{SMfu} = \left[ (b_z * d_z) - \sqrt{(b_z * d_z)^2 - \left( \frac{M_u * b_z}{0,003825 * f'c} \right)} \right] * \frac{0,85 * f'c}{f_y}$$

$$A_{SMfu} = \left[ (225 \text{ cm} * 26,55 \text{ cm}) - \sqrt{(225 * 26,55 \text{ cm})^2 - \left( \frac{12483,3 \text{ kg-m} * 225 \text{ cm}}{0,003825 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)} \right] * \frac{0,85 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{SMfu} = 12,67 \text{ cm}^2$$

- Área de acero mínimo

$$A_{smin} = \frac{14 * b_z * d_z}{f_y}$$

$$A_{smin} = \frac{14 * 225 \text{ cm} * 26,55 \text{ cm}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 19,91 \text{ cm}^2$$

Como el acero  $A_{SMfu}$  es menor que el  $A_{smin}$  entonces se usara el  $A_{smin}$

- Espaciamiento del refuerzo en la cama inferior

El código ACI 318-14 en la sección 8.7.2.2 estipula que para losas no preesforzadas el espaciamiento máximo  $s$  del refuerzo longitudinal corrugado deber ser el menor entre  $2t$  y  $45 \text{ cm}$ .

$$s = 2t = 2 * 35 = 70 \text{ cm}$$

$$s = 45 \text{ cm}$$

$$S_{zinf} = \frac{A_{svarilla} * b_z}{A_s} = \frac{2,85 \text{ cm}^2 * 225 \text{ cm}}{19,91} = 32,21 \text{ cm}$$

Para la cama inferior, se colocarán varillas núm. 6 a cada  $30 \text{ cm}$ , en ambos sentidos.

- Acero por temperatura

Debe de calcularse para la parte superior de la zapata según el código ACI 318-14, en la sección 24.4.3.2, la cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual la  $0,0018$  cuando se empleen barras corrugadas grado 60

$$A_{stemp} = 0,0018 * b_z * d_z$$

$$A_{stemp} = 0,0018 * 225 \text{ cm} * 26,55 \text{ cm} = 10,75 \text{ cm}^2$$

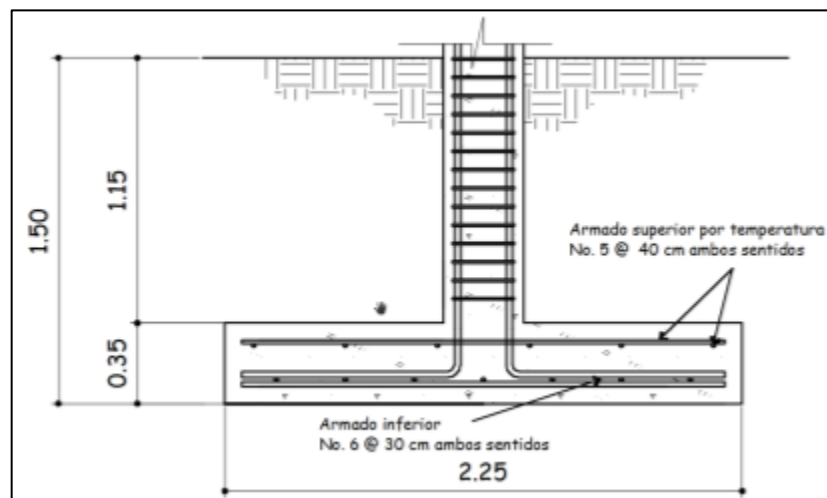
- Espaciamiento del refuerzo en cama superior

En la sección 24.4.3.3, del código ACI establece parámetros para el espaciamiento del refuerzo corrugado de retracción y temperatura, el cual no debe exceder al menor de  $5h$  y  $45\text{ cm}$ . Se propone un armado con varilla núm. 5.

$$S_{zsup} = \frac{1,98\text{cm}^2 * 225\text{ cm}}{10,75\text{ cm}^2} = 41,43$$

Se colocarán barras núm. 5 a cada  $40\text{ cm}$  en ambos sentidos, en la cama superior, como refuerzo por temperatura.

Figura 75. **Detalle de armado zapata concéntrica Z-1**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.



### 2.1.6.7.2. Zapata aislada excéntrica Z-2

Se deben diseñar para contrarrestar el momento de volteo que se produce debido a que las cargas que actúan sobre esta no accionan en su centro de masa.

Datos:

$$M_x = 11,21 \text{ Ton-m}$$

$$M_y = 10,55 \text{ Ton-m}$$

$$P_u = 27,21 \text{ Ton}$$

$$F_{cu} = 1,31$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,21 \text{ Ton/m}^3$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/m}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/m}^2$$

$$V_s = 19,57 \text{ Ton/m}^2$$

$$D_f = 1,50 \text{ m}$$

- Cargas y momentos de trabajo

Se deben pasar la carga y los momentos últimos a carga y momentos de trabajo, por medio del factor de carga última que se describe a continuación:

$$P'_t = \frac{P_{utotal}}{F_{cu}}$$

$$M'_{tx-y} = \frac{M_{ux-y}}{F_{cu}}$$

Donde

$P't$  = carga axial de trabajo sobre la zapata

$M'_{tx-y}$  = momentos de trabajo en el sentido indicado

$P_{total}$  = carga axial última

$M_{ux-y}$  = momentos últimos en el sentido indicado

$F_{cu}$  = factor de carga última

$$P't = \frac{27,21 \text{ Ton}}{1,31} = 20,77 \text{ Ton}$$

$$M'_{tx} = \frac{11,21 \text{ Ton} - m}{1,31} = 8,56 \text{ Ton} - m$$

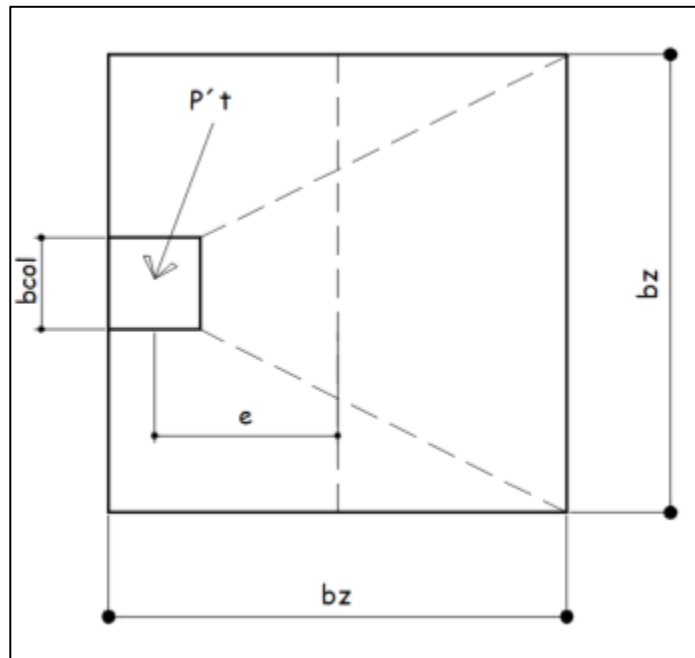
$$M'_{ty} = \frac{10,55 \text{ Ton} - m}{1,31} = 8,05 \text{ Ton} - m$$

- Predimensionamiento teoría de Winter

$$A_z = \frac{(1,5 * P_t)}{V_s} = \frac{1,5 * 38,13}{17,05} = 3,35 \text{ m}^2$$

Se propone utilizar una zapata de 2,1 m \* 2,1 m

Figura 76. **Carga y momentos de trabajo sobre la zapata excéntrica**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

La carga  $P't$ , centrada en la columna se encuentra a una distancia del centro de:

$$e = \frac{b_z - b_{col}}{2} ; \quad e = \frac{2,1 - 0,35}{2} = 0,88 \text{ m}$$

- Esfuerzos en el suelo

Los esfuerzos son el resultado de aplicar dos fuerzas iguales a  $P't$ ; del sentido contrario, en el centro de gravedad de la base, combinadas con la  $P't$  de la columna.

- Esfuerzo de compresión máxima

$$\sigma_c = \frac{P't}{A_z} * \left(1 + \frac{6 * e}{b_z}\right)$$

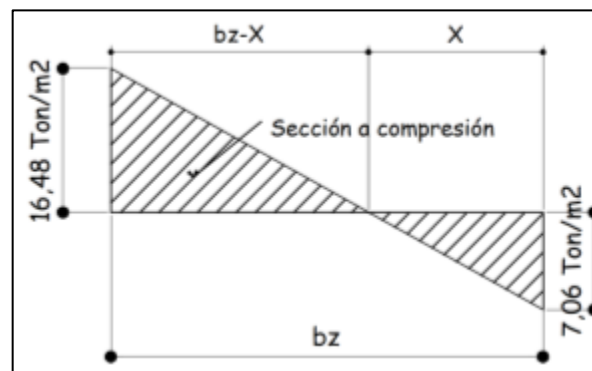
$$\sigma_c = \frac{20,77 \text{ Ton}}{4,41 \text{ m}^2} * \left(1 + \frac{6 * 0,88}{2,1 \text{ m}}\right) = 16,48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

- Esfuerzo de tensión máxima

$$\sigma_t = \frac{P't}{A_z} * \left(1 - \frac{6 * e}{b_z}\right)$$

$$\sigma_t = \frac{20,77 \text{ T}}{4,41 \text{ m}^2} * \left(1 - \frac{6 * 0,88}{2,1 \text{ m}}\right) = -7,06 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Figura 77. **Esfuerzo en el suelo**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

- Punto de cambio de esfuerzo

Es el punto donde cambia el esfuerzo de compresión a esfuerzo a tensión, el cual se encuentra a una distancia  $X$ ; el resultado de dicha distancia se obtiene mediante la aplicación de triángulos semejantes.

$$X = \frac{(\sigma_t * b_z)}{\sigma_t + \sigma_c} ; X = \frac{7,06 \frac{Ton}{m^2} * 2,1 m}{7,06 \frac{Ton}{m^2} + 16,48 \frac{Ton}{m^2}} = 0,63 m$$

- Esfuerzo en el eje neutro

Se considera la parte del diagrama que se encuentra a compresión.

$$\sigma_{neutro} = \frac{\sigma_c * \left(\frac{b_z}{2} - X\right)}{b_z - X}$$

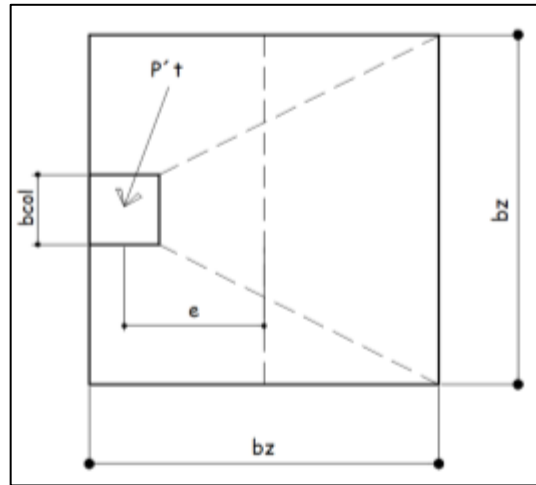
$$\sigma_{neutro} = \frac{16,48 \frac{Ton}{m^2} * \left(\frac{2,1 m}{2} - 0,63 m\right)}{2,1 m - 0,63 m} = 4,71 \frac{Ton}{m^2}$$

- Altura de diamante

Para la altura de diamante se asume una inclinación de  $\phi = 25^\circ$

$$H = \tan \tan (\phi) * (b_z - b_{col}) ; H = \tan \tan (25^\circ) * (2,10 m - 0,35 m) = 0,82 m$$

Figura 78. Diagrama de zapata excéntrica



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

- Fuerza resultante en el trapecio x-d-y-z.

$$P_1 = \sigma_{neutro} * \left( \frac{b_{col} + D_{y-z}}{2} \right) * H$$

Donde:

\$P\_1\$ = fuerza resultante en trapecio que forman los puntos x-d-y-z

\$\sigma\_{neutro}\$ = esfuerzo en el eje neutro

\$D\_{Y-Z}\$ = distancia del punto "y" al punto "z", \$D\_{y-z} = 1,05\$ m

$$P_1 = 4,71 \frac{Ton}{m^2} * \left( \frac{0,35m + 1,05m}{2} \right) * 0,82 m = 2,69 Ton$$

\$P\_1\$ es aplicada al centro de gravedad del trapecio que forman los puntos x-d-y-z, cuya distancia a la sección x-d es:

$$Y_1 = \frac{H}{3} * \frac{(2 * D_{y-z}) + b_{col}}{D_{y-z} + b_{col}}$$

$$Y_1 = \frac{0,82 \text{ m}}{3} * \frac{(2 * 1,05 \text{ m}) + 0,35 \text{ m}}{1,05 \text{ m} + 0,35 \text{ m}} = 0,48$$

- Momento M1 provocado por P1

$$M_1 = P_1 * Y_1 ; \quad M_1 = 2,69 \text{ Ton} * 0,48 \text{ m} = 1,28 \text{ Ton} - \text{m}$$

- Esfuerzo en dirección perpendicular a Y1

$$\sigma_{perY1} = \frac{\sigma_c}{2} ; \quad \sigma_{perY1} = \frac{16,48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}}{2} = 8,24 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

- Área de la superficie a-b-c-d

$$A_{abcd} = \left[ b_{col} * \left( \frac{b_z - b_{col}}{2} \right) \right] + \left[ \frac{(b_z - b_{col}) + (b_z - D_{y-z})}{4} * H \right]$$

$$A_{abcd} = \left[ 35 * \left( \frac{210 - 35}{2} \right) \right] + \left[ \frac{(210 - 35) + (210 - 105)}{4} * 82 \right] = 8774,76 \text{ cm}^2 = 0,88 \text{ m}^2$$

- Fuerza resultante en el centro de gravedad de a-b-c-d

$$P_2 = \sigma_{perY1} * A_{abcd} = 8,24 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 0,88 \text{ m}^2 = 7,23 \text{ Ton}$$

P<sub>2</sub> es aplicada al centro de gravedad del trapecio que forman los puntos a-b-c-d, cuya distancia a la sección x-d es:

$$Y_2 = \frac{D_{a-b}}{3} * \frac{((2 * b_z) + b_{col})}{b_z + b_{col}} ; \quad D_{a-b} = \frac{(b_z - b_{col})}{2}$$

$$D_{a-b} = \frac{2,10 - 0,35}{2} = 0,875 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{0,87 \text{ m}}{3} * \frac{((2 * 2,1\text{m}) + 0,35\text{m})}{2,1 \text{ m} + 0,35 \text{ m}} = 0,54 \text{ m}$$

- Momento M2 provocado por P2

$$M_2 = P_2 * Y_2 ; \quad M_2 = 7,23 \text{ Ton} * 0,64 \text{ m} ; \quad M_2 = 3,92 \text{ Ton} - \text{m}$$

- Diseño de refuerzo

El refuerzo de acero en la base de la zapata con diamante se calcula con la diferencia que existe entre los momentos del análisis estructural y los momentos obtenidos en el diamante.

- Momentos de refuerzo

$$M_{Dx} = M_x - M_1 \qquad M_{Dy} = M_y - M_2$$

$$M_{Dx} = 11,21 \text{ ton} * \text{m} - 1,28 \text{ Ton} * \text{m} = 9,93 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$M_{Dy} = 10,55 \text{ Ton} * \text{m} - 3,92 \text{ Ton} * \text{m} = 6,63 \text{ Ton} * \text{m}$$

- Carga sobre la zapata

$$P_z = P_t + P_{Columna} + P_{cimiento} + P_{suelo}$$



$$P_z = 20,77 + (0,35 * 0,35 * 7,90 * 2,1) + (2,4 * 2,4 * 0,40 * 2,1) + (2,1 * 2,1 * 1,5 * 1,21) = 35,33 T$$

- Comprobación  $e < k$

$$K = \frac{b_z}{6}; \quad K = \frac{2,1}{6} = 0,35$$

$$e_x = \frac{M_{Dx}}{P_{total}}; \quad e_x = \frac{9,93 \text{ ton} - m}{34,80 \text{ ton}} = 0,28; \quad K \text{ cumple}$$

$$e_y = \frac{M_{Dy}}{P_{total_y}}; \quad e_y = \frac{6,63 \text{ ton} - m}{34,80 \text{ Ton}} = 0,19; \quad K \text{ cumple}$$

- Cargas admisibles  $q_{m\acute{a}x}$  y  $q_{min}$

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{P_z}{A_z} + \frac{6M_x}{B^2 * L} + \frac{6M_y}{B^2 * L}$$

$$q_{min} = \frac{P_z}{A_z} - \frac{6M_x}{B^2 * L} - \frac{6M_y}{B^2 * L}$$

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{35,33 T}{(2,1 m)^2} + \frac{6 * 9,93 T - m}{(2,1 m)^2 * 2,1} + \frac{6 * 6,63 T - m}{(2,1 m)^2 * 2,1} = 18,74 \frac{T}{m^2}$$

- Comprobación de condiciones

- $q_{m\acute{a}x} < V_s$  de lo contrario aumentar area de zapata

$$18,74 \frac{T}{m^2} < 19,57 \frac{T}{m^2}$$

- Presión última de diseño  $q_{diseñ}$

$$q_{diseño} = q * F_{cu}$$

$$q_{diseño} = 18,74 \frac{ton}{m^2} * 1,31 = 24,55 Ton/m^2$$

- Peralte efectivo de zapata

La zapata debe tener un peralte efectivo sobre el refuerzo inferior, mayor a 20 cm según ACI 318-14 sección 14.3.2.1 y un recubrimiento de 7,5 cm como lo especifica la sección 20.6.1.3.1 del ACI. Para este caso se asumirá un peralte de 40 cm. Se propone el uso de varillas núm. 6 con un diámetro de 1,91 cm.

$$d_z = t_z - rec - \frac{\phi_{varilla}}{2}$$

$$d_z = 0,40m - 0,075 m - \frac{0,0191}{2} = 0,3154m = 31,54 cm$$

- Chequeo corte simple

La falla suele ocurrir en forma diagonal a 45° medidos a partir del borde de la columna, por lo tanto, el esfuerzo cortante ocurre a una distancia horizontal igual al peralte efectivo de la losa.

- Área donde actúa el cortante simple en la zapata

$$A_{cs} = b_z * \left( \frac{b_z - b_{Col}}{2} - d_z \right)$$

$$A_{cs} = 2,1m * \left( \frac{2,1m - 0,35m}{2} - 0,3154m \right) = 1,17 m^2$$

- Cortante actuante simple

$$V_{act} = A_{cs} * q_{diseño}$$

$$V_{act} = 1,1m^2 * 24,55 \frac{Ton}{m^2} = 28,84 Ton$$

- Cortante resistente

$$V_{máx res} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'c} * b_z * d_z$$

Para el cálculo del cortante resistente el código ACI 318-14 en la sección 19.2.4.2 establece un factor de reducción  $\phi = 0,85$

$$V_{máx res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}} * 210 cm * 31,54 cm = 49 937,14 kg$$

$$V_{máx res} = 49,93 Ton$$

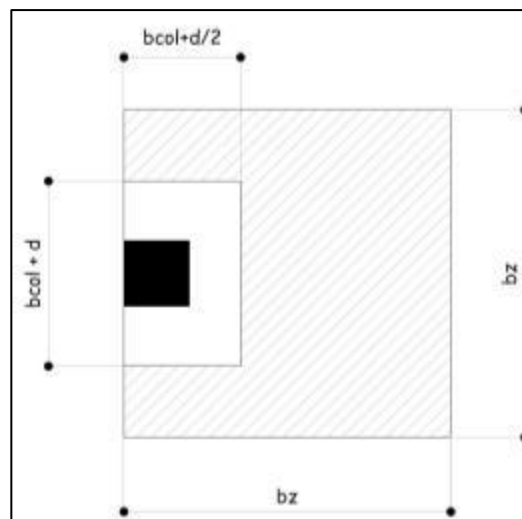
$V_{máxres} > V_{act}$ , *el espesor propuesto si resiste el corte simple.*

$$49,93 Ton > 28,84 Ton$$

- Corte por punzonamiento

Se produce a una distancia de  $d_z/2$  del perímetro de la columna como resultado de los esfuerzos de corte que la columna trasmite a la zapata.

Figura 79. **Corte punzonante en la zapata concéntrica**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

- Área donde actúa el cortante punzonante en la zapata

$$A_{Cp} = A_z - \left[ (b_{col} + d_z) * \left( b_{col} + \frac{d_z}{2} \right) \right]$$

$$A_{Cp} = 4,41 \text{ m}^2 - \left[ (0,35\text{m} + 0,3154 \text{ m}) * \left( 0,35 \text{ m} + \frac{0,3154}{2} \right) \right] = 4,07 \text{ m}^2$$

- Perímetro interno del área donde actúa el cortante punzonante en la zapata

$$b_o = \left[ 2 * \left( b_{col} + \frac{d_z}{2} \right) \right] + (b_{col} + d_z);$$

$$b_o = \left[ 2 * \left( 0,35 \text{ m} + \frac{0,3154}{2} \right) \right] + (0,350 \text{ m} + 0,3154 \text{ m}) = 1,68 \text{ m} = 168 \text{ cm}$$

- Cortante por punzonamiento

$$V_{act} = A_{cp} * q_{diseño}$$

$$V_{act} = 4,07 \text{ m}^2 * 24,55 \text{ Ton} = 99,97 \text{ Ton}$$

- Cortante resistente por punzonamiento

Según el ACI 318-14 en la sección 22.6.5.2, el cortante resistente en dos direcciones por punzonamiento para losas no preesforzadas y zapatas debe ser:

$$V_{res} = \phi * 0,53 * \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) * \sqrt{f'c} * b_o * d_z$$

$$V_{res} = 0,27 * \left( 2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o} \right) * \phi * \sqrt{f'c} * b_o * d_z$$

$\alpha_s$  es 40 para columnas interiores, 30 de borde y 20 esquina

$\beta$  = relacion entre el lado corto y lado largo de la seccion de la columna

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2} * 168 cm * 31 cm} = 119 913 = 119,9 T$$

$$V_{res} = 0,27 * \left(2 + \frac{30 * 37}{168}\right) * 0,85 * \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2} * 168 cm * 31 cm} = 193 581,38 = 193,58 T$$

$$V_{máxres} > V_{act} ; 119,9 Ton > 99,74 Ton$$

El espesor propuesto de la zapata resiste el corte punzonante, por lo tanto, las dimensiones son adecuadas.

- Diseño del refuerzo por flexión

Los esfuerzos transmitidos al suelo producen una reacción, un empuje hacia arriba que provoca momentos flectores. Para soportar los esfuerzos inducidos sobre la zapata, se calcula el momento flector último en cada sentido, para encontrar las áreas de acero de refuerzo necesarias.

- Momento flector último  $M_{fu}$

$$M_{fu} = \frac{q_{diseño} * L_{x-y}^2}{2} ; \quad L_x = \frac{(b_z - b_{col})}{2} ; \quad L_y = b_z - b_{col}$$

$$L_x = \frac{2,1 - 0,35}{2} = 0,875 m$$

$$L_y = 2,1m - 0,35m = 1,75 m$$

$$M_{fux} = \frac{24,55 ton * 0,88^2}{2} = 9,39 ton - m = 9 398,60 kg - m$$

$$M_{fuy} = \frac{24,55 \text{ ton} * 1,75^2}{2} = 37,59 \text{ ton} - m = 37\,594,41 \text{ kg} - m$$

- Área de acero requerida para el momento flector último

$$A_{SMfux-y} = \left[ (b_z * d_z) - \sqrt{(b_z * d_z)^2 - \left( \frac{M_{ufx-y} * b_z}{0,003825 * f'c} \right)} \right] * \frac{0,85 * f'c}{f_y}$$

$$A_{SMfux} = \left[ (210_{cm} * 31,54_{cm}) - \sqrt{(210_{cm} * 31,54_{cm})^2 - \left( \frac{9698,60_{kg-m} * 210_{cm}}{0,003825 * 280 \frac{kg}{cm^2}} \right)} \right] * \frac{0,85 * 280 \frac{kg}{cm^2}}{4\,200 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$A_{SMfux} = 7,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{SMfuy} = \left[ (210_{cm} * 31,54_{cm}) - \sqrt{(210_{cm} * 31,54_{cm})^2 - \left( \frac{37594,41_{kg-m} * 210_{cm}}{0,003825 * 280 \frac{kg}{cm^2}} \right)} \right] * \frac{0,85 * 280 \frac{kg}{cm^2}}{4\,200 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$A_{SMfuy} = 32,97 \text{ cm}^2$$

- Área de acero mínimo

$$A_{smin} = \frac{14 * b_z * d_z}{f_y}$$

$$A_{smin} = \frac{14 * 210 \text{ cm} * 31,54 \text{ cm}}{4\,200 \frac{kg}{cm^2}} = 22,08 \text{ cm}^2$$

Como el acero  $A_{SMfux}$  es menor que el  $A_{smin}$  entonces se usará el  $A_{smin}$

- Espaciamiento del refuerzo sentido X en la cama inferior

El código ACI 318-14 en la sección 8.7.2.2 estipula que para losas no preesforzadas el espaciamiento máximo  $s$  del refuerzo longitudinal corrugado deber ser el menor entre  $2t$  y  $45 \text{ cm}$ . La varilla propuesta núm. 6.

$$s = 2t = 2 * 40 = 80 \text{ cm}$$

$$s = 45 \text{ cm}$$

$$S_{zinf} = \frac{A_{s\text{varilla}} * b_z}{A_s} = \frac{2,85 \text{ cm}^2 * 210\text{cm}}{32,89} = 18,19 \text{ cm}$$

Para la cama inferior, se colocarán varillas No.6 a cada  $15 \text{ cm}$ , en el sentido longitudinal.

- Espaciamiento del refuerzo sentido Y en la cama inferior

$$S_{zinf} = \frac{A_{s\text{varilla}} * b_z}{A_s} = \frac{2,85 \text{ cm}^2 * 210\text{cm}}{22,08} = 27,10 \text{ cm}$$

Para la cama inferior, se colocarán varillas núm. 6 a cada  $25 \text{ cm}$ , en sentido transversal.

- Acero por temperatura

Debe de calcularse para la parte superior de la zapata según el código ACI 318-14, en la sección 24.4.3.2, la cuantía de refuerzo de retracción y



temperatura debe ser al menos igual la 0,0018 cuando se empleen barras corrugadas grado 60.

$$A_{stemp} = 0,0018 * b_z * d_z$$

$$A_{stemp} = 0,0018 * 210 \text{ cm} * 31,54 \text{ cm} = 11,92 \text{ cm}^2$$

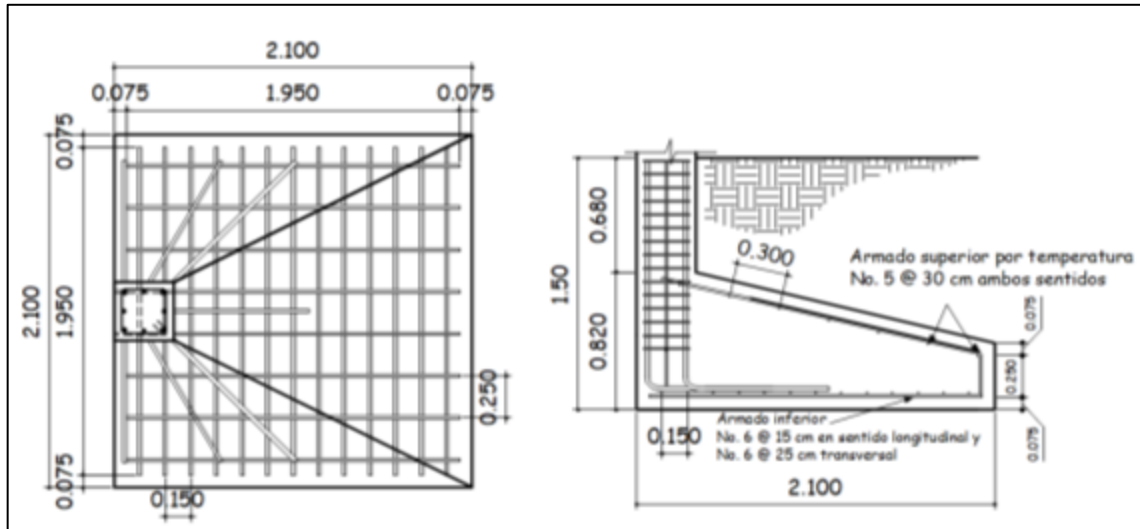
- Espaciamiento del refuerzo en cama superior

En la sección 24.4.3.3, del código ACI establece parámetros para el espaciamiento del refuerzo corrugado de retracción y temperatura el cual no debe exceder al menor de 5 h y 45 cm. Se propone un armado con varilla núm. 5.

$$S_{zsup} = \frac{1,98 \text{ cm}^2 * 210 \text{ cm}}{11,92 \text{ cm}^2} = 34,87$$

Se colocarán barras núm. 5 a cada 30 cm en ambos sentidos, en la cama superior, como refuerzo por temperatura.

Figura 80. **Detalle de armado zapata excéntrica Z-2**



Fuente: elaboración propia con el software civil 3D 2015

### 2.1.6.7.3. Muros tabiques

- Diseño de muros tabiques

Los muros se utilizarán para la separación de ambientes. El muro no será de carga, solo cargará su propio peso.

- Solera hidrófuga

Se ubica en la parte inferior al iniciar el levantado de muros. Su función es evitar la filtración de humedad a la estructura.

Se colocarán soleras de humedad de 0,15 \* 0,20 con 4 varillas núm. 3 + estribos núm. 2 @ 0,15 m.

### **2.1.7. Instalaciones**

Las instalaciones en la edificación son primordiales para su óptimo funcionamiento.

Deben ser capaces de suplir los requerimientos al que son expuestas; por ello, en su diseño debe considerarse la cantidad de personas que harán uso de los servicios.

#### **2.1.7.1. Agua potable**

Para el diseño de la red de distribución interna se utilizará el método de Hunter, la cual se basa en la asignación de unidades gasto a uno o varios aparatos sanitarios.

- Subramales

El diámetro a utilizar en los subramales depende de cada aparato sanitario en particular en la tabla LXII, se describe la tubería que se podría usar:

Tabla LXII. Diámetro en pulgadas

Tipo de aparato sanitario	Diámetro de sub-ramal en pulgadas		
	Presiones hasta 10m	Presiones menores de 10m	Diámetro mínimo
Lavamanos	1/2	1/2	1/2
Bidet	1/2	1/2	1/2
Tina	3/4 - 1/2	3/4	3/4 - 1/2
Ducha	3/4	1/2	3/4
Grifo de cocina	3/4	1/2	3/4
Inodoro con tanque	1/2	1/2	1/2
Inodoro con válvula	1 1/2 - 2	1	1 1/4
Mingitorio con tanque	1/2	1/2	1/2
Mingitorio con válvula	1 1/2 - 2	1	1

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para instalaciones sanitarias en edificio*. p. 54.

- Diámetros a utilizar
  - Lavamanos  $\varnothing = 1/2$  “
  - Grifo  $\varnothing = 1/2$  “
  - Inodoro con tanque  $\varnothing = 1/2$  “
  - Mingitorio con tanque  $\varnothing = 1/2$  “
- Línea central

Tabla LXIII. Unidades gasto de aparatos sanitarios

Aparato sanitario	Gasto (UH)
Lavamanos	1,5
Grifo de cocina	3
Inodoro con tanque	5
Mingitorio con tanque	3

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para instalaciones sanitarias en edificio*. p. 48.

- Primer nivel
  - 7 lavamanos a 1,5 UH = 10,5 UH
  - 7 inodoros con tanque a 5 UH = 35 UH
  - 2 mingitorios con tanque a 3UH = 6 UH
  - Total = 51,5 HU
  
- Segundo nivel
  - 7 lavamanos a 1,5 UH = 10,5 UH
  - 7 inodoros con tanque a 5 UH = 35 UH
  - 2 Mingitorios con tanque a 3UH = 6 UH
  - Total = 51,5 HU

El total de UH para artefactos con tanque es de 83 y 21 para artefactos con válvula, el cual da como resultado un caudal de 2,81 l/s (1,5 l/s para aparatos con tanque y 1,31 con válvula).

El diámetro que se utilizará para la línea principal se determina con la ecuación de Hazen Williams, teniendo como una longitud de tramo de 20 m, diferencia de altura e 4,5 m y tubería de PVC.

$$\phi = \sqrt[4,87]{\frac{1743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * h_f}}$$

$$\phi = \sqrt[4,87]{\frac{1743,811 * 20m * \left(2,81 \frac{l}{s}\right)^{1,85}}{150^{1,85} * 4,5m}} = 1,38 \text{ pulg}$$

Las tuberías empleadas para la configuración las instalaciones hidráulicas serán de (PVC) color blanco, con diámetros de 1" 1/2 para la tubería principal, 3/4 en la derivación, 1/2 "en la acometida final del artefacto.

Se utilizarán llaves de compuerta para cerrar o permitir el paso del fluido, según convenga. La dotación será abastecida con la red municipal existente en la comunidad Chuk Muk, Santiago Atitlán, Sololá.

#### **2.1.7.2. Drenajes: agua pluvial y aguas negras**

- Instalación sanitaria

El sistema estará formado en su totalidad por tubería PVC, en líneas verticales y horizontales.

Las tuberías para el drenaje sanitario tendrán una pendiente mínima de 2 % y una pendiente máxima de 6 %. Para evitar que las tuberías que conducen el agua potable coincidan con estas instalaciones, la tubería del drenaje sanitario siempre se localizará por debajo de las tuberías de agua potable.

Para determinar el diámetro de línea central del drenaje, se deberá tomar en cuenta:

Tabla LXIV. **Gasto y diámetro de derivaciones simples**

<b>Aparato sanitario</b>	<b>Número de unidades mueble (UM)</b>	<b>Diámetro (pulg)</b>	<b>Caudal base (l/s)</b>
Lavamanos	1	1 ¼	0.75
Grifo de cocina	3	1 ¼	0.75
Inodoro con tanque	4	3	2
Mingitorio con tanque	2	1 ¼	1
Drenaje de piso	3	3	

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para instalaciones sanitarias en edificio*. p. 73.

Tabla LXV. **Diámetros nominales para drenaje**

<b>Máximo de unidades</b>	<b>Diámetro</b>
<b>1</b>	1"
<b>3</b>	1 ½ "
<b>6</b>	2"
<b>20</b>	3"
<b>160</b>	4"

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para instalaciones sanitarias en edificio*. p. 73.

- Primer nivel
  - 7 lavamanos a 1 UM = 7 UM
  - 7 inodoros con tanque a 4 UH = 28 UM
  - 2 mingitorios con tanque a 2UH = 4 UH
  - Total = 39 UM
  
- Segundo nivel
  - 7 lavamanos a 1 UM = 7 UM
  - 7 inodoros con tanque a 4 UH = 28 UM
  - 2 mingitorios con tanque a 2UH = 4 UH
  - Total = 39 UM

Para el drenaje de aguas negras se utilizará tubería PVC de 4 pulgadas de diámetro para los ramales y 6 pulgadas para la tubería principal, ya que recibirá un total de 78 unidades.

- Instalación pluvial

Sistema que se encargará de evacuar las aguas generalmente de los techos y patios de los edificios, generadas por las lluvias.

El caudal que transportará la tubería se calcula mediante la siguiente ecuación.

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360}$$

Donde:

- Q: caudal (m<sup>3</sup>/s)
- C: coeficiente de escorrentía del concreto (0.90)
- I: intensidad de lluvia (mm/h)
- A: área a drenar (hectáreas)

$$i_{Tr} = \frac{A}{(B + t)^n}$$

Donde:

- A, B: parámetros obtenidos mediante regresión lineal
- t: tiempo de concentración
- n: Periodo de retorno



Para determinar la intensidad se avocó a la estación meteorológica con información más actualizada y cercana al lugar.

$$A = 1\ 020$$

$$B = 4$$

$$n = 0,677$$

$$tr = 25 \text{ años}$$

$$t = 10 \text{ minutos}$$

Por lo tanto, la intensidad de lluvia es la siguiente:

$$i_{Tr} = \frac{1020}{(4 + 10)^{0,677}} = 170,87 \text{ mm/h}$$

En promedio cada bajada drenará aproximadamente 120 m<sup>2</sup>, el caudal es:

$$Q = \frac{0,90 * 170,87 \frac{mm}{h} * 0,012 \text{ ha}}{360} = 0,005 \frac{m^3}{s} = 5 \text{ l/s}$$

El diámetro a utilizar se determina con la siguiente ecuación:

$$\phi = \left( \frac{691\ 000 * Q * n}{s^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Donde:

Ø: diámetro en cm

Q: caudal a drenar

n: coeficiente de rugosidad del PVC (0,009)

s: pendiente del terreno (1 %)

$$\emptyset = \left( \frac{691\,000 * 0,005 \frac{m^3}{s} * 0,009}{0,01^{1/2}} \right)^{3/8} = 8,60 \text{ cm} = 3,84 \text{ pulg}$$

Se utilizará tubería de 4 pulgadas para drenar el agua del techo.

Los planos de instalaciones sanitarias correspondientes al drenaje sanitario y pluvial se encuentran detallados en apéndice.

### 2.1.7.3. Electricidad

El sistema eléctrico está constituido por 8 circuitos de iluminación; cada circuito tiene un máximo de 8 lámparas y 8 circuitos de fuerza, con un máximo de 9 unidades por circuito.

- Iluminación

La instalación cuenta con 2 tableros de control en cada módulo, uno en cada nivel. La iluminación se basó en lámparas fluorescentes de 2x40 watts para cada ambiente.

- Módulo 1
  - Primer nivel: 15 lámparas en 2 circuitos
  - Segundo nivel: 14 lámparas en 2 circuitos
- Módulo 2
  - Primer nivel: 15 lámparas en 2 circuitos
  - Segundo nivel: 14 lámparas en 2 circuitos

## Circuitos de iluminación

$$I = \frac{P}{V}$$

Donde:

I = corriente (A)

P= potencia (watts)

V = voltaje (V)

Consta de 8 luminarios de 2 \* 40 watts que consumirán 640 watts de potencia.

$$I = \frac{640}{120} = 5,33$$

Se utilizarán flipones de 15 amperios para los circuitos de iluminación y la instalación se hará con conductores de cobre calibre 12.

- Fuerza

Para las instalaciones de fuerza se pondrá tomacorrientes de 200 watts.

- Módulo 1

- Primer nivel: 18 tomacorrientes en 2 circuitos.
- Segundo nivel: 26 tomacorrientes en 3 circuitos

- Módulo 2
  - Primer nivel: 18 tomacorrientes en 2 circuitos.
  - Segundo nivel: 18 tomacorrientes en 2 circuitos

Circuito crítico consta de 9 tomacorrientes con capacidad de 200 watt, los cuales consumirán 1 800 watts

$$I = \frac{1\ 800}{120} = 15$$

Se utilizarán flipones de 20 amperios para los circuitos de fuerza y la instalación se hará con conductores de cobre calibre 12.

#### **2.1.7.4. Instalaciones especiales**

Se refiere a aquellos sistemas, dispositivos y equipos que se instalan en un ambiente para complementar y mejorar su funcionamiento, según sea el propósito. Para este proyecto no se implementaron este tipo de instalaciones.

#### **2.1.8. Elaboración de planos**

Finalizada la fase arquitectónica, de análisis y diseño estructural, se procede a interpretar de forma gráfica los detalles de cada elemento estructural que formará parte del edificio, colocando especificaciones de diseño y de los materiales que serán utilizados.

Entre los planos elaborados para la ejecución del proyecto se contemplan:

- Planta amueblada
- Planta acotada
- Planta de acabados
- Planta de cimentación y columnas
- Planta de armado losas y vigas
- Plata de instalación eléctrica
- Planta de drenajes sanitarios y pluviales
- Planta de instalaciones hidráulicas
- Planta de módulo de gradas y rampa
- Detalles generales

### 2.1.9. Elaboración de presupuesto

El presupuesto para el proyecto fue realizado con base en los precios unitarios, en la integración de costos directos (materiales de construcción y mano de obra), integración de costos indirectos (impuestos, imprevistos, utilidad y administración equivalente al 30 %).

Tabla LXVI. **Presupuesto del edificio de dos niveles para el centro de capacitación en salud en la comunidad Chuk Muk, Santiago Atitlán, Sololá**

MUNICIPALIDAD DE SANTIAGO ATITLÁN						
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA						
FACULTAD DE INGENIERÍA						
DISEÑO DE EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION EN SALUD EN AL COMUNIDAD CHUK MUK						
no	Renglón de trabajo	Unidad	Cantidad	P/U	Subtotal	Total por renglón
A	PRELIMINAR					Q 28 759,37
A.1	Limpia trazo y estaqueado	m2	521,57	Q 55,14	Q 28 759,37	
B	CIMENTACION					Q 644 432,45
B.1.1	Excavación					
B.1.3	Excavación de zapata 1 y 2 MOD 1	m3	172,80	Q 83,59	Q 14 444,35	
B.1.4	Excavación de zapata MOD 2 Zapata tipo 1	m3	153,16	Q 83,59	Q 12 802,64	
B.1.5	Excavación de zapata MOD 2 Zapata tipo 2	m3	51,84	Q 83,59	Q 4 333,31	
B.2	Armado y colocación de concreto					
B.2.1	Zapata tipo 1 Módulo 1	U	8,00	Q 7 114,49	Q 56 915,92	
B.2.2	Zapata tipo 2 Módulo 1	U	12,00	Q11 845,36	Q142 144,32	

Continuación de la tabla LXVI.

B.2.3	Zapata tipo 1 Módulo 2	U	13,00	Q10 226,10	Q132 939,30	
B.2.4	zapata tipo 2 Módulo 2	U	7,00	Q12 137,79	Q 84 964,53	
B.2.5	Cimiento corrido Mod 1 y 2	ml	305,25	Q 434,09	Q132 505,97	
B.2.7	Armado y colocación de concreto en solera hidrófuga	ml	305,25	Q 140,85	Q 42 994,46	
B.2.8	Relleno y compactación de zanjeo	ml	305,25	Q 66,79	Q 20 387,65	
<b>C</b>	<b>COLUMNAS</b>					<b>Q 342 340,11</b>
C.1	Columna C-1 Módulo 1	ml	150,00	Q 891,54	Q133 731,00	
C.1.1	Columna C-1 Módulo 2	ml	149,00	Q 984,72	Q146 723,28	
C.2	Columna C-2 Módulo de gradadas	ml	59,20	Q 162,45	Q 9 617,04	
C.3	Columna C-3 Módulo 1	ml	233,10	Q 134,54	Q 31 361,27	
C.3.1	Columna C-3 Módulo 2	ml	155,40	Q 134,54	Q 20 907,52	
<b>D</b>	<b>SOLERAS</b>					<b>Q 66 539,31</b>
D.4	solera hidrófuga 1 NIVEL Mod 1	ml	149,40	Q 120,22	Q 17 960,87	
D.5	solera hidrófuga 1 NIVEL MOD 2	ml	155,85	Q 311,70	Q 48 578,45	
<b>E</b>	<b>MUROS</b>					<b>Q 365 423,03</b>
E.1	Levantado de muro tipo tabique de Block Clase C 0.14mx0.19mx0.39 m MÓDULO 1 Y 2	m2	1486,36	Q 239,52	Q356 012,95	
E.2	tabiques Block Clase C 0.09mx0.19mx0.39 m	m2	50,60	Q 185,97	Q 9 410,08	
<b>F</b>	<b>LOSA</b>					<b>Q 649 177,32</b>
F.1	encofrado armado y colocación de concreto en losas MÓDULO 1 Y 2	m2	1043,14	Q 622,33	Q649 177,32	
<b>G</b>	<b>VIGAS</b>					<b>Q 144 359,44</b>
G.1	viga tipo 1X (segundo nivel ) mod1	ml	22,40	Q 906,58	Q 20 307,39	
G.2	viga tipo 1X (segundo nivel ) mod 2	ml	6,00	Q 978,41	Q 5 870,46	
G.3	VIGA TIPO 2X (segundo nivel) mod1	ml	6,50	Q 907,03	Q 5 895,70	
G.4	VIGA TIPO 2X (segundo nivel) mod 2	ml	6,00	Q 998,53	Q 5 991,18	
G.5	VIGA TIPO 3X (segundo nivel) mod1	ml	6,50	Q 907,03	Q 5 895,70	
G.6	VIGA TIPO 3X (segundo nivel) mod2	ml	6,70	Q 996,72	Q 6 678,02	
G.7	VIGA TIPO 4X (segundo nivel) mod1	ml	6,50	Q 907,03	Q 5 895,70	
G.8	VIGA TIPO 4X (segundo nivel) mod2	ml	6,70	Q 996,72	Q 6 678,02	
G.9	VIGA TIPO 1Y (segundo nivel) mod1	ml	2,80	Q 851,44	Q 2 384,03	
G.10	VIGA TIPO 1Y (segundo nivel) mod2	ml	2,85	Q 914,11	Q 2 605,21	
G.11	VIGA TIPO 2Y (segundo nivel) mod1	ml	3,50	Q 887,24	Q 3 105,34	
G.12	VIGA TIPO 2Y (segundo nivel) mod2	ml	4,00	Q 937,15	Q 3 748,60	
G.13	VIGA TIPO 3Y (segundo nivel) mod1	ml	3,50	Q 914,65	Q 3 201,28	
G.14	VIGA TIPO 3Y (segundo nivel) mod2	ml	4,00	Q 930,34	Q 3 721,36	
G.15	viga tipo 1X (primer nivel ) MOD1	ml	5,60	Q 928,13	Q 5 197,53	
G.16	viga tipo 1X (primer nivel ) MOD2	ml	6,00	Q 1 027,70	Q 6 166,20	
G.17	VIGA TIPO 2X (primer nivel mod1	ml	6,50	Q 912,93	Q 5 934,05	
G.18	VIGA TIPO 2X (primer nivel mod2	ml	6,00	Q 912,12	Q 5 472,72	
G.19	VIGA TIPO 3X (primer nivel) mod1	ml	4,00	Q 979,53	Q 3 918,12	
G.20	VIGA TIPO 3X (primer nivel) mod2	ml	6,70	Q 1 019,15	Q 6 828,31	
G.21	VIGA TIPO 4X (primer nivel) mod1	ml	6,50	Q 979,53	Q 6 366,95	
G.22	VIGA TIPO 4X (primer nivel) mod2	ml	6,70	Q 1 018,73	Q 6 825,49	
G.23	VIGA TIPO 1Y (primer nivel) mod 1	ml	2,80	Q 870,04	Q 2 436,11	
G.24	VIGA TIPO 1Y (primer nivel) mod2	ml	2,85	Q 927,43	Q 2 643,18	
G.25	VIGA TIPO 2Y (primer nivel) mod1	ml	3,50	Q 958,54	Q 3 354,89	
G.26	VIGA TIPO 2Y (primer nivel) mod2	ml	4,00	Q 967,18	Q 3 868,72	
G.27	VIGA TIPO 3Y (primer nivel) mod1	ml	3,50	Q 962,63	Q 3 369,21	
G.28	VIGA TIPO 3Y (primer nivel) mod 2	ml	4,00	Q 983,94	Q 3 935,76	
<b>H</b>	<b>INSTALACIONES</b>					<b>Q 248 201,50</b>
H.1	Instalaciones sanitaria mod 1 y 2	ml	215,00	Q 363,54	Q 78 161,10	
H.2	instalación eléctrica fuerza mod 1 y 2	Unidad	83,00	Q 584,33	Q 48 499,39	
H.3	instalación eléctrica iluminación mod 1 y 2	Unidad	57,00	Q 1 275,09	Q 72 680,13	
H.4	instalación pluvial mod 1 y 2	ml	120,00	Q 132,25	Q 15 870,00	
H.5	instalación hidráulica mod 1 y2	ml	204,00	Q 161,72	Q 32 990,88	
<b>I</b>	<b>ACABADOS</b>					<b>Q 919 422,48</b>
I.1	puertas					
I.1.1	Puerta tipo P1	U	19,00	Q 2 516,24	Q 47 808,56	
I.2.1	Puerta tipo P2	U	1,00	Q 2 144,82	Q 2 144,82	
I.1.3	Puerta tipo P3	U	26,00	Q 1 897,21	Q 49 327,46	
I.1.4	Puerta tipo P4	U	1,00	Q 2 268,63	Q 2 268,63	
I.1.5	Puerta tipo P5	U	1,00	Q 4 249,58	Q 4 249,58	

Continuación de la tabla LXVI.

I.2	VENTANAS					
I.2.1	Ventana tipo V-1	U	30,00	Q 1 360,46	Q 40 813,80	
I.2.2	Ventana tipo V-2	U	4,00	Q 801,96	Q 3 207,84	
I.2.3	Ventana tipo V-3	U	13,00	Q 1 984,32	Q 25 796,16	
I.2.4	Ventana tipo V-4	U	6,00	Q 691,74	Q 4 150,44	
I.2.5	Ventana tipo V-5	U	2,00	Q 1 368,73	Q 2 737,46	
I.2.6	Ventana tipo V-6	U	1,00	Q 1 676,56	Q 1 676,56	
I.2.7	ventana tipo V-7	U	1,00	Q 2 368,87	Q 2 368,87	
I.3	Piso					
I.3.1	nivelación e instalación de piso cerámico antideslizante primer nivel color baldosa 043x043 MOD 1 Y 2	m2	521,57	Q 264,51	Q137 960,48	
I.3.2	instalación de piso cerámico antideslizante 2 nivel color baldosa 0,43x0,43 MOD 1 Y 2	m2	521,57	Q 157,23	Q 82 006,45	
I.3.3	relleno con selecto segundo nivel servicios sanitarios	m2	48,00	Q 40,63	Q 1 950,24	
I.4	repello en pared y cielo	m2	4015,68	Q 69,00	Q277 081,92	
I.5	cernido + pintura	m2	4015,68	Q 58,24	Q233 873,20	
J	GRADAS Y RAMPA					Q 75 280,95
J.1	GRADAS	global	1,00	Q36 080,38	Q 36 080,38	
J.2	RAMPA	global	1,00	Q39 200,57	Q 39 200,57	
K	Limpieza	global	1,00	Q11 528,67	Q 11 528,67	
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q3 495 464,63	

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXVII. **Cronograma físico-financiero del edificio de dos niveles para el centro de capacitación en salud en la comunidad Chuk Muk, Santiago Atitlán, Sololá**

MUNICIPALIDAD DE SANTIAGO ATITLÁN, SOLOLÁ												
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA												
FACULTAD DE INGENIERÍA												
CONSTRUCCIÓN DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN EN SALUD, SANTIAGO ATITLÁN												
CRONOGRAMA FÍSICO -FINANCIERO												
No	REGLON	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6	MES 7	MES 8	MES 9	MES 10	TOTAL POR REGLON
A	PRELIMINARES	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Q28,759.37
B	CIMENTACIÓN	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Q644,432.45
C	COLUMNAS			■	■	■	■	■	■	■	■	Q342,340.11
D	SOLERAS			■	■	■	■	■	■	■	■	Q66,539.31
E	MUROS			■	■	■	■	■	■	■	■	Q365,423.03
F	LOSAS					■	■	■	■	■	■	Q649,177.32
G	VIGAS					■	■	■	■	■	■	Q144,359.44
H	INSTALCIONES							■	■	■	■	Q248,201.50
I	ACABADOS								■	■	■	Q919,422.48
J	GRADAS Y RAMPA							■	■	■	■	Q75,280.95
K	LIMPIEZA GENERAL										■	Q11,528.67
COSTO TOTAL DEL PROYECTO											Q3,495,464.63	

Fuente: elaboración propia.

## 2.1.10. Evaluación de impacto ambiental

Para evaluar el impacto que tendrá la edificación se utilizó la matriz de Leopold. Se consideró que el centro de capacitación en salud está ubicado a las orillas del casco urbano del municipio y que es una construcción nueva.

Tabla LXVIII. **Matriz de Leopold simplificada para la edificación centro de capacitación en salud de dos niveles para la comunidad Chuk Muk**

Elementos ambientales	Período de construcción			Período de funcionamiento		
	A	B	N	A	B	N
1. Medio ambiente						
1 Tierras						
A. Topografía			*			*
B. suelo		-			+	
C. Erosión y sedimentación			*			*
1 Microclima			*			*
1 Agua						
A. Ríos			*			*
B. Aguas subterráneas			*			*
C. Fuentes			*			*
D. Calidad de agua			*			*
1 Ecosistema						
A. Flora						
A.a Vegetación natural	--			-		
A.b Cultivos			*			*
B. Fauna						
B.a Mamíferos y aves	-			-		
B.b Peces y/o organismo acuáticos			*			*
C. Biodiversidad						
C.a peligro de extinción			*			*
C.b Especies migratorias		-		-		
2 Medio ambiente social-económico						
2 Población						
A. Población en peligro	-				+	
B. Población migratoria		+				*
2 Uso de tierra	-				+	
2 Uso de agua		+			+	
2 Actividades productivas						



Continuación de la tabla LXVIII.

A. Agricultura	-					*
B. Pecuaria			*			*
C. Pesca			*			*
D. Agroindustria			*			*
E. Mercado y comercio			*			*
3 Empleo		++			++	
3 Aspectos culturales			*		+	
3 Problemas ambientales						
3 Contaminación de aire	--					*
3 Contaminación de agua	-					*
3 Contaminación del suelo	--					*
3 Ruido y vibración	--					*
4 Hundimiento del suelo			*			*
4 Mal olor			*			

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXIX. **Terminología utilizada en la matriz de Leopold**

Signo	Significado
<b>A</b>	Adversa
<b>B</b>	Beneficioso
<b>N</b>	Neutro
<b>++</b>	Impacto positivo grande
<b>+</b>	Impacto positivo moderado
<b>*</b>	Neutro
<b>-</b>	Impacto negativo moderado
<b>--</b>	Impacto negativo grande

Fuente: elaboración propia.

De acuerdo con la matriz de Leopold se determinó que el efecto negativo al ambiente se dará en la fase de construcción del edificio, con las siguientes medidas de mitigación:

- Elaboración de rutas alternas de transporte de tierras, materiales, para la prevención de accidentes.

- Proporcionar al personal de construcción el equipo adecuado para la reducción de riesgo de accidentes.
- Informar a los habitantes del municipio acerca de la construcción y las rutas en las que se transitaran tanto camiones de volteo como maquinaria pesada.
- Limpiar el área de construcción al finalizar cada jornada laboral.

## **2.2. Diseño de edificio de dos niveles para el mercado comunal en la aldea Cerro de Oro, Santiago Atitlán, Sololá**

A continuación, se describe el diseño de edificio de dos niveles para el mercado comunal en la aldea Cerro de Oro, Santiago Atitlán, Sololá.

### **2.2.1. Descripción del proyecto**

La aldea Cerro de Oro carece de infraestructura donde funcione un mercado comunal en el que se realice la actividad de intercambio comercial, tanto para el productor agrícola como artesanal. Esta infraestructura es necesaria para la aldea, es un punto en el que convergen las comunidades aledañas, con lo cual se contribuye a mejorar la actividad económica del área. El establecimiento es de 2 niveles y con una arquitectura que obliga al uso de juntas sísmicas para controlar las deformaciones ante fuerzas laterales provocadas por cargas sísmicas del diseño.

La estructura será a base de marcos dúctiles con nudos rígidos, sistema de vigas, columnas y losa de concreto reforzado, muros tabique de

mampostería de block pómez para dividir los ambientes, piso cerámico y puertas de metal.

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

La filosofía de diseño por 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 318SUS-14 Requisitos de reglamento para concreto estructural, capítulo 8,9,18,24.
  - ACI 352RS-02 Recomendaciones para diseño de conexiones viga-columna.
  - ACI 1963 Método 3 de coeficientes para losas.

## 2.2.2. Estudio de suelos

Se aplicó lo descrito de la sección 2.1.2.

### 2.2.2.1. Determinación del valor soporte del suelo

Para determinar el valor soporte del suelo se utilizó el método de Terzaghi con los datos obtenidos del estudio de laboratorio.

$$q_d = 0,4 * \gamma_{suelo} * B * N_\gamma + 1,3 * C_u * N_c + \gamma_{suelo} * D * N_q$$

Luego de la realización del ensayo de compresión triaxial se obtuvieron las siguientes características (ver anexo 2).

Tipo de ensayo: no consolidado y no drenado.

Descripción del suelo: Limo arenoso color café oscuro de consistencia muy suave:

Dimensiones y tipo de probeta: 2,5" \* 5,0"

Ángulo de fricción interna  $\phi = 35,95^\circ$

$C_u = 3,56 \text{ T/m}^2$

$\gamma_{suelo} = 1,48$

Base (B) = 1,50

FS= 3

Los factores de carga ( $N_c, N_q$  y  $N_\gamma$ ) se obtienen de las siguientes ecuaciones:

- Calculando el factor de carga debido a la sobrecarga ( $N_q$ )

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - \theta(\text{rad})\right) * \tan\theta}}{2 \cos^2 * \left(45 + \frac{\theta}{2}\right)} = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - (0,627)\right) * \tan 35,95}}{2 \cos^2 * \left(45 + \frac{35,95}{2}\right)} = 46,85$$

- Calculando el factor de carga debido a la cohesión ( $N_c$ )

$$N_c = (N_q - 1) \cot\theta = N_c = (46,85 - 1) \cot \cot (35,95) = 63,22$$

- Calculando el factor de carga debido al peso del suelo ( $N_\gamma$ )

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan\theta = 1,5(46,85 - 1) \tan \tan (35,95) = 49,88$$

- Sabiendo los factores de carga se procede a calcular el valor de carga límite del suelo.

$$q_d = 0,4 * \gamma_{\text{suelo}} * B * N_\gamma + 1,3 * C_u * N_c + \gamma_{\text{suelo}} * D * N_q$$

$$q_d = 0,4 * 1,48 \frac{T}{m^2} * 1,5 m * 49,88 + 1,3 * 3,56 \frac{T}{m^2} * 63,22 + 1,48 \frac{T}{m^2} * 1,5 m * 46,85$$

$$q_d = 440,89 T/m^2$$

- Calculo de valor soporte del suelo aplicando factor de seguridad

$$Q_{ult} = \frac{q_d}{FS}$$

$$Q_{ult} = \frac{440,89}{3} = 146,96 T/m^2$$

Para el diseño se tomará el valor soporte de 32 T/m<sup>2</sup>, siguiendo el anterior de la tabla I.

### **2.2.3. Criterios por utilizar para el diseño de edificios**

Es necesario considerar los siguientes criterios para el diseño de edificios públicos.

#### **2.2.3.1. Criterios generales**

Las recomendaciones del INFOM para el desarrollo de este tipo de proyectos son:

- Tener una ubicación que facilite el acceso a una buena parte de la población.
- La topografía del sitio, que no tenga desniveles muy pronunciados. No es recomendable que existan diferentes cambios de nivel al caminar.
- La circulación interna (pasillos) de los compradores y comerciantes se recomienda 1,50 m.
- En el área de comedores los servicios sanitarios no estarán a una distancia mayor a 150 m

Tabla LXX. **Áreas mínimas recomendables por el INFOM**

<b>Puesto</b>	<b>Áreas mínimas</b>
Frutas y hortalizas	4 m <sup>2</sup>
Carnes	9 m <sup>2</sup>
Mariscos	6 m <sup>2</sup>
Granos y abarrotos	9 m <sup>2</sup>
Comedores	2,25 m <sup>2</sup> del área de la mesa
Tiendas	7 m <sup>2</sup>
Venta de animales	6 m <sup>2</sup>
Piso plaza	6 m <sup>2</sup>
Cocinas	8 m <sup>2</sup>

Fuente: Folleto INFOM, mercados.

### **2.2.3.2. Criterios de conjunto**

Son pasos importantes, de ello dependerá la realización del diseño. Un mercado debe contar con las siguientes zonas de actividades:

- Zona de alimentos
- Zona de artesanía
- Zona de ferretería
- Zona de bodega
- Zona de carga y descarga
- Zona administrativa
- Zona de servicios sanitarios

### **2.2.3.3. Criterios de iluminación**

La iluminación debe estar uniformemente distribuida en los niveles, para tener un área de ventanas del 30 % del área del piso y aprovechar la iluminación natural en su mayoría.

#### **2.2.3.4. Criterios de CONRED**

Se reconocen y validan las siguientes normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES):

- NSE-1: generalidades, administración de las normas y supervisión técnica.
- NSE-2: demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección.
- NSE-3: diseño estructural de edificaciones.
- NSE-4: requisitos prescriptivos para vivienda y edificaciones menores de uno y dos niveles.

#### **2.2.4. Diseño arquitectónico**

El diseño arquitectónico es distribuir cada uno de los ambientes de la edificación de acuerdo a las necesidades que presenten. Principalmente se debe tomar en cuenta la funcionalidad y comodidad del lugar, empleando las normas de diseño que existan.

- Área seca

Esta área, por su naturaleza, no produce humedad, no necesita mucha agua para limpiar y evacuar desechos. Se toma en cuenta que serán acondicionados para proveer seguridad a los productos de venta: en esta área se mencionan los puestos de abarrotes, ventas de candelas, ventas de enseres, artesanías, granos.



- Área semi húmeda

Está enfocada principalmente a las ventas de frutas, hortalizas, flores, tortillas, etc. El área no menor a los 4 m<sup>2</sup> por cada puesto.

- Área húmeda

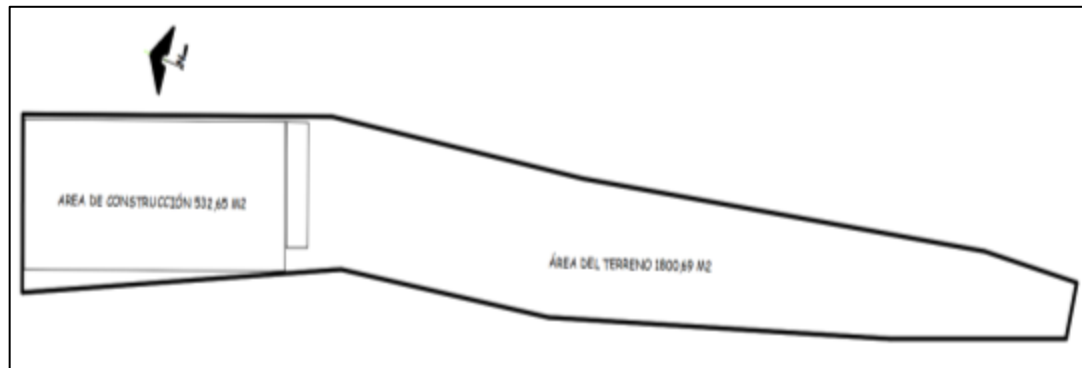
Carnicerías, marranerías, pollerías y mariscos. Se equipan con mostrador fijo, colgadores de carne, lavadores con instalación hidráulica, área para huesos y desechos. Deberá tener facilidad de limpieza. Su dimensión no será menor a 9m<sup>2</sup> tanto para carnicerías como marranerías, de 6 m<sup>2</sup> las pollerías y ventas de mariscos.

- Las dimensiones horizontales de la edificación serán de 34,20 m x 14 m, como lo muestra la figura 87 (planta del módulo de la edificación)

#### **2.2.4.1. Ubicación del edificio**

El terreno se encuentra ubicado en la aldea Cerro de Oro, Santiago Atitlán, Sololá, a unos 150 m de la entrada principal. El área disponible del terreno es de 1 800,69 m<sup>2</sup>, pero por a la topografía del mismo se usarán 532,65 m<sup>2</sup> para la construcción de la edificación.

Figura 81. **Ubicación del edificio en terreno**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

#### **2.2.4.2. Distribución de ambientes**

La distribución de ambientes se realizará de la forma tradicional para mercados municipales de la región. Tendrá área de puestos de ventas y administrativas con dimensiones distintas para cada módulo.

- Planta baja: se conformará por las áreas húmeda, semihúmeda, seca, descarga, administración y bodega.
- Planta alta: áreas de comedores, seca y artesanía.
- Módulos de gradas y de rampa, independientes a la estructura principal, para facilitar el análisis estructural.

#### **2.2.4.3. Dimensiones horizontales**

Cuando una planta es demasiado grande, incluso si es una forma simétrica sencilla, la edificación puede tener un comportamiento inestable ante

las vibraciones sísmicas. Algunos ingenieros estructurales recomiendan una longitud máxima del edificio de aproximadamente 50 m-60 m.

- Criterios juntas sísmicas plantas muy alargadas BAZAN & MELI.

Figura 82. **Límites recomendados para los lados de planta de un edificio**

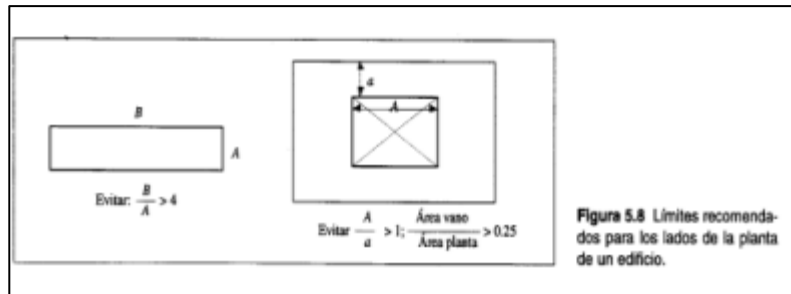
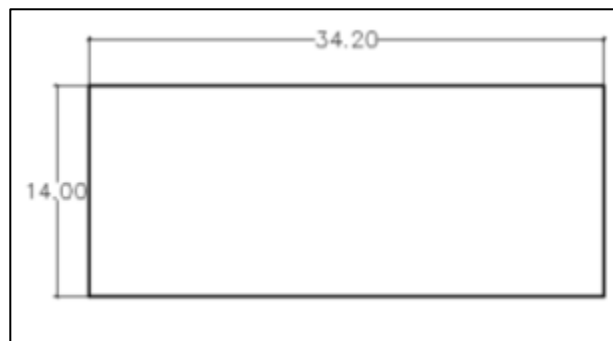


Figura 5.8 Límites recomendados para los lados de la planta de un edificio.

Fuente: BAZÁN, Enrique; MELI, Roberto. *Diseño sísmico de edificio*. p. 179.

Figura 83. **Medidas horizontales edificación**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

$$\text{Evitar } \frac{B}{A} > 4; \frac{34,20}{14} = 2,44 \text{ menor que } 4$$

Tabla LXXI. **Longitudes admisibles para edificios sin la inclusión de juntas**

<b>Autor</b>	<b>Espaciamiento</b>
Lewerenz (1907)	23 m, para muros
Hunter (1953)	25m para muros y techos aislados
Biling (1960)	30 m para edificios sin junta
Wood (1981)	30-35 m para muros
Indian Standards Institution (1964)	45 m máxima longitud del edificio sin junta
PCA (1982)	60m máxima longitud para edificio sin junta
ACI 350R-83	36 M estructuras sanitarias parcialmente llenas con liquido

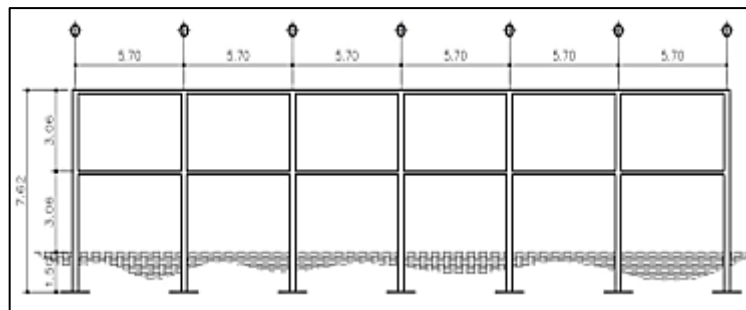
Fuente: American Concrete Institute, ACI 224,1995 p224.3R-1. *Juntas en las construcciones de hormigón, informado por el comité ACI 224. p. 224.*

Tomando en consideración los distintos criterios citados por diferentes autores, la edificación se trabajó en un solo módulo sin junta.

#### 2.2.4.4. Alturas de edificación

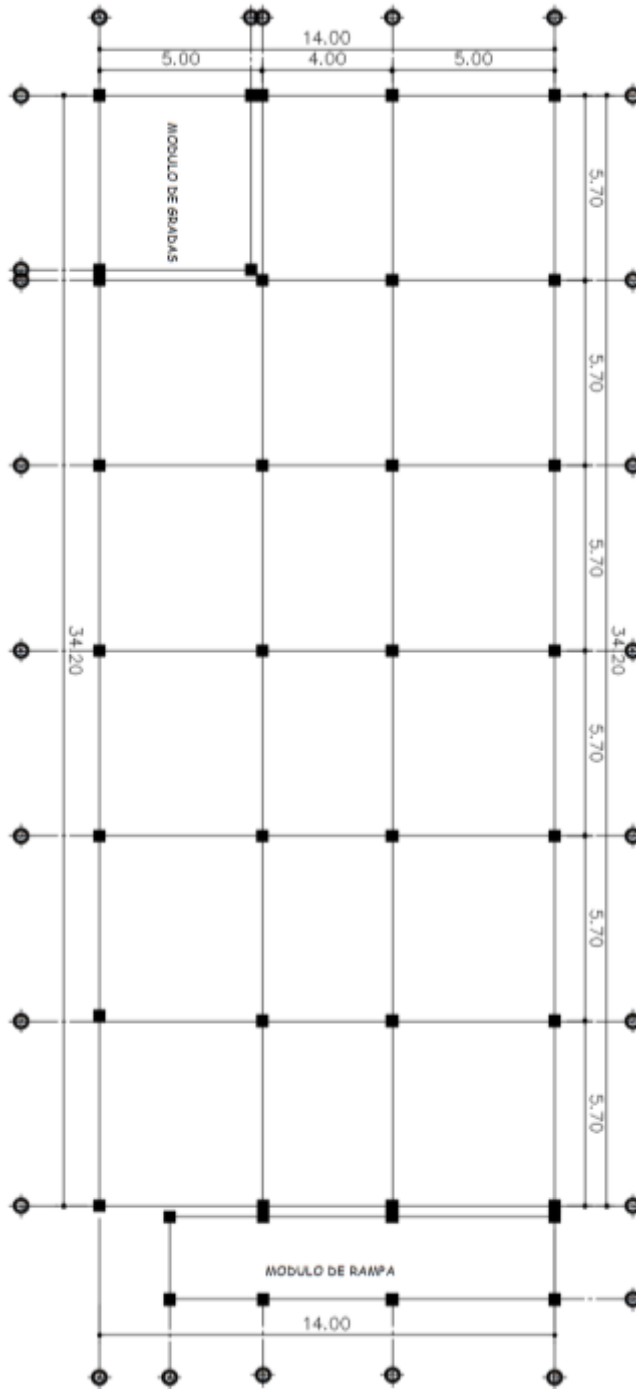
La altura de nivel de piso terminado será de 3,06 metros y el desplante de cimentación, de 1,5 metros.

Figura 84. **Elevación de la edificación módulo 1 y 2**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

Figura 85. **Planta del módulo de la edificación**



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

## 2.2.5. Análisis estructural

Se aplicó las condiciones establecidas en el capítulo 2.1.5

### 2.2.5.1. Predimensionamiento de elementos estructurales

Los criterios aplicados son:

- Losa reforzada en uno o dos sentidos.

$$L = a/b \geq 0,5 \text{ losa armada en dos direcciones,}$$
$$L < 0,5 \text{ losa armada en 1 direcciones,}$$

Tabla LXXII. Clasificación de losa

Losa	L	Clasificación
1	0,877	Armada en dos direcciones
2	0,701	Armada en dos direcciones
3	0,877	Armada en dos direcciones

Fuente: elaboración propia.

- Espesor de losa t:

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

Tabla LXXIII. **Espesor de losa**

<b>Losa</b>	<b>Espesor</b>
1	0,118
2	0,107
3	0,118

Fuente: elaboración propia.

Se propone losa tradicional en dos direcciones con un peralte  $t = 12$  cm

- Viga

Trabaja principalmente a flexión. Se aplicaron los siguientes criterios.

Para la altura:

- Por cada metro lineal de luz libre entre apoyos de la viga se aumentará ocho centímetros de peralte. La base puede ser 1/2 a 1/3 del peralte.

$$h = 8 \% * 5,70 \text{ m} = 0,456 \text{ m} \approx 0,50 \text{ m}$$

- El código ACI 318-14 capítulo 9, tabla 9.3.1.1, determina las alturas mínimas de vigas no preesforzadas.

Según ACI 318-14, capítulo 9, sección tabla 9.3., tabla 9.3.1.1

$$h = \frac{l_{viga}}{18,5}$$

$$h = \frac{5,70}{18,5} = 0,308 \text{ m}$$

Se tomará el valor más alto para el peralte de la viga 0,50 m. Para la base será ese valor multiplicado por 0,3.

$$b = 0,3 * h = 0,30 * 0,50 = 0,15 \text{ m}$$

Por lo tanto, se propone una viga con dimensiones de 0,5m de peralte y 0,30 m de base, ya que para estructuras sismorresistentes 0,3m es la base mínima según ACI 318-14, sección 18.6.2.1

- Columna

Según el ACI318-14, cap. 18.7.4.1 ( $A_s = (1 \%A_g - 6 \%A_g)$ ).

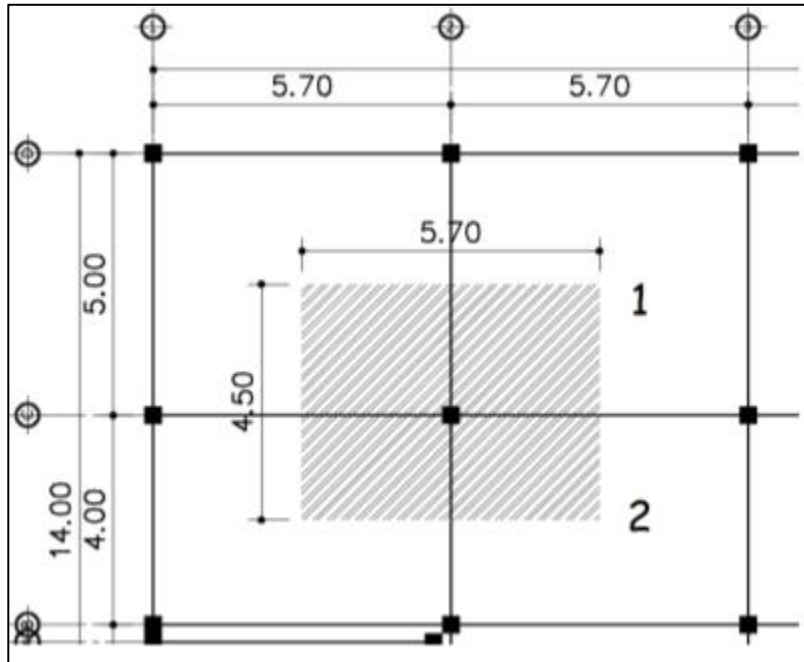
Según ACI 318-14, capítulo 22.4 tabla 22.4.2.1, la resistencia axial máxima para columnas compuestas de acero y concreto  $P_n = 0,85P_o$

$$P_o = 0,85 * f'c(A_g - A_s) + f_y * A_s, \text{ ACI 318 - 14, sección 22.4.2.2}$$

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



Figura 86. Área tributaria columna critica



Fuente: elaboración propia, empleando civil 3D 2015.

$$\text{Área tributaria} = 5,70 * 4,50 = 25,65 \text{ m}^2$$

- $P_n$  = carga puntal.
- $f'_c$  = resistencia del concreto ( $280 \text{ kg/cm}^2$ ), ACI 318-14, capítulo 19, tabla 19.2.1.1.
- $f_y$  = resistencia de acero ( $4218 \text{ kg/cm}^2$ ), ACI 318-14, capítulo 20, tabla 20.2.2.4a.
- $A_s$  = área de acero (se tomó el 2%).
- $A_g$  = área gruesa (área de sección de columna  $\text{cm}^2$ ).
- Para elementos a compresión se establece una cuantía mínima de 1 al 6 por ciento de su  $A_g$ .

- Carga muerta

- Carga muerta primer nivel

$$\text{Peso de losa} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 25,65 \text{ m}^2 * 0,12 \text{ m} = 7\,387,2 \text{ kg}$$

$$\text{Viga} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,3 \text{ m} * 0,5 \text{ m} * (4,50 + 5,70 \text{ m}) = 3\,672 \text{ kg}$$

$$\text{Sc y acabados} = 100 \text{ kg/m}^2 * 25,65 \text{ m}^2 = 2\,565 \text{ kg}$$

$$\text{Muros} = 150 \text{ kg/m}^2 * (5,70 + 4,50) = 1\,530 \text{ kg}$$

$$\text{Total carga 1 nivel} = 7\,387,2 + 3\,672 + 2\,565 + 1\,530 = 15\,154,2 \text{ kg}$$

- Carga muerta segundo nivel

$$\text{Peso losa} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 25,65 \text{ m}^2 * 0,12 \text{ m} = 7\,387,20 \text{ kg}$$

$$\text{Viga} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,3 \text{ m} * 0,5 \text{ m} * (4,50 + 5,70) = 3\,672,0 \text{ kg}$$

$$\text{Total carga 2 nivel} = 7\,387,20 \text{ kg} + 3\,672,0 \text{ kg} = 11\,059,20 \text{ kg}$$

$$\text{Carga muerta total} = 15\,154,2 \text{ kg} + 11\,059,20 = 26\,213,40 \text{ kg}$$

- Carga viva

- Carga viva primer nivel

$$\text{Carga viva} = 500 \text{ kg/m}^2 * 25,65 = 12\,825 \text{ kg}$$

- Carga viva segundo nivel

$$\text{Carga viva de azotea} = 200 \text{ kg/m}^2 * 25,65 \text{ m}^2 = 5\,130 \text{ kg}$$

Carga viva total 1 y 2 nivel = 12 825 kg +5 670 = 18 495 kg

- Carga total

$$P = CM + CV$$

$$P = (26\,213,40) + (18\,495\text{ kg}) = 44\,708,4\text{ kg}$$

Aplicando la ecuación de carga puntal:

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

$$A_s = \rho * A_g$$

$$61\,048,08\text{kg} = 0,85 * [0,85 * \left(280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) * (A_g - 0,02A_g) + 4\,218 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0,02 * A_g]$$

$$44\,708,4 = 269,96 x$$

$$x = 165,61\text{ cm}^2$$

ACI 318-14 en el capítulo 18 sección 18.7.2.1 para zonas sísmicas, dimensión menor de la sección transversal, mínimo 30 cm en su eje centroidal más 5 cm por nivel y no menos de 900 cm<sup>2</sup>. Por tal razón se propone empezar a predimensionar con una sección de 35 por 35 centímetros, considerando las cargas vivas.

Tabla LXXIV. **Predimensionamiento elementos estructurales**

<b>Elemento estructural</b>	<b>Dimensiones</b>
Losa	t= 12 cm
Viga	h=60 cm, b=30 cm
Columnas	h=35cm , b=35 cm

Fuente: elaboración propia.

### **2.2.5.2. Cargas de diseño**

Cargas definidas por AGIES.

#### **2.2.5.2.1. Cargas estáticas**

Cargas vivas y cargas muertas:

- Cargas vivas:

Tabla VII valores de carga viva para distintos usos de ocupación, AGIES NSD2-18

- Cargas muertas:

Se aplicó la integración de cargas estáticas para los ejes críticos; en sentido Y, será el eje 3; para el sentido X, será el eje D. Ver figura 87:

Cargas vivas por utilizar en el edificio serán:

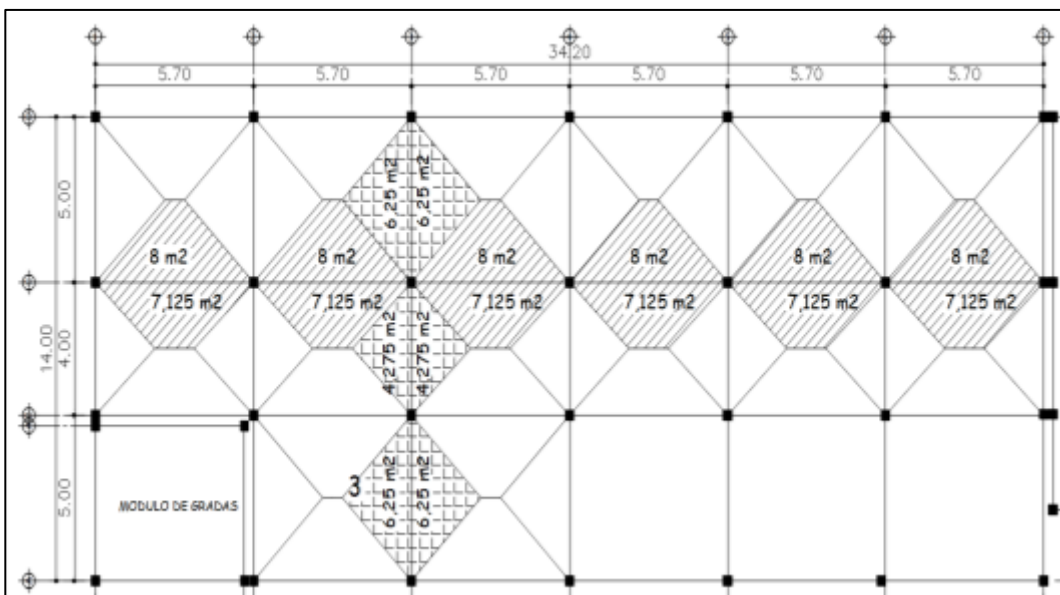
- Entrepiso para mercados 500kg/m<sup>2</sup>, AGIES NSE 2-18 p. 3-7.

- Cubierta para mercados con acceso =  $200 \text{ kg/m}^2$ , AGIES NSE 2-18 p. 3-8.
- Escaleras =  $500 \text{ kg/m}^2$ , AGIES NSE 2-18 p. 3-7.

Cargas muertas por utilizar en la edificación:

- Sobrecarga =  $100 \text{ kg/m}^2$
- Muros =  $150 \text{ kg/m}^2$
- Espesor de losa 12 cm
- Peso de concreto =  $2400 \text{ kg/m}^3$
- Sección viga 30 cm \* 50 cm
- Columna 35 cm\*35 cm
- Altura nivel = 3,06 m

Figura 87. **Planta áreas tributarias eje 3, eje D**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

- Área tributaria ejes críticos

$$A_{ejeC} = 8 \text{ m}^2 * 6 + 7,125 \text{ m}^2 * 6 = 90,75 \text{ m}^2$$

$$A_{eje3} = 6,25 \text{ m}^2 * 4 + 4,275 \text{ m}^2 * 2 = 33,55 \text{ m}^2$$

- Carga muerta eje C segundo nivel  $A_t = 90,75 \text{ m}^2$   $L = 34,20 \text{ m}$

$$losa = \frac{2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,12 \text{ m} * 90,75 \text{ m}^2}{34,20 \text{ m}} = 764,21 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$sc = \frac{100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 90,75 \text{ m}^2}{34,20 \text{ m}} = 265,35 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$viga = (0,50 - 0,12) * 0,30 * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 273,60 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$CM_{total} = 764,21 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 265,35 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 273,60 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 1303,16 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- Carga viva eje C segundo nivel  $A_t = 90,75 \text{ m}^2$   $L = 34,20$

$$cv = \frac{200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 90,75 \text{ m}^2}{34,20 \text{ m}} = 530,70 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- Carga muerta eje C primer nivel  $A_t = 90,75 \text{ m}^2$   $L = 34,20 \text{ m}$

$$losa = \frac{2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,12 \text{ m} * 90,75 \text{ m}^2}{34,20 \text{ m}} = 764,21 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$sc = \frac{100 \frac{kg}{m^2} * 90,75 m^2}{34,20 m} = 265,35 \frac{kg}{m}$$

$$viga = (0,50 - 0,12) * 0,30 * 2\ 400 \frac{kg}{m^3} = 273,60 \frac{kg}{m}$$

$$muros = \frac{65,70m * 3,06 m * 150 \frac{kg}{m}}{34,20} = 881,76 \frac{kg}{m}$$

$$CM_{TOTAL} = 764,21 \frac{kg}{m} + 265,35 \frac{kg}{m} + 273,60 \frac{kg}{m} + 881,76 \frac{kg}{m} = 2\ 184,89 \frac{kg}{m}$$

- Carga viva eje C primer nivel  $A_t = 90,75 m^2$   $L = 34,20 m$

$$Cv = \frac{500 \frac{kg}{m^2} * 90,75 m^2}{34,20m} = 1\ 326,75 \frac{kg}{m}$$

- Carga muerta eje 3 segundo nivel  $A_t = 33,55 m^2$   $L = 14 m$

$$losa = \frac{2\ 400 \frac{kg}{m^3} * 0,12 m * 33,55 m^2}{14 m} = 690,17 \frac{kg}{m}$$

$$sc = \frac{100 \frac{kg}{m^2} * 33,55 m^2}{14 m} = 239,64 \frac{kg}{m}$$

$$viga = (0,50 m - 0,12m) * 0,30 m * 2\ 400 \frac{kg}{m^3} = 273,60 \frac{kg}{m}$$

$$CM_{total} = 690,17 \frac{kg}{m} + 239,64 \frac{kg}{m} + 273,60 \frac{kg}{m} = 1\ 203,41 \frac{kg}{m}$$

- Carga viva eje 3 segundo nivel  $A_t = 33,55 \text{ m}^2$   $L=14 \text{ m}$

$$cv = \frac{\left(200 \frac{kg}{m^2} * 33,55 \text{ m}^2\right)}{14 \text{ m}} = 479,29 \frac{kg}{m}$$

- Carga muerta eje 3 primer nivel  $A_t = 33,55 \text{ m}^2$   $L = 14 \text{ m}$

$$losa = \frac{2400 \frac{kg}{m^3} * 0,12 \text{ m} * 33,55 \text{ m}^2}{14 \text{ m}} = 690,17 \frac{kg}{m}$$

$$sc = \frac{100 \frac{kg}{m^2} * 33,55 \text{ m}^2}{14 \text{ m}} = 239,64 \frac{kg}{m}$$

$$viga = (0,50 \text{ m} - 0,12 \text{ m}) * 0,30 \text{ m} * 2400 \frac{kg}{m^3} = 273,60 \frac{kg}{m}$$

$$muros = \frac{36,80 \text{ m} * 3,06 \text{ m} * 150 \frac{kg}{m^2}}{14 \text{ m}} = 1\,206,51 \frac{kg}{m}$$

$$CM_{total} = 690,17 \frac{kg}{m} + 239,64 \frac{kg}{m} + 273,60 \frac{kg}{m} + 1\,206,51 \frac{kg}{m} = 2\,409,92 \frac{kg}{m}$$

- Carga viva primer nivel eje 3  $A_t= 33,55 \text{ m}^2$   $L=14 \text{ m}$

$$cv = \frac{500 \frac{kg}{m^2} * 33,55 \text{ m}^2}{14} = 1\,198,21 \frac{kg}{m}$$



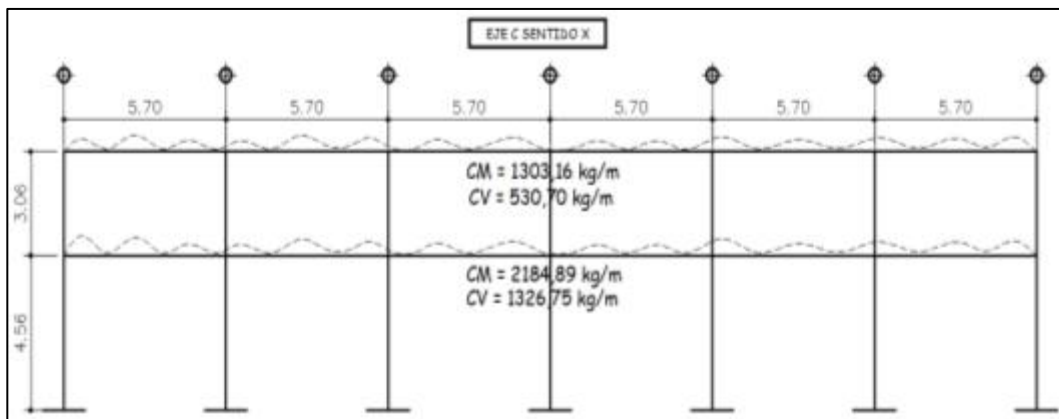
Tabla LXXV. Integración de carga vertical

eje	nivel	carga muerta	carga viva
C sentido "X"	Segundo nivel	1 303,16 kg/m	530,70 kg/m
C sentido "X"	Primer nivel	2 184,89 kg/m	1 326,75 kg/m
3 sentido "Y"	Segundo nivel	1 203,41 kg/m	479,29 kg/m
3 sentido "Y"	Primer nivel	2 409,92 kg/m	1 198,21 kg/m

Fuente: elaboración propia.

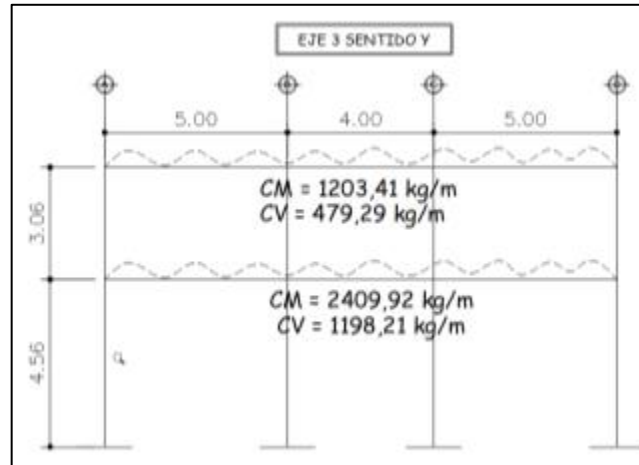
Las figuras 90 a 91 muestran los modelos matemáticos de cargas vivas y muertas de los ejes críticos analizados.

Figura 88. Modelos matemáticos integración de cargas



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Figura 89. Modelos matemáticos integración de cargas



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

### 2.2.5.2.2. Cargas dinámicas por método AGIES

Se aplicó el método del capítulo 2.1.5.3.

- Carga sísmica

Cortante basal ( $V_B$ ) de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V_B = C_s * W_s$$

Criterios aplicados:

- Sistema estructural: según la Norma AGIES NSE-3 sección 1.6, este edificio se clasifica como un sistema de marcos E-1.

- Categoría ocupacional: según la Norma AGIES NSE-1 capítulo 3.1.4 los mercados se clasifican en la categoría de obras importantes.
- Distancia de falla: es la distancia horizontal más cercana a la fuente sísmica, en este caso se considera 10 km de distancia.
- Sismo para el diseño estructural: para diseño estructural de obras importantes se utilizará el valor del sismo severo, tiene un 5 % de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años.
- Periodo de vibración empírica ( $T_a$ ):

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

$$T_a = 0,047 * 7,62^{0,90} = 0,2923$$

- Amenaza sísmica Santiago Atitlán, Sololá índice de sismicidad AGIES NSE 2-1

Figura 90. Índice de sismicidad

299	Santa Rosa de Lima	Santa Rosa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
300	Santiago Atitlán	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100
301	Santiago Chimaltenango	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100

Fuente: AGIES NSE 2-18, anexo A. *Listado de amenaza sísmica por municipio*. p. 75.

- Clase de sitio: el sitio de interés se clasificará con base en las características del perfil de suelo en los 30 m bajo los cimientos. De

acuerdo con la tabla VIII será un suelo tipo E limo arenoso de consistencia suave.

- Caso especial NSE 3-18: recalcular la meseta del espectro  $S_a(T)$  con base en  $S_{cr} = 1,5$  aquellos casos que  $S_{cr}$  exceda 1,5

$$I_0 = 4$$

$$S_{cr} = 1,5$$

$$S_{1r} = 0,55 \text{ g}$$

- Ajuste por intensidades sísmicas especiales en algunos casos el valor de  $S_{cr}$  y  $S_{1r}$ : deberá ser adicionalmente ajustado por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración en el sitio.

- Coeficiente de sitio  $F_a$

$$F_a = 0,9 \text{ (ver tabla IX)}$$

- Coeficiente de sitio  $F_v$

$$F_v = 2,2 \text{ (ver tabla X)}$$

- Factor de periodos cortos de vibración  $N_a$

$$N_a = 1,0 \text{ (ver tabla XI y XII)}$$

- Factor de periodos largos de vibración  $N_v$

$$N_v = 1,0 \text{ (ver tabla XIII)}$$

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

$$S_{cs} = 1,5 * 0,9 * 1,0 = 1,35$$

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

$$S_{1s} = 0,55 * 2,2 * 1,0 = 1,21$$

- Espectro calibrado a nivel de diseño requerido
  - Sismo severo – 5 % probabilidad de ser excedido en 50 años  
kd = 0,80
- Espectro calibrado al nivel de diseño requerido.

$$S_{cd} = K_d * S_{cs} = 0,80 * 1,35 = 1,08$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1s} = 0,80 * 1,21 = 0,968$$

- Periodo de transición

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}} = \frac{1,21}{1,35} = 0,90 \text{ segundos}$$

Periodo  $T_0$  que define el inicio de la meseta de períodos cortos del espectro.

$$T_0 = 0,2 T_s = 0,2 * 0,9 = 0,18$$

- Las ordenadas espectrales  $S_a(T)$  para cualquier periodo de vibración  $T$ . se definen según AGIES NSE 2-18, sección 4.5.6.

$$\begin{aligned}
 S_a(T) &= S_{cd} && \text{si } T_0 \leq T \leq T_s \\
 S_a(T) &= \frac{S_{1d}}{T} \leq S_{cd} && \text{si } T > T_s \\
 S_a(T) &= S_{cd} \left[ 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right] && \text{si } T < T_0
 \end{aligned}$$

T es igual a 0,30 segundos:

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

- Coeficiente sísmico al límite de cedencia (Cs):

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R(\text{ver tabla XIV})}$$

$$C_s = \frac{1,08}{8} = 0,135$$

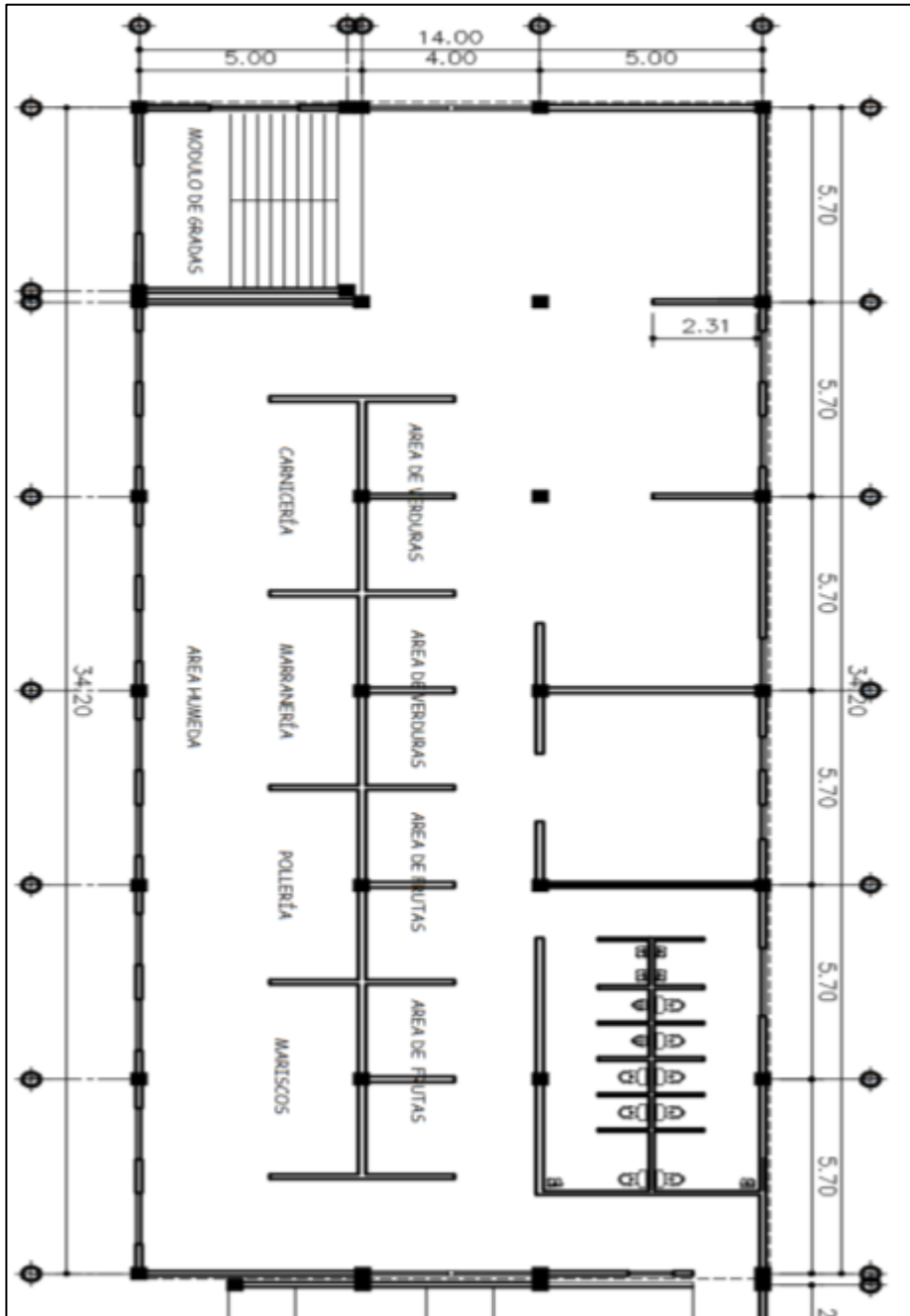
- Valores mínimos de Cs:

$$C_s \geq 0,044S_{cd} \quad 0,14 \geq 0,0475$$

$$C_s \geq 0,75 * \frac{k_d * S_{1r}}{R} \quad 0,14 \geq 0,045$$

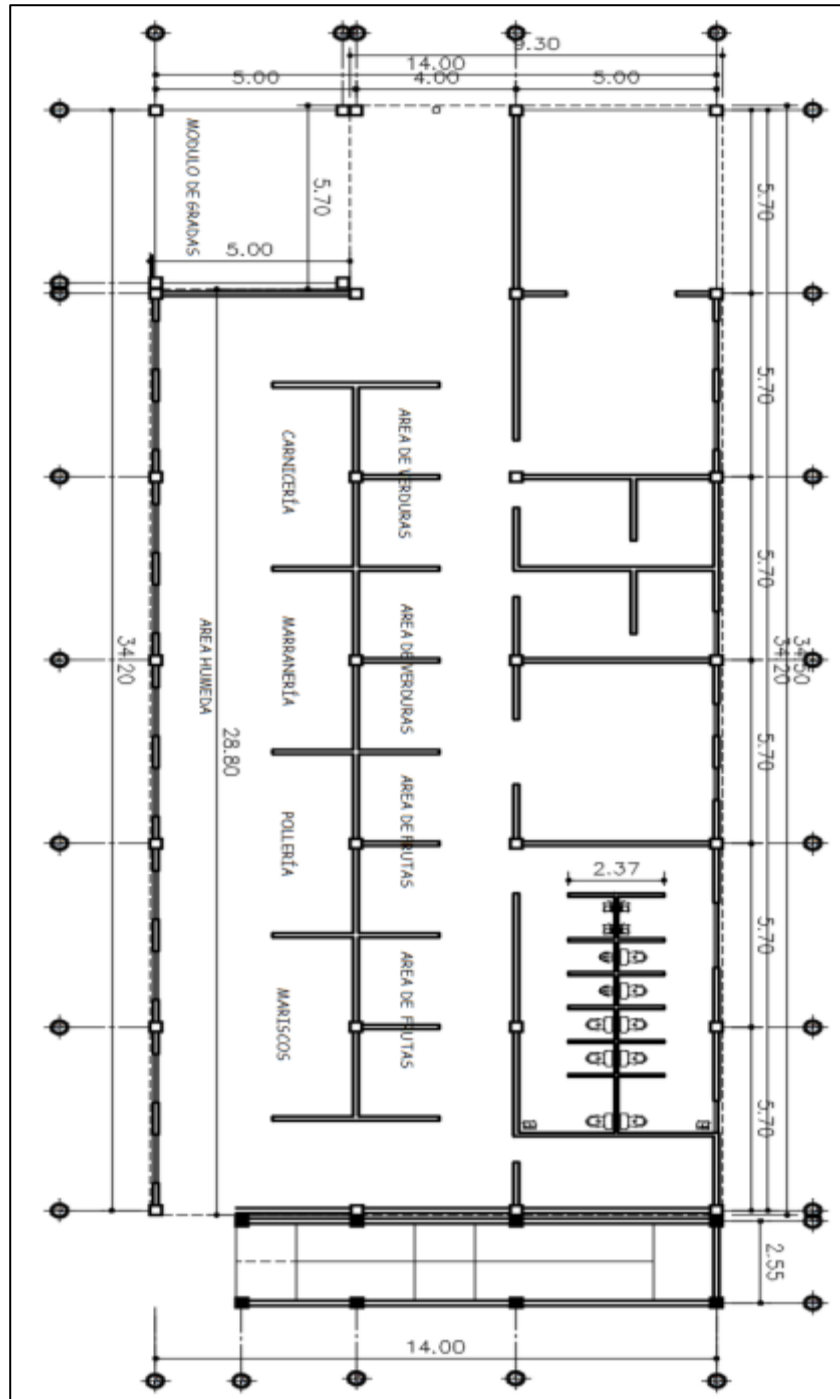
- Con los datos se puede conocer el corte basal de la edificación; se obtiene el peso sísmico, se toman las alturas a medios niveles y la dimensión de muros, como se muestra en el acotado de la figura 91, 92 y 93.

Figura 91. Acotado segundo nivel



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

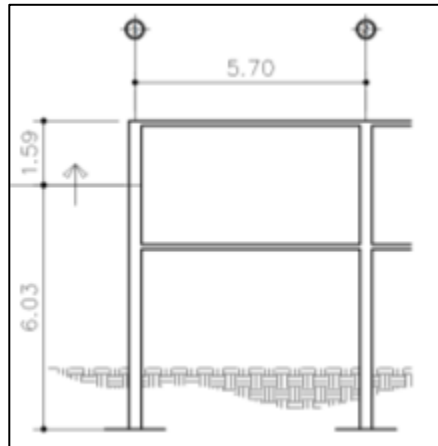
Figura 92. Planta acotada primer nivel



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.



Figura 93. **Altura a medios niveles de la edificación**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

- Integración de peso sísmico 2 nivel, módulo 1

$$losa = (9,30m * 5,70m + 14,30 * 28,80) * 0,12 * 2\,400 \frac{kg}{m^3} = 133\,879,80\,kg$$

$$viga = (0,5m * 0,30\,m * 9\,m + 0,5\,m * 0,30\,m * 14 * 6 + 0,5\,m * 0,30\,m * 28,80 + 0,50 * 0,30 * 34,20 * 3) * \frac{2\,400\,kg}{m^3} = 80\,784\,kg$$

$$Columna = (0,35\,m * 0,35\,m * 27_{columnas} * 1,59\,m) * 2\,400 \frac{kg}{m^3} = 12\,621,42\,kg$$

$$muros = (77,89_{mlmuro} * 1,59 + 63,44_{mlmuro} * 1,59) * 150 \frac{kg}{m^2} = 27\,052,44\,kg$$

$$sc = (9,30m * 5,70m + 14,30 * 28,80) * 100 \frac{kg}{m^2} = 46\,485\,kg$$

$$P_{2nivel} = 133\,879,80 + 80\,784 + 12\,621,42 + 27\,052,44 + 46\,485 = 300\,822,66 \text{ kg}$$

- Integración de peso sísmico 1 nivel, ver acotado de para dimensiones de muro, figura 14.

$$losa = (9,30m * 5,70m + 14,30 * 28,80) * 0,12 * 2\,400 \frac{kg}{m^3} = 133\,879,80 \text{ kg}$$

$$viga = (0,5m * 0,30 m * 9m + 0,5m * 0,30m * 14 * 6 + 0,5m * 0,30m * 28,80 + 0,50 * 0,30 * 34,20 * 3) * \frac{2\,400kg}{m^3} = 80\,784 \text{ kg}$$

$$Columna = (0,35m * 0,35m * 27_{columnas} * 6,03 m) * 2\,400 \frac{kg}{m^3} = 47\,866,14 \text{ kg}$$

$$muros = (87,27_{mlmuro} * 6,03 + 75,78_{mlmuro} * 6,03) * 150 \frac{kg}{m^2} = 147\,478,73 \text{ kg}$$

$$sc = (9,30m * 5,70m + 14,30 * 28,80) * 100 \frac{kg}{m^2} = 46\,485 \text{ kg}$$

$$P_{1niveletotal} = 133\,879,80 + 80\,784 + 47\,866,14 + 147\,478,73 + 46\,485 = 456\,493,67$$

- Peso total de la estructura
  - Segundo nivel = peso<sub>sísmico</sub>+0,25 carga viva

$$P_{t2nivel} = 300\,822,66 \text{ kg} + 0,25 * ((9,30m * 5,70m + 14,30 * 28,80) * 200_{cvtecho})$$

$$P_{total2nivel} = 324\,065,16 \text{ kg}$$

- Primer nivel = peso sísmico + 0,25 carga viva

$$P_{total1nivel} = 456\,493,67\,kg + 0,25 * (9,30m * 5,70m + 14,30 * 28,80) * 500_{cvtecho}$$

$$P_{total2nivel} = 514\,599,92\,kg$$

$$P_{total} = 324\,065,16\,kg + 514\,599,92\,kg = 838\,665,08\,kg = 838,67\,T$$

Tabla LXXVI. **Peso sísmico 1 y 2 nivel**

Primer nivel	Segundo nivel	Peso total kg	Peso total (T)
514 599,92 kg	324 065,16 kg	838 665,08	838,67

Fuente: elaboración propia.

- Corte basal de la edificación

$$V_B = C_s * W_s$$

$$V_B = 0,14 * 838,67 = 117,41\,Toneladas$$

- Distribución vertical de las fuerzas sísmicas:

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

Donde:

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

$F_x$  = es el cortante de cedencia en el nivel X de la edificación

$h_x$  = es la altura nivel X sobre la base;

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

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

$k = 2$ , para  $T_a > 2,5$  s

Tabla LXXVII. **Distribución vertical de la fuerza sísmica módulo 1**

nivel	Wi (T)	H (m)	Wi*H	Cvx	Fx (T)	Fxy 7 marcos	Fxx 4 marcos
2,00	324,07	7,62	2 469,38	0,51	60,20	8,60	15,05
1,00	514,60	4,56	2 346,57	0,49	57,21	8,17	14,30
Total	838,664		4 815,95				

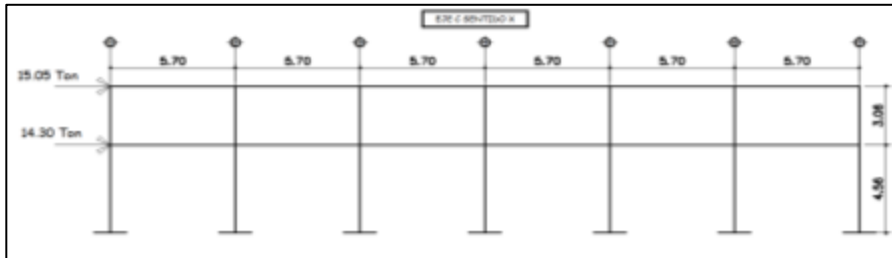
Fuente: elaboración propia.

$$C_{vx} = \frac{324,06 * 7,62}{4 732,55} = 0,51$$

$$F_x = 0,51 * 117,41 = 60,20 T$$

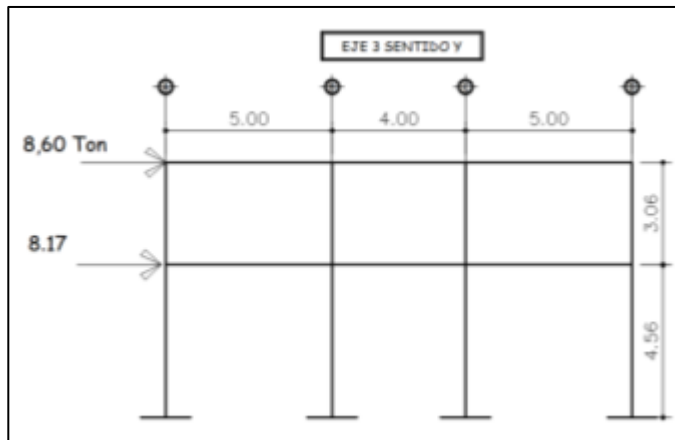
$$E_{jey_{7marcos}} = \frac{60,203}{7} = 8,6 T$$

Figura 94. **Distribución de fuerza sísmica sentido X**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Figura 95. **Distribución de fuerza sísmica sentido Y**



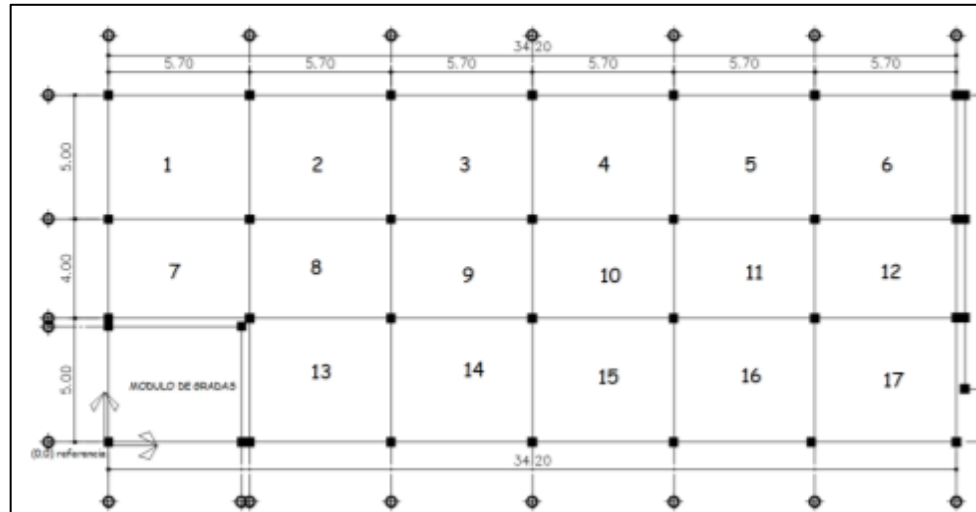
Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

- Centro geométrico datos obtenidos de la tabla XIII

$$\bar{x} = \frac{\sum A * \underline{x}}{\sum A} = \frac{8\ 106,255}{450,30} = 18,00\ m$$

$$\bar{y} = \frac{\sum A * \underline{y}}{\sum A} = \frac{3\ 280,35}{450,30} = 7,28\ m$$

Figura 96. Planta acotada losas para determinar área



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Tabla LXXVIII. Centro geométrico X y Y

losa	dimensión x	dimensión Y	área	Im X	Im Y	A*Imx	A*Imy
1	5,7	5	28,5	2,85	11,5	81,225	327,75
2	5,7	5	28,5	8,55	11,5	243,675	327,75
3	5,7	5	28,5	14,25	11,5	406,125	327,75
4	5,7	5	28,5	19,95	11,5	568,575	327,75
5	5,7	5	28,5	25,65	11,5	731,025	327,75
6	5,7	5	28,5	31,35	11,5	893,475	327,75
7	5,7	4	22,8	2,85	7	64,98	159,6
8	5,7	4	22,8	8,55	7	194,94	159,6
9	5,7	4	22,8	14,25	7	324,9	159,6
10	5,7	4	22,8	19,95	7	454,86	159,6
11	5,7	4	22,8	25,65	7	584,82	159,6
12	5,7	4	22,8	31,35	7	714,78	159,6
13	5,7	5	28,5	8,55	2,5	243,675	71,25
14	5,7	5	28,5	14,25	2,5	406,125	71,25
15	5,7	5	28,5	19,95	2,5	568,575	71,25
16	5,7	5	28,5	25,65	2,5	731,025	71,25
17	5,7	5	28,5	31,35	2,5	893,475	71,25
			450,3			8 106,255	3 280,35

Fuente: elaboración propia.

- Centro de masa

$$C_{mx} = \frac{\sum_{i=1}^n w_i * lmx}{\sum_{i=1}^n w_i}$$

$$C_{my} = \frac{\sum_{i=1}^n w_i * lmy}{\sum_{i=1}^n w_i}$$

Tabla LXXIX. Centro de masa cmx segundo nivel

cmx segundo nivel						
Losa	Área	CM	CV	Wi	lm x	Wi*lmx
1	28,5	11 058	5 700	16 758	2,85	47 760,3
2	28,5	11 058	5 700	16 758	8,55	143 280,9
3	28,5	11 058	5 700	16 758	14,25	238 801,5
4	28,5	11 058	5 700	16 758	19,95	334 322,1
5	28,5	11 058	5 700	16 758	25,65	429 842,7
6	28,5	11 058	5 700	16 758	31,35	525 363,3
7	22,8	8 846,4	4 560	13 406,4	2,85	38 208,24
8	22,8	8 846,4	4 560	13 406,4	8,55	114 624,72
9	22,8	8 846,4	4 560	13 406,4	14,25	191 041,2
10	22,8	8 846,4	4 560	13 406,4	19,95	267 457,68
11	22,8	8 846,4	4 560	13 406,4	25,65	343 874,16
12	22,8	8 846,4	4 560	13 406,4	31,35	420 290,64
13	28,5	11 058	5 700	16 758	8,55	143 280,9
14	28,5	11 058	5 700	16 758	14,25	23 8801,5
15	28,5	11 058	5 700	16 758	19,95	334 322,1
16	28,5	11 058	5 700	16 758	25,65	429 842,7
17	28,5	11 058	5 700	16 758	31,35	525 363,3
				264 776,4		4 766 477,94

Fuente: elaboración propia.

$$CM_{losa123456} = \left( 28,5 m^2 * 2 400 \frac{kg}{m^3} * 0,12m \right) + 100 \frac{kg}{m^2} * 28,5 m^2 = 11 058 kg$$

$$CV_{losa123456} = 28,5m^2 * 200 \frac{kg}{m^2} = 5 700 kg$$

$$C_{mx} = \frac{4\,766\,477,94}{264\,776,4} = 18,00\text{ m}$$

Tabla LXXX. Centro de masa cmx, primer nivel

cmx primer nivel						
Losa	Área	CM	CV	Wi	Im x	Wi*Imx
1	28,5	11 058	14 250	25 308	2,85	72 127,8
2	28,5	11 058	14 250	25 308	8,55	216 383,4
3	28,5	11 058	14 250	25 308	14,25	360 639
4	28,5	11 058	14 250	25 308	19,95	504 894,6
5	28,5	11 058	14 250	25 308	25,65	649 150,2
6	28,5	11 058	14 250	25 308	31,35	793 405,8
7	22,8	8 846,4	11 400	20 246,4	2,85	57 702,24
8	22,8	8 846,4	11 400	20 246,4	8,55	173 106,72
9	22,8	8 846,4	11 400	20 246,4	14,25	288 511,2
10	22,8	8 846,4	11 400	20 246,4	19,95	403 915,68
11	22,8	8 846,4	11 400	20 246,4	25,65	519 320,16
12	22,8	8 846,4	11 400	20 246,4	31,35	634 724,64
13	28,5	11 058	14 250	25 308	8,55	216 383,4
14	28,5	11 058	14 250	25 308	14,25	360 639
15	28,5	11 058	14 250	25 308	19,95	504 894,6
16	28,5	11 058	14 250	25 308	25,65	649 150,2
17	28,5	11 058	14 250	25 308	31,35	793 405,8
muros				64 870,47	18	1 167 668,46
total				464 736,87		8 366 022,9

Fuente: elaboración propia.

$$C_{mx} = \frac{8\,366\,022,9}{464\,736,87} = 18,00\text{ m}$$

Tabla LXXXI. Centro de masa cmy segundo nivel

cmy segundo nivel						
Losa	Área	CM	CV	Wi	Im x	Wi*Imx
1	28,5	11 058	5 700	16 758	11,5	192 717
2	28,5	11 058	5 700	16 758	11,5	192 717
3	28,5	11 058	5 700	16 758	11,5	192 717
4	28,5	11 058	5 700	16 758	11,5	192 717
5	28,5	11 058	5 700	16 758	11,5	192 717
6	28,5	11 058	5 700	16 758	11,5	192 717
7	22,8	8 846,4	4 560	13 406,4	7	93 844,8
8	22,8	8 846,4	4 560	13 406,4	7	93 844,8
9	22,8	8 846,4	4 560	13 406,4	7	93 844,8



Continuación de la tabla LXXXI.

10	22,8	8 846,4	4 560	13 406,4	7	93 844,8
11	22,8	8 846,4	4 560	13 406,4	7	93 844,8
12	22,8	8 846,4	4 560	13 406,4	7	93 844,8
13	28,5	11 058	5 700	16 758	2,5	41 895
14	28,5	11 058	5 700	16 758	2,5	41 895
15	28,5	11 058	5 700	16 758	2,5	41 895
16	28,5	11 058	5 700	16 758	2,5	41 895
17	28,5	11 058	5 700	16 758	2,5	41 895
				264 776,4		1 928 845,8

Fuente: elaboración propia.

$$C_{my} = \frac{1\,928\,845,8}{264\,776,4} = 7,28\,m$$

Tabla LXXXII. **Centro de masa cmy, primer nivel**

cmy primer nivel						
Losa	Área	CM	CV	Wi	Im x	Wi*Imx
1	28,5	11 058	14 250	25 308	11,5	291 042
2	28,5	11 058	14 250	25 308	11,5	291 042
3	28,5	11 058	14 250	25 308	11,5	291 042
4	28,5	11 058	14 250	25 308	11,5	291 042
5	28,5	11 058	14 250	25 308	11,5	291 042
6	28,5	11 058	14 250	25 308	11,5	291 042
7	22,8	8 846,4	11 400	20 246,4	7	141 724,8
8	22,8	8 846,4	11 400	20 246,4	7	141 724,8
9	22,8	8 846,4	11 400	20 246,4	7	141 724,8
10	22,8	8 846,4	11 400	20 246,4	7	141 724,8
11	22,8	8 846,4	11 400	20 246,4	7	141 724,8
12	22,8	8 846,4	11 400	20 246,4	7	141 724,8
13	28,5	11 058	14 250	25 308	2,5	63 270
14	28,5	11 058	14 250	25 308	2,5	63 270
15	28,5	11 058	14 250	25 308	2,5	63 270
16	28,5	11 058	14 250	25 308	2,5	63 270
17	28,5	11 058	14 250	25 308	2,5	63 270
muros				64 870,47	7,28	472 257,022
total				464 736,87		338 5207,82

Fuente: elaboración propia.

$$C_{my} = \frac{3\,385\,207,82}{464\,736,87} = 7,28 \text{ m}$$

La planta es regular. Los centros de masa y centros geométricos coinciden en el sentido X y el sentido Y.

- Centro de rigidez

$$CR_x = \frac{\sum_{i=1}^n k_{iy} * lmx}{\sum_{i=1}^n k_{iy}}$$

$$CR_y = \frac{\sum_{i=1}^n k_{ix} * lmy}{\sum_{i=1}^n k_{ix}}$$

Para encontrar las rigideces en las columnas en todos los módulos, se tiene las siguientes condiciones:

- Para el último nivel de la estructura se utiliza:

$$k_c = \frac{1}{\frac{Fh^3}{3E_cI} + \frac{1,2Fh}{AG}}$$

- Para pisos intermedios se utiliza:

$$k_c = \frac{1}{\frac{Fh^3}{12E_cI} + \frac{1,2Fh}{AG}}$$

Donde:

F: fuerza actuante en el nivel (ver tabla LXXVI)

h = altura de columnas

I = inercia de la sección  $I = \frac{1}{12} b * h^3$

G = módulo cortante  $G = 0,4E_c$

$E_c$  = módulo de elasticidad del concreto  $E_c = 15\ 100 * \sqrt{f'c}$

A = área de la sección

- $k_c$  segundo nivel

$$k_c = \frac{1}{\frac{60\ 200 * 306^3}{3 * 15\ 100 * \sqrt{280} * \frac{1}{12} * 35 * 35^3} + \frac{1,2 * 60\ 200 * 306}{35 * 35 * 0,4 * 15\ 100 * \sqrt{280}}} = 0,05\ cm^{-1}$$

- $k_c$  segundo nivel eje Y

$$k_c = \frac{1}{\frac{57\ 210 * 450^3}{3 * 15\ 100 * \sqrt{280} * \frac{1}{12} * 35 * 35^3} + \frac{1,2 * 57\ 210 * 450}{35 * 35 * 0,4 * 15\ 100 * \sqrt{280}}} = 0,07\ cm^{-1}$$

Tabla LXXXIII. Centro de rigidez X, primer nivel

CRx PRIMER NIVEL					
MARCO	#Columnas	$k_c$ (cm-1)	km = #Col* $k_c$	Lx	km*Lx
1	3	0,07	0,21	0	0
2	4	0,07	0,28	5,7	1,596
3	4	0,07	0,28	11,4	3,192
4	4	0,07	0,28	17,1	4,788
5	4	0,07	0,28	22,8	6,384
6	4	0,07	0,28	28,5	7,98
7	4	0,07	0,28	34,2	9,576
			1,89		33,516

Fuente: elaboración propia.

$$CR_x = \frac{\sum_{i=1}^n k_m * Lx_i}{\sum_{i=1}^n k_m} = \frac{33,516}{1,89} = 17,73$$

Tabla LXXXIV. Centro de rigidez X, segundo nivel

CRx SEGUNDO NIVEL					
MARCO	#Columnas	kc (cm-1)	km = #Col*kc	Lx	km*Lx
1	3	0,05	0,15	0	0
2	4	0,05	0,2	5,7	1,14
3	4	0,05	0,2	11,4	2,28
4	4	0,05	0,2	17,1	3,42
5	4	0,05	0,2	22,8	4,56
6	4	0,05	0,2	28,5	5,7
7	4	0,05	0,2	34,2	6,84
			1,35		23,94

Fuente: elaboración propia.

$$CR_x = \frac{\sum_{i=1}^n k_m * l_x}{\sum_{i=1}^n k_m} = \frac{23,94}{1,35} = 17,73$$

Tabla LXXXV. Centro de rigidez Y, primer nivel

CRy PRIMER NIVEL					
MARCO	#Columnas	kc (cm-1)	km = #Col*kc	Ly	km*Ly
A	6	0,07	0,42	0	0
B	7	0,07	0,49	5	2,45
C	7	0,07	0,49	9	4,41
D	7	0,07	0,49	14	6,86
			1,89		13,72

Fuente: elaboración propia.

$$CR_y = \frac{\sum_{i=1}^n k_m * l_y}{\sum_{i=1}^n l_y} = \frac{13,72}{1,89} = 7,26$$

Tabla LXXXVI. Centro de rigidez Y, segundo nivel

CRy SEGUNDO NIVEL					
MARCO	#Columnas	kc (cm-1)	km = #Col*kc	Ly	km*Ly
A	6	0,05	0,3	0	0
B	7	0,05	0,35	5	1,75
C	7	0,05	0,35	9	3,15
D	7	0,05	0,35	14	4,9
			1,35		9,8

Fuente elaboración propia.

$$CR_y = \frac{\sum_{i=1}^n k_m * L_y}{\sum_{i=1}^n k_m} = \frac{9,8}{1,35} = 7,26$$

- Excentricidades directas

$$e_x = |Cm_x - CR_x|$$

$$e_y = |Cm_y - CR_y|$$

- Primer nivel

$$e_x = |18 - 17,73| = 0,27 \text{ m}$$

$$e_y = |7,28 - 7,26| = 0,02 \text{ m}$$

- Segundo nivel

$$e_x = |18 - 17,73| = 0,27 \text{ m}$$

$$e_y = |7,28 - 7,26| = 0,02 \text{ m}$$

- Excentricidades accidentales

$$e_{1xy} = |Cm_x - CR_x| + 0,05b$$

$$e_{2xy} = |Cm_y - CR_y| - 0,05b$$

Lado x = 34,20 m

Lado y = 14 m

- Primer nivel

$$e_{1x} = 0,27 + 0,05 * (34,20) = 1,98$$

$$e_{2x} = 0,27 - 0,05 * (34,20) = -1,44$$

$$e_{1y} = 0,02 + 0,05 * (14) = 0,72$$

$$e_{2y} = 0,02 - 0,05 * (14) = -0,68$$

- Segundo nivel: serán las mismas excentricidades, debido a que las excentricidades directas son iguales para el primer y segundo nivel.

- Corte por sismo, torsión total

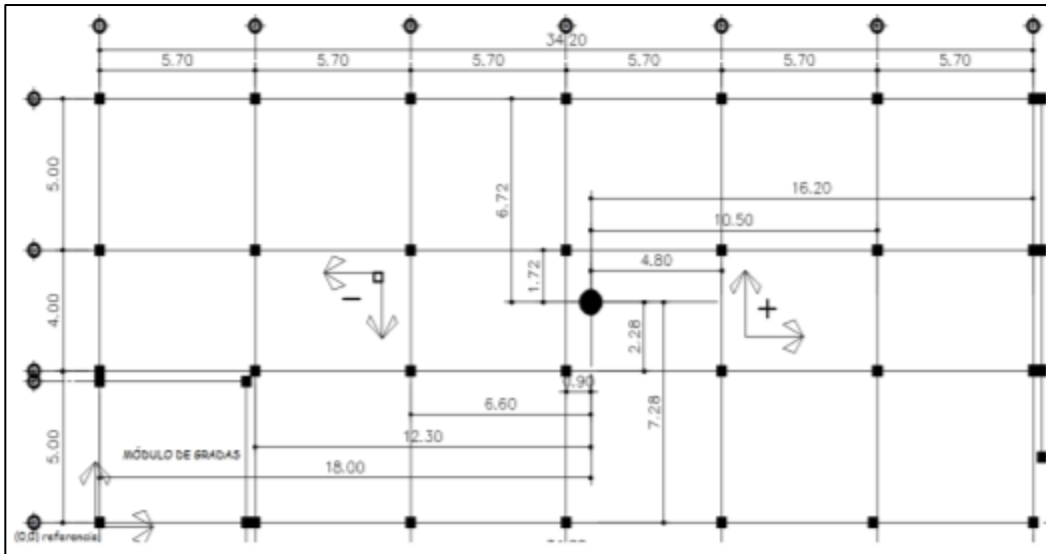
$$\text{corte por sismo } V_s = \frac{km * F}{\sum_{i=1}^n km_i}$$

$$\text{corte por torsión } V_t = \frac{e_{xy} * F * (km * di)}{\sum_{i=1}^n km_i * di^2}$$

$$\text{corte total } V_{total} = V_s + V_t$$

- di = distancia tomada del centro geométrico hacia los ejes, positivo derecha y arriba, negativo izquierda abajo, como se muestra en la figura 97.

Figura 97. Distancia di hacia los ejes



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Tabla LXXXVII. Cortante por torsión y sismo 1 nivel

1 NIVEL FUERZA APLICADA "X" A CADA MARCO										
MARCO	e	Fx	km/10	di	km*Fx	km*di	km*di <sup>2</sup>	Vs	Vt	Vt=Vs+Vt
1	e1x 1,98	55690	0,02	-18	1 169,49	-0,38	6,80	6 187,78	-1 782,76	4 405,02
	e2x -1,44								1 298,78	7 486,56
2	e1x 1,98	55691	0,03	-12,3	1 559,348	-0,34	4,24	8 250,52	-1 624,32	6 626,20
	e2x -1,44								1 183,36	9 433,88
3	e1x 1,98	55692	0,03	-6,6	1 559,376	-0,18	1,22	8 250,67	-871,60	7 379,06
	e2x -1,44								634,98	8 885,65
4	e1x 1,98	55693	0,03	-0,9	1 559,404	-0,03	0,02	8 250,81	-118,86	8 131,96
	e2x -1,44								86,59	8 337,41
5	e1x 1,98	55694	0,03	4,8	1 559,432	0,13	0,65	8 250,96	633,91	8 884,88
	e2x -1,44								-461,82	7 789,14

Continuación de la tabla LXXXVII.

6	e1x	1,98	55695	0,03	10,5	1 559,46	0,29	3,09	8 251,11	1 386,71	9 637,82
	e2x	-1,44								-1 010,26	7 240,86
7	e1x	1,98	55696	0,03	16,2	1 559,488	0,45	7,35	8 251,26	2 139,54	10 390,80
	e2x	-1,44								-1 558,71	6 692,55
				0,19			23,36				

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXXVIII. Cortante por torsión y sismo 2 nivel

2 NIVEL "x" FUERZA APLICADA A CADA MARCO											
Marco	e		Fx	km/10	di	km*Fx	km* di	km*di2	Vs	Vt	Vt=Vs+Vt
1	e1x	1,98	5 9470,00	0,02	-18,00	892,05	-0,27	4,86	6 607,78	-1 903,76	4 704,01
	e2x	-1,44								1 386,94	7 994,72
2	e1x	1,98	59 471,00	0,02	-12,30	1 189,42	-0,25	3,03	8 810,52	-1 734,57	7 075,95
	e2x	-1,44								1 263,68	10 074,20
3	e1x	1,98	59 472,00	0,02	-6,60	1 189,44	-0,13	0,87	8 810,67	-930,76	7 879,91
	e2x	-1,44								678,08	9 488,75
4	e1x	1,98	59 473,00	0,02	-0,90	1 189,46	-0,02	0,02	8 810,81	-126,92	8 683,89
	e2x	-1,44								92,47	8 903,28
5	e1x	1,98	59 474,00	0,02	4,80	1 189,48	0,10	0,46	8 810,96	676,94	9 487,90
	e2x	-1,44								-493,17	8 317,80
6	e1x	1,98	59 475,00	0,02	10,50	1 189,50	0,21	2,21	8 811,11	1 480,83	10 291,94
	e2x	-1,44								-1 078,82	7 732,29
7.	e1x	1,98	59 476,00	0,02	16,20	1 189,52	0,32	5,25	8 811,26	2 284,75	11 096,01
	e2x	-1,44								-1 664,50	7 146,76
				0,14			16,69				

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXXIX. Cortante sismo y torsión 1 nivel

1 NIVEL "Y" FUERZA APLICADA A CADA MARCO											
Marco	e		Fx	km/10	di	km*Fx	km*di	km*di2	Vs	Vt	Vt=Vs+Vt
A	e1y	0,72	55 690,00	0,04	-7,28	2 338,98	-0,31	2,23	12 375,56	-2 533,91	9 841,65
	e2y	-0,68								2 393,13	14 768,69
B	e1y	0,72	55 691,00	0,05	-2,28	2 728,86	-0,11	0,25	14 438,41	-925,87	13 512,54
	e2y	-0,68								874,43	15 312,84
C	e1y	0,72	55 692,00	0,05	1,72	2 728,91	0,08	0,14	14 438,67	698,47	15 137,14
	e2y	-0,68								-659,67	13 779,00
D	e1y	0,72	55 693,00	0,05	6,72	2 728,96	0,33	2,21	14 438,93	2 728,97	17 167,90
	e2y	-0,68								-2 577,36	11 861,57
			total	0,19			total	4,84			

Fuente: elaboración propia.



Tabla XC. Cortante sismo y torsión 2 nivel

2 NIVEL "y" FUERZA APLICADA A CADA MARCO											
Marco	e		Fx	km/10	di	km*Fx	km*di	km*di <sup>2</sup>	Vs	Vt	Vt=Vs+Vt
A	e1y	0,72	59 470,00	0,03	-7,28	1 784,10	-0,22	1,59	13 215,56	-2 705,90	10 509,66
	e2y	-0,68								2 555,57	15 771,13
B	e1y	0,72	59 471,00	0,04	-2,28	2 081,49	-0,08	0,18	15 418,41	-706,22	14 712,19
	e2y	-0,68								666,99	16 085,39
C	e1y	0,72	59 472,00	0,04	1,72	2 081,52	0,06	0,10	15 418,67	532,77	15 951,44
	e2y	-0,68								-503,17	14 915,49
D	e1y	0,72	59 473,00	0,04	6,72	2 081,56	0,24	1,58	15 418,93	2 081,56	17 500,49
	e2y	-0,68								-1 965,92	13 453,00
				0,14				3,46			

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCI. Resumen de cortantes finales por marco

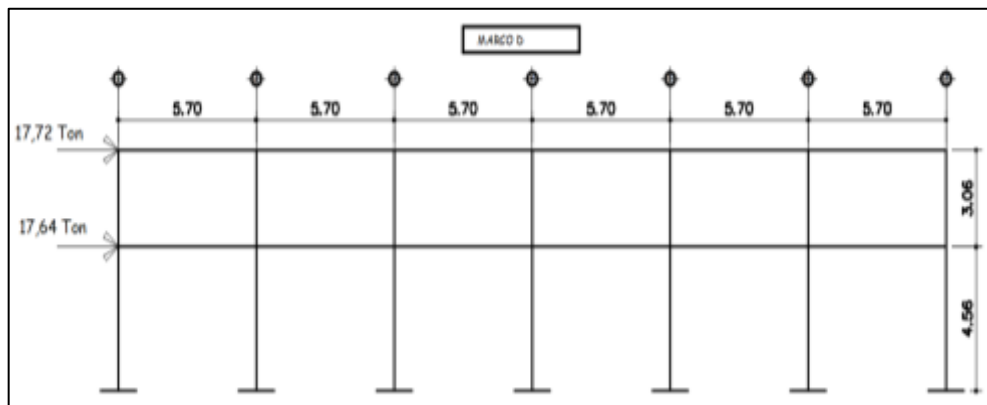
CARGAS SISMICAS POR NIVEL Y MARCO			
MARCO	NIVEL	F (kg)	F(T)
A	2	15 965,64	15,97
	1	15 171,65	15,17
B	2	16 283,51	16,28
	1	15 730,36	15,73
C	2	16 147,63	16,15
	1	15 549,60	15,55
D	2	17 604,57	17,60
	1	17 167,9	17,16
1	2	8 093,32	8,09
	1	7 690,83	7,69
2	2	10 198,27	10,20
	1	9 691,10	9,69
3	2	9 605,45	9,61
	1	9 127,77	9,13
4	2	9 012,63	9,01
	1	8 564,43	8,56
5	2	9 604,27	9,60
	1	9 126,65	9,13
6	2	10 418,00	10,42
	1	9 899,90	9,90
7	2	11 097,72	11,09
	1	10 390,35	10,39

Fuente: elaboración propia.

### 2.2.5.3. Modelos matemáticos para marcos dúctiles

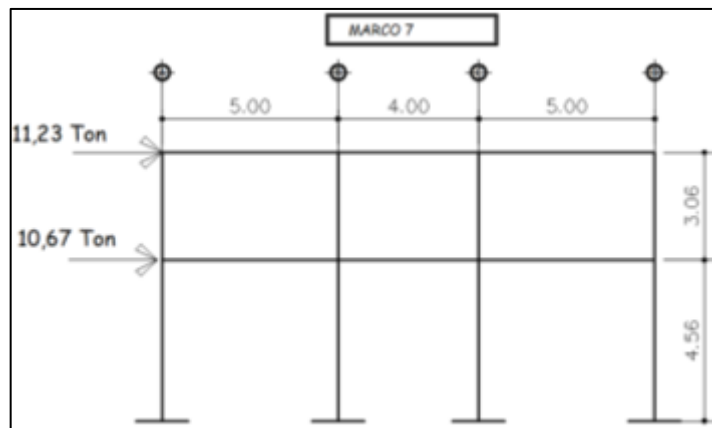
A continuación, se presentan los modelos matemáticos para marcos dúctiles.

Figura 98. Cortante sísmico y torsión marco D



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Figura 99. Cortante sísmico y torsión marco 7



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

#### **2.2.5.4. Análisis de marcos dúctiles por medio de software ETABS y comprobación por medio del método de análisis numérico**

Para el análisis estructural se utilizó el método de Kani. Para fines de comprobación se utilizó el software ETABS, el cual es un programa de análisis y diseño estructural para edificaciones basado en el método de elementos finitos.

Para el marco 7 se aplicó el procedimiento del inciso 2.1.5.5.

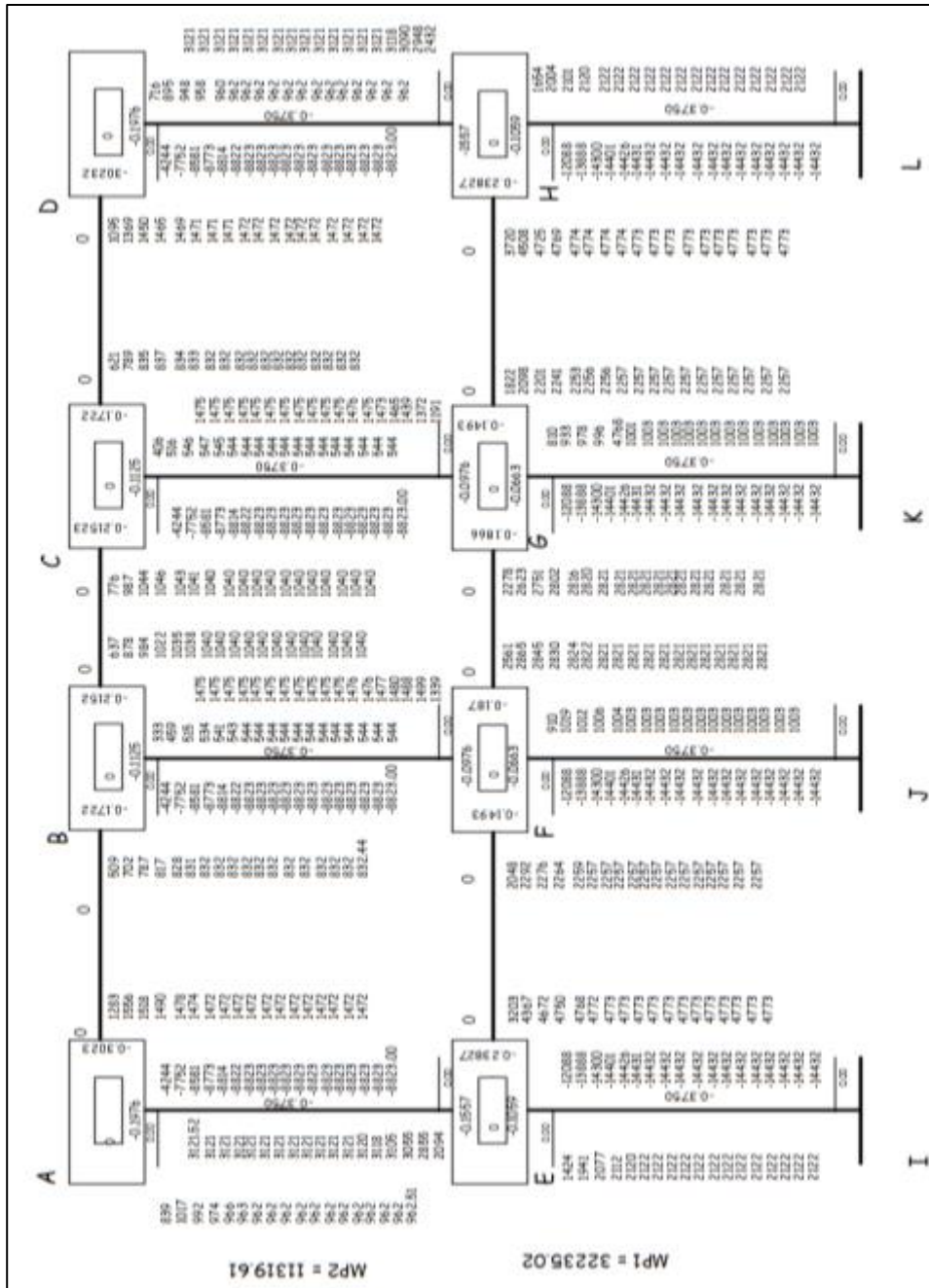
- Momentos finales

$$M_{ab} = -998,33 + 2 * 203,43 + (-84,76) = -676,23 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{ba} = 998,33 + 2 * (-84,76) + 203,43 = 1\ 036,48 \text{ kg} * \text{m}$$

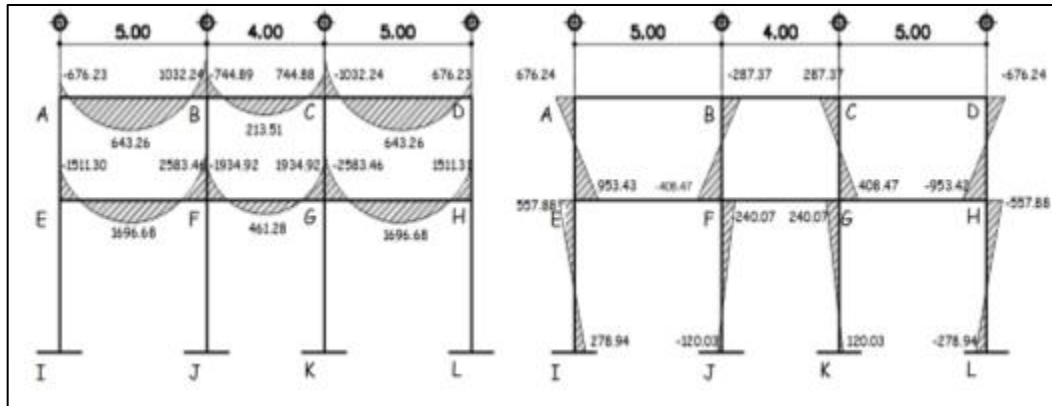


Figura 101. Diagrama de iteración método de kani, marco 7 carga sísmica



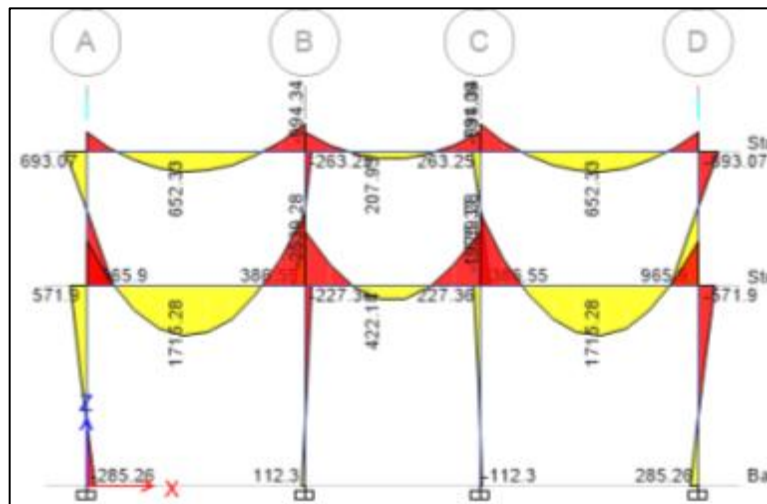
Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Figura 102. Diagrama de momento viga y columna marco 7 debido a la carga viva



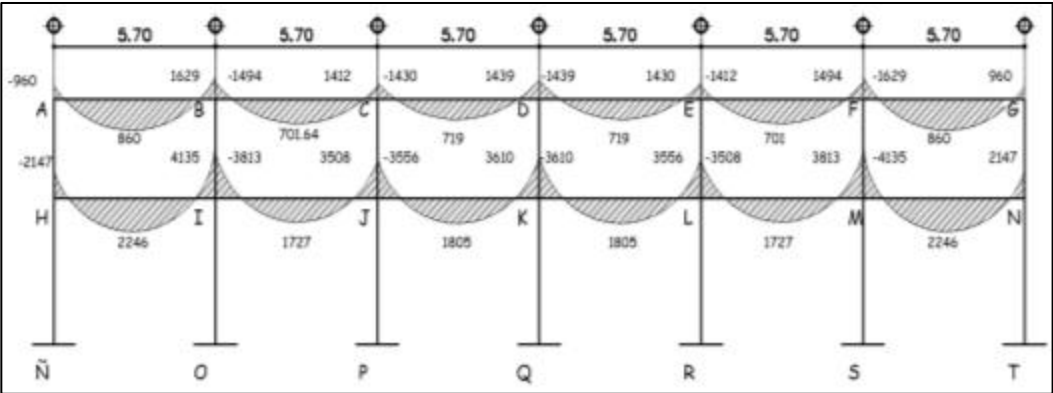
Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Figura 103. Diagrama de momento en vigas y columnas marco 7, debido a la carga viva



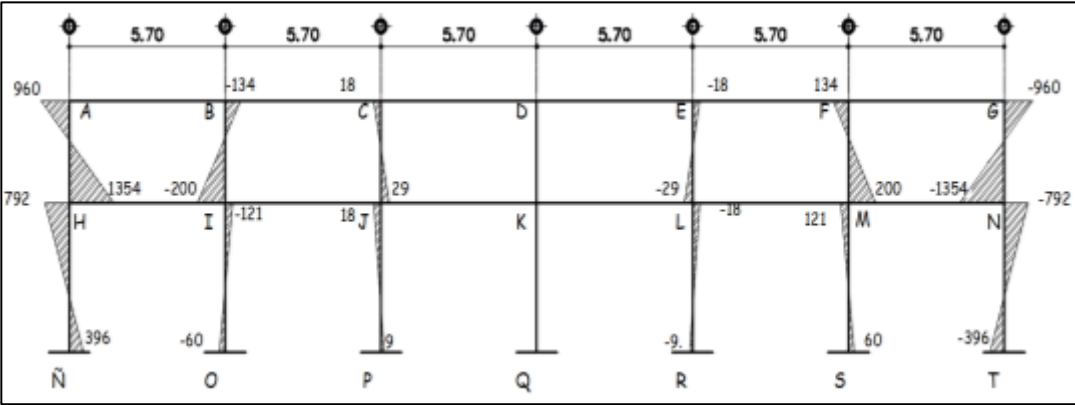
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

Figura 104. **Diagrama de momento en viga marco D debido a la carga viva**



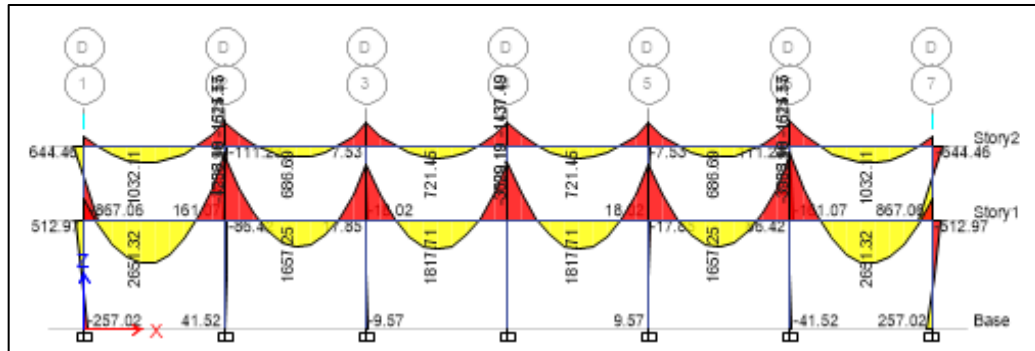
Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Figura 105. **Diagrama de momento columnas marco D, debido al a carga viva**



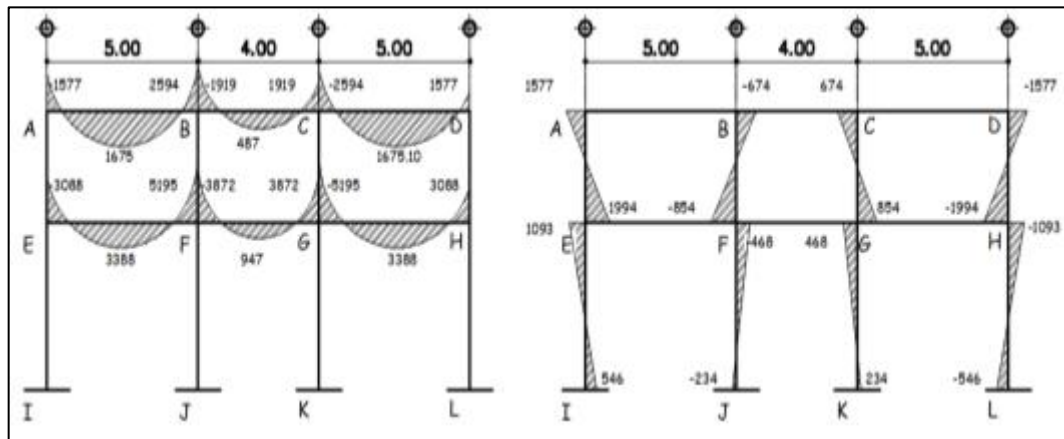
Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Figura 106. Diagrama de momento en viga y columna marco D debido a la carga viva ETABS



Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

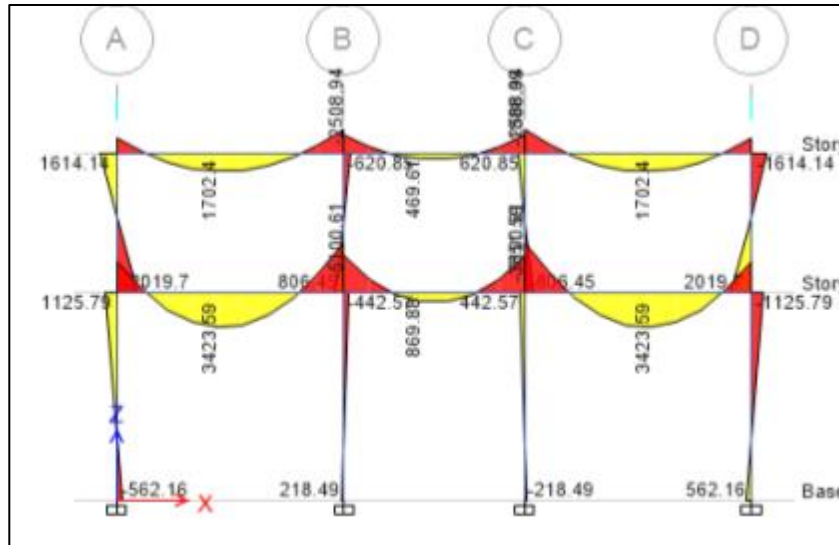
Figura 107. Diagrama de momento viga y columna marco 7, debido a la carga muerta



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

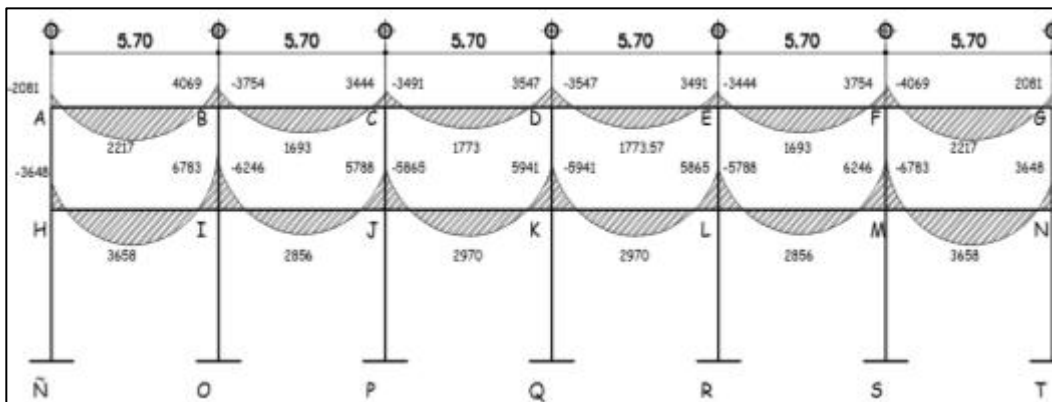


Figura 108. Diagrama de momento viga y columnas carga muerta marco 7, debido a la carga muerta ETABS



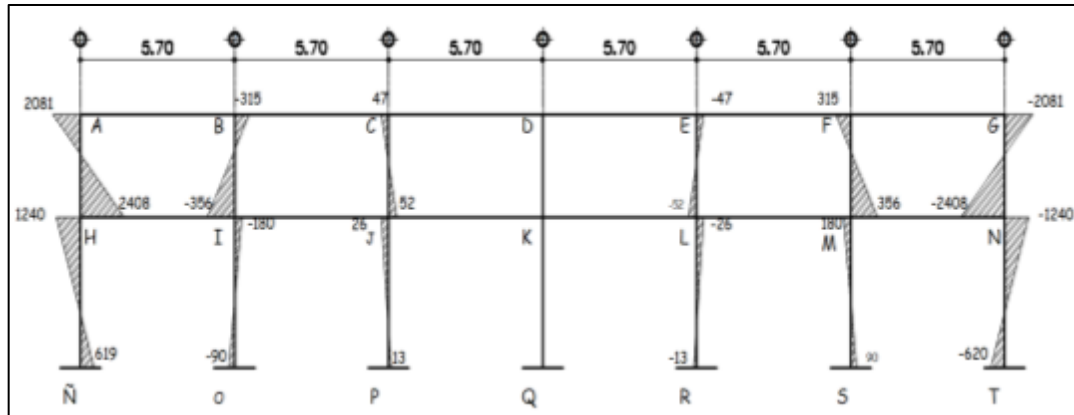
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

Figura 109. Diagrama de momento viga marco D, debido a la carga muerta



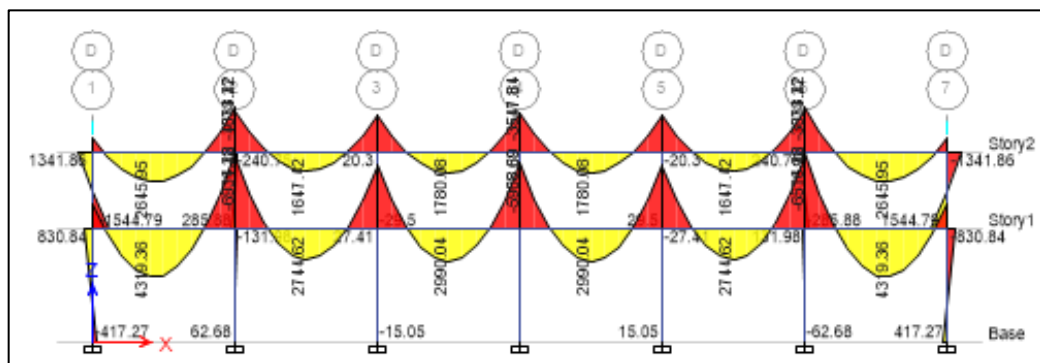
Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Figura 110. Diagrama de momento columnas marco D, debido a la carga muerta



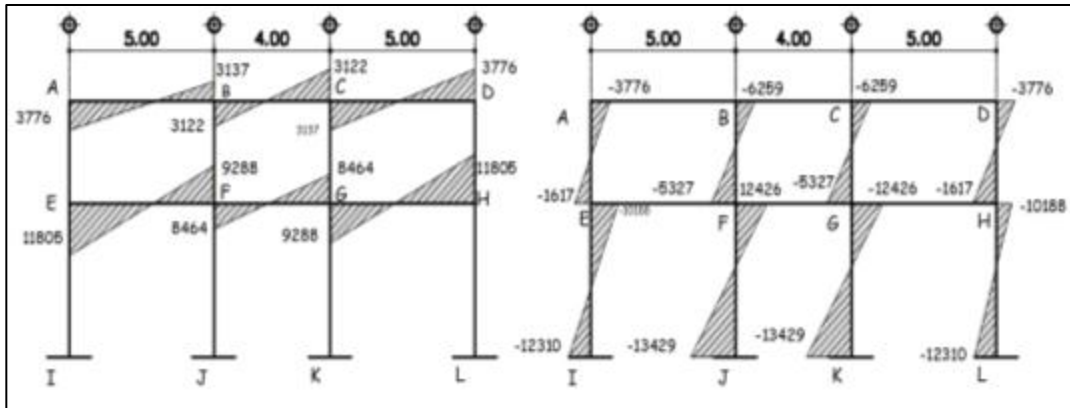
Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Figura 111. Diagrama de momento en viga y columna marco D, debido a la carga muerta ETABS



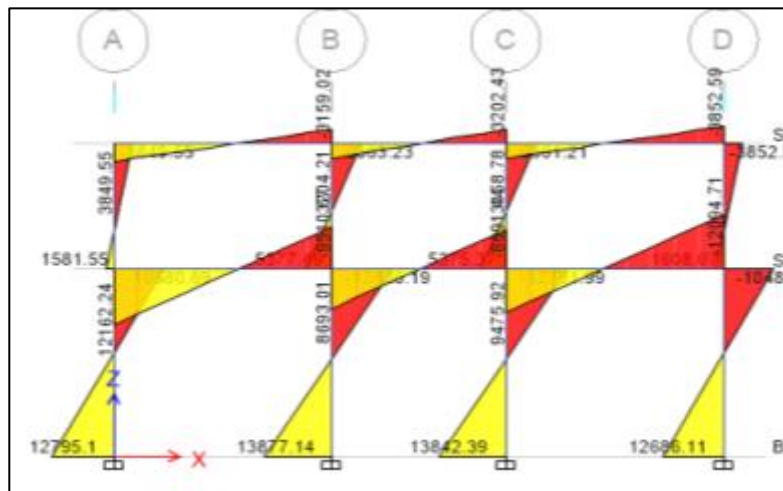
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

Figura 112. Diagrama de momento viga y columna marco 7, debido a la carga sísmica



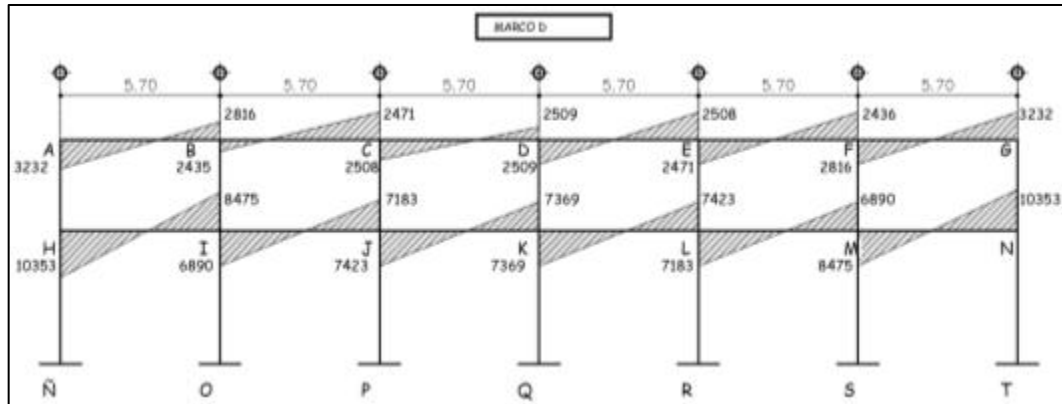
Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Figura 113. Diagrama de momento viga y columna marco 7, debido a la carga sísmica ETABS



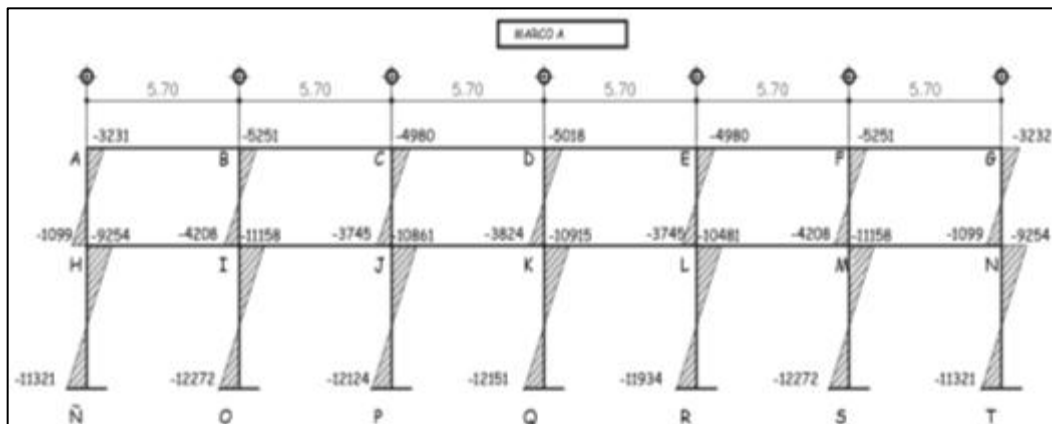
Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

Figura 114. Diagrama de momento viga marco D, debido a la carga sísmica



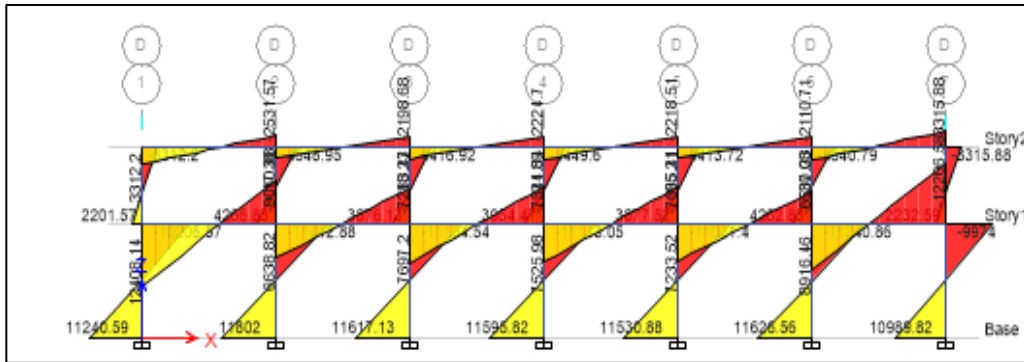
Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Figura 115. Diagrama de momento columnas marco D, debido a la carga sísmica



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Figura 116. **Diagrama de momento en vigas y columnas marco D, debido a la carga sísmica ETABS**



Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

Tabla XCII. **Comparación del método numérico Kani con el software E-TABS marco 7 sentido Y**

Comparación kani con el software E-TABS				
Carga muerta marco 7				
		Kani (kg-m)	E-TABS (kg-m)	
Viga	AB	-1 577	-1 046,40	
	BA	-2 594	-2 460,20	
	BC	-1 919	-2 071,31	
	CB	-1 919	-2 071,31	
	CD	-2 594	-2 460,20	
	DC	-1 577	-1 046,40	
	EF	-3 088	-2 003,20	
	FE	-5 195	-5 064,27	
	FG	-3 872	-4 274,92	
	GF	-3 872	-4 274,92	
	GH	-5 195	-5 064,27	
	HG	-3 088	-2 003,20	
	Columna	AE	1 577	1 046,20
		EA	-1 994	-1 291,07
BF		-674	-388,802	
FB		854	506,48	
CG		674	388,80	
GC		-854	-506,48	
DH		-1 577	-1 046,40	

Continuación de la tabla XCII.

	HD	1 994	1 291,07
	EI	1 093	712,12
	IE	-546	-355,21
	FJ	-468	-282,87
	JF	234	140,18
	GK	468	282,87
	KG	-234	-140,18
	HL	-1 093	-712,12
	LH	546	355,21
CARGA VIVA MARCO 7			
Viga	AB	-676	-459,38
	BA	-1 032	-973,16
	BC	-744	-804,06
	CB	-744	-804,06
	CD	-1 032	-973,16
	DC	-676	-459,38
	EF	-1 511	-973,25
	FE	-2 583	-2 522,27
	FG	-1 934	-2 135,93
	GF	-1 934	-2 135,93
	GH	-2 583	-2 522,27
	HG	-1 511	-973,25
Columna	AE	676	459,38
	EA	-953	-615,99
	BF	-287	-169,10
	FB	408	242,88
	CG	287	169,10
	GC	-408	-242,88
	DH	-676	-459,38
	HD	953	615,99
	EI	557	357,26
	IE	-278	-178,11
	FJ	-240	-143,37
	JF	120	71,12
	GK	240	143,47
	KG	-120	-71,12
	HL	-557	-357,26
	LH	278	178,11
CARGA SISMICA MARCO 7			
Viga	AB	3 776	3 857,05
	BA	-3 137	-2 768,11
	BC	3 122	2 584,42
	CB	-3 122	-2 583,43
	CD	3 137	2 766,87
	DC	-3 776	-3 855,27
	EF	11 805	13 866,62

Continuación de la tabla XCII.

	FE	-9 288	-9 783,78
	FG	8 464	7 646,17
	GF	-8 464	-7 647,47
	GH	9 288	9 759,73
	HG	-11 805	-13 813,06
Columna	AE	-3 776	-3 857,88
	EA	1 617	2 769,75
	BF	-6 259	-5 323,10
	FB	5 327	5 004,48
	CG	-6 259	-5 350,30
	GC	5 327	5 001,34
	DH	-3 776	-3 855,27
	HD	1 617	2 773,79
	EI	-10 188	-11 096,87
	IE	12 310	12 135,80
	FJ	-12 246	-12 425,36
	JF	13 429	12 778,38
	GK	-12 426	-12 759,04
	KG	13 249	12 759,04
	HL	-10 188	-11 039,27
	LH	12 310	12 073,42

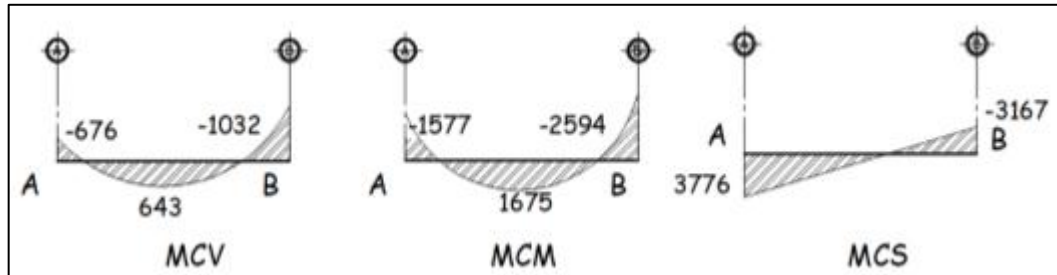
Fuente: elaboración propia.

Las variaciones entre el método numérico kani e E-TABS no superan el 15 % como límite permisible por lo tanto, los valores que se estarán utilizando para el diseño de la edificación, corresponde a los datos obtenidos por el método de kani.

#### **2.2.5.5. Envolverte de momentos**

Las combinaciones son del código ACI 318-14 para concreto reforzado (ver tabla XXXIV), ACI 318-14 Capitulo 5, tabla 5.3.1.

Figura 117. **Momento carga viva, muerta y sismo viga A-B marco 7**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Debe utilizarse el más crítico de los casos de todas las combinaciones. El procedimiento se realizó en todas las vigas de la edificación.

- Primera combinación

$$U_1 = 1,2 * |-1 577| + 1,6 * |-676| = 2 974$$

$$U_2 = 1,2 * |1 675| + 1,6 * |643| = 3 038,8 \rightarrow \text{momento a utilizar}$$

$$U_3 = 1,2 * |-2 594| + 1,6 * |-1 032| = 4 764$$

- Segunda combinación

$$U_1 = 1,2 * |-1 577| + |3 776| + |-676| = 6 344,4 \rightarrow \text{momento a utilizar}$$

$$U_2 = 1,2 * |1 675| + (0) + |643| = 2 643$$

$$U_3 = 1,2 * |-2 594| + |-3 167| + |-1 032| = 7 311,8 \rightarrow \text{momento a utilizar}$$



- Tercera combinación

$$U_1 = 0,9 * |-1\ 577| + |3\ 776| = 5\ 195,3 \rightarrow \text{momento a utilizar}$$

$$U_2 = 0,9 * |1\ 675| + (0) = 1\ 507,5$$

$$U_3 = 0,9 * |-2\ 594| + |-3\ 167| = 5\ 501,60$$

Tabla XCIII. **Momentos negativos últimos viga marco 7**

VIGA	C. muerta	C. viva	Sismo	1,2D+1E+1L	Momento último
AB	-1 577	-676	3 776	6 344,4	6 344,4
BA	-2 594	-1 032	-3 137	7 281,8	7 281,8
BC	-1 919	-744	3 122	6 168,8	6 168,8
CB	-1 919	-744	-3 122	6 168,8	6 168,8
CD	-2 594	-1 032	3 137	7 281,8	7 281,8
DC	-1 577	-676	-3 776	6 344,4	6 344,4
EF	-3 088	-1 511	11 805	17 021,6	17 021,6
FE	-5 195	-2 583	-9 288	18 105	18 105
FG	-3 872	-2 583	8 464	15 693,4	15 044,4
GF	-3 872	-1 934	-8 464	15 044,4	15 044,4
GH	-5 195	-2 583	9 288	18 105	18 105
HG	-3 088	-1 511	-11 805	17 021,6	17 021,6

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCIV. **Momentos últimos positivos viga marco 7**

viga	c. muerta	C. viva	1,2D+1,6L	Momento último
AB	1 675	643	3 038,8	3 038,8
BC	487	213	925,2	925,2
CD	1 675	643	3 038,8	3 038,8
EF	3 388	1 696	6 779,2	6 779,2
FG	947	461	1874	1 874
FH	3 388	1 696	6 779,2	6 779,2

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCV. **Momentos últimos columnas marco 7**

columna	C. muerta	C. viva	Sismo	1,2D+1,6L	1,2D+1E+1L	0,9D+1E	Momento último
AE	1 577	676	-3 776	2974	6344,4	5195,3	6344,4
EA	-1 994	-953	1 617	3917,6	4962,8	3411,6	4962,8
BF	-674	-287	-6 259	1268	7354,8	6865,6	7354,8
FB	854	408	5 327	1677,6	6759,8	6095,6	6759,8
CG	674	287	-6 259	1268	7354,8	6865,6	7354,8
GC	-854	-408	5 327	1677,6	6759,8	6095,6	6759,8
DH	-1 577	-676	-3 776	2974	6344,4	5195,3	6344,4
HD	1 994	953	1 617	3917,6	4962,8	3411,6	4962,8
EI	1 093	557	-10 188	2202,8	12056,6	11171,7	12056,6
IE	-546	-278	12 310	1100	13243,2	12801,4	13243,2
FJ	-468	-240	-12 426	945,6	13227,6	12847,2	13227,6
JF	234	120	13 429	472,8	13829,8	13639,6	13829,8
GK	468	240	-12 426	945,6	13227,6	12847,2	13227,6
KG	-234	-120	13 429	472,8	13829,8	13639,6	13829,8
HL	-1 093	-577	-10 188	2234,8	12076,6	11171,7	12056,6
LH	546	278	12 310	1100	13243,2	12801,4	13243,2

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCVI. **Momentos últimos negativos viga marco D**

viga	C. muerta	C. viva	Sismo	1,2D+1E+1L	Momento último
AB	-2 081	-960	3 232	6 689,2	6 689,2
BA	-4 069	-1 629	-2 816	9 327,8	9 327,8
BC	-3 754	-1 494	2 435	8 433,8	8 433,8
CB	-3 444	-1 412	-2 471	8 015,8	8 015,8
CD	-3 491	-1 430	2 508	8 127,2	8 127,2
DC	-3 547	-1 439	-2 509	8 204,4	8 204,4
DE	-3 547	-1 439	2 509	8 204,4	8 204,4
ED	-3 491	-1 430	-2 508	8 127,2	8 127,2
EF	-3 444	-1 412	2 471	8 015,8	8 015,8
FE	-3 754	-1 494	-2 436	8 434,8	8 434,8
FG	-4 069	-1 629	2 816	9 327,8	9 327,8
GF	-2 081	-960	-3 232	6 689,2	6 689,2
HI	-3 648	-2 147	10 353	16 877,6	16 877,6
IH	-6 783	-4 135	-8 475	20 749,6	20 749,6
IJ	-6 246	-3 813	6 890	18 198,2	18 198,2
JI	-5 788	-3 508	-7 183	17 636,6	17 636,6
JK	-5 865	-3 556	7 453	18 047	18 047
KJ	-5 941	-3 610	-7 369	18 108,2	18 108,2
KL	-5 941	-3 610	7 369	18 108,2	18 108,2
LK	-5 865	-3 556	-7 423	18 017	18 017
LM	-5 788	-3 508	7 183	17 636,6	17 636,6
ML	-6 246	-3 813	-6 890	18 198,2	18 198,2
MN	-6 783	-4 135	8 475	20 749,6	20 749,6
NM	-3 648	-2 147	-10 353	16 877,6	16 877,6

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCVII. **Momentos últimos positivos viga marco D**

viga	c. muerta	C. viva	1,2D+1,6L	Momento último
AB	2 217	860	4 036,4	4 036,4
BC	1 693	701	3 153,2	3 153,2
CD	1 773	719	3278	3 278
DE	1 773	719	3278	3 278
EF	1 693	701	3 153,2	3 153,2
FG	2 217	860	4 036,4	4 036,4
HI	3 658	2 246	7 983,2	7 983,2
IJ	2 856	1 727	6 190,4	6 190,4
JK	2 970	1 805	6452	6 452
KL	2 970	1 805	6452	6 452
LM	2 856	1 727	6 190,4	6 190,4
MN	3 658	2 246	7 983,2	7 983,2

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCVIII. **Momentos últimos columnas marco D**

momentos últimos (kg-m) en columnas marco D					
Columna	1,4D	1,2D+1,6L	1,2D+1E+1L	0,9D+1E	Momento ultimo
AH	2 913,4	4 033,2	6 688,2	5 103,9	6 688,2
HA	3 371,2	5 056	2 634,6	3 266,2	5 056
BI	441	592,4	5 495	5 534,5	5 534,5
IB	498,4	747,2	4 835,2	4 528,4	4 835,2
CJ	65,8	85,2	5 054,4	5 022,3	5 054,4
JC	72,8	108,8	3 778,4	3 791,8	3 791,8
DK	0	0	5 018	5 018	5 018
KD	0	0	3 824	3 824	3 824
EL	65,8	85,2	5 018,4	5 022,3	5 022,3
LE	72,8	108,8	3 836,4	3 791,8	3 836,4
FM	441	592,4	5 763	5 534,5	5 763
MF	498,4	747,2	4 435,2	4 528,4	4 528,4
GN	2 913,4	4 033,2	4 769,2	5 104,9	5 104,9
NG	3 371,2	5 056	5 342,6	3 266,2	5 342,6
HÑ	1 736	2 755,2	11 534	10 370	11 534
ÑH	866,6	1 376,4	11 667,8	11 878,1	11 878,1
IO	252	409,6	11 253	11 320	11 320
OI	126	204	12 440	12 353	12 440
JP	36,4	60	10 910,2	10 884,4	10 910,2
PJ	18,2	30	12 148,6	12 135,7	12 148,6
KQ	0	0	10 915	10 915	10 915
QK	0	0	12 151	12 151	12 151
LR	36,4	60	10 494,2	10 504,4	10 504,4
RL	18,2	30	11 958,6	11 945,7	11 958,6
MS	252	409,6	11 495	11 320	11 495
SM	126	204	12 320	12 353	12 353
NT	1 736	2 755,2	9 950	10 370	10 370
TN	868	1 377,6	12 461	11 879	12 461

Fuente: elaboración propia.

### 2.2.5.6. Diagrama de corte y momentos últimos

Los cortes en las vigas de los marcos se calculan de la siguiente manera donde se consideran los efectos de carga viva, carga muerta y carga de sismo.

$$V_v = \left( \frac{1,4 * W_{CM} * L}{2} \right) + \left( \frac{1,7 * W_{cv} * L}{2} \right) + \left( \frac{1,87 \sum Ms}{L} \right)$$

- Corte en viga ab marco 7 eje Y

$$V_{ab} = 0,75 * \left( \left( \frac{1,4 * 1203,41 * 5}{2} \right) + \left( \frac{1,7 * 479,29 * 5}{2} \right) + \left( \frac{1,87 * (3776 - 3137)}{2} \right) \right)$$

$$V_{ab} = 5134,79 \text{ kg}$$

Tabla XCIX. Fuerza cortante última viga, actuante en el marco 7

cortante marco 7	
	Vcortante
AB	5 134,79
BC	4 686,69
CD	4 697,21
EF	16 223,77
FG	13 432,79
FH	8 380,29

Fuente: elaboración propia.

Tabla C. **Fuerza cortante última viga, actuante en el marco D**

<b>cortante marco D</b>	
<b>viga</b>	<b>Vcortante</b>
AB	6 119,86
BC	5 828,14
CD	5 854,08
DE	5 828,84
EF	5 801,49
FG	6 043,42
HI	16 860,67
IJ	14 458,18
JK	14 877,53
KL	14 552,15
LM	14 130,00
MN	10 042,41

Fuente: elaboración propia.

- Para el corte en columnas se utiliza la siguiente ecuación

$$V_{col} = \frac{\sum M_{col}}{L}$$

Se realizó el cálculo de cortante de la columna AE del marco 7 eje Y segundo nivel:

$$V_{AE} = \frac{(6\,344,4 + 3\,917,6)}{3,06} = 3\,353,59$$

Tabla CI. **Fuerza cortante último columna, actuante en el marco 7**

<b>Cortante Marco 7</b>	
<b>columna</b>	<b>Vcortante</b>
AE	3 695,163
BF	4 612,614
CG	4 612,614
DH	3 695,163
EI	5 622,178
FJ	6 012,756
GK	6 012,756
HL	5 626,622

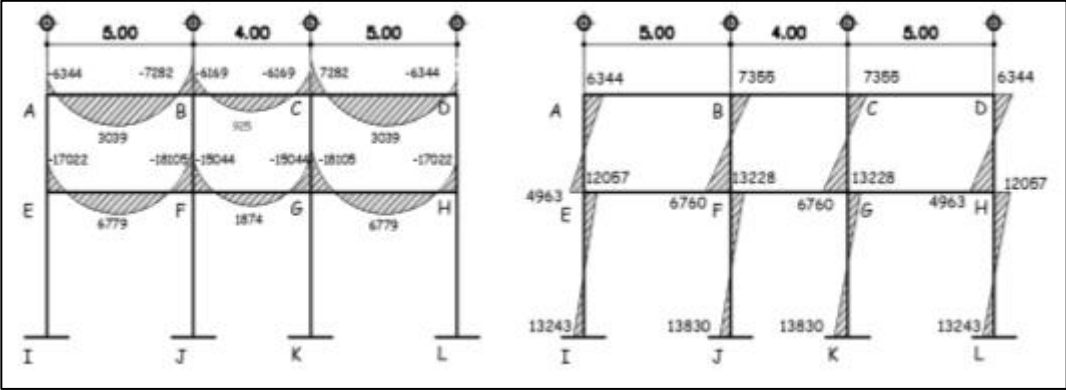
Fuente: elaboración propia.

Tabla CII. **Fuerza cortante ultimo columna, actuante en el marco D**

<b>Cortante marco D</b>	
<b>columna</b>	<b>Vcortante</b>
AH	3 931,63
BI	3 463,46
CJ	2 905,49
DK	2 889,54
EL	2 905,49
FM	3 463,46
GN	3 931,96
HÑ	5 331,96
IO	5 318,89
JP	5 124,18
KQ	5 125,78
LR	4 997,51
MS	5 318,89
NT	5 332,22

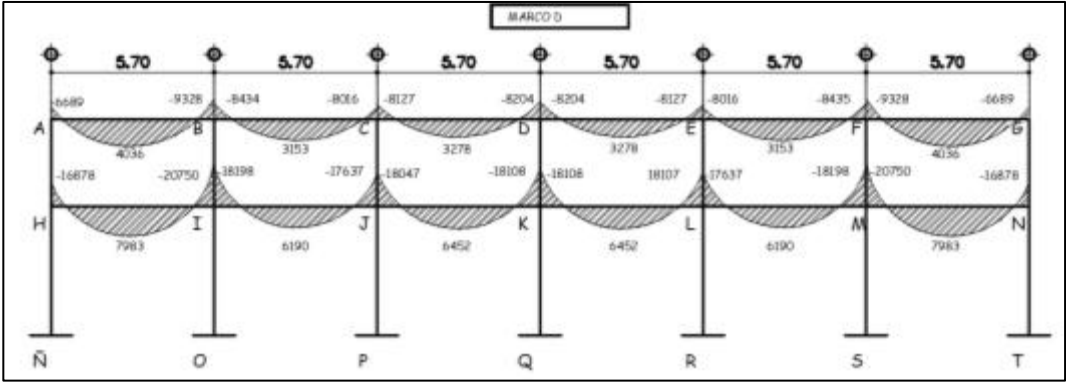
Fuente: elaboración propia.

Figura 118. Diagrama de momento ultimo viga y columna marco 7 eje Y



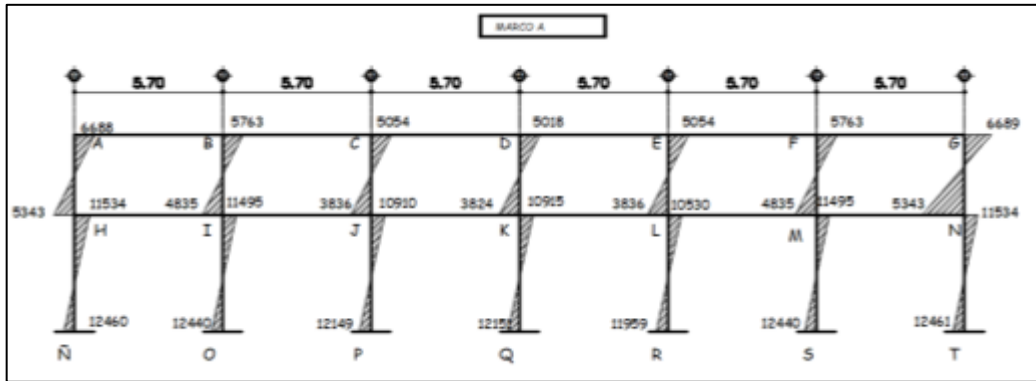
Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Figura 119. Diagrama de momento en viga marco D eje X



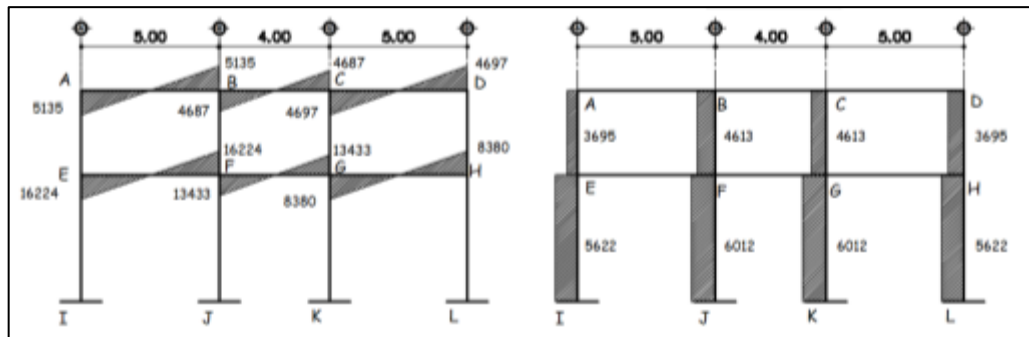
Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Figura 120. Diagrama de momento columna marco D eje X



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

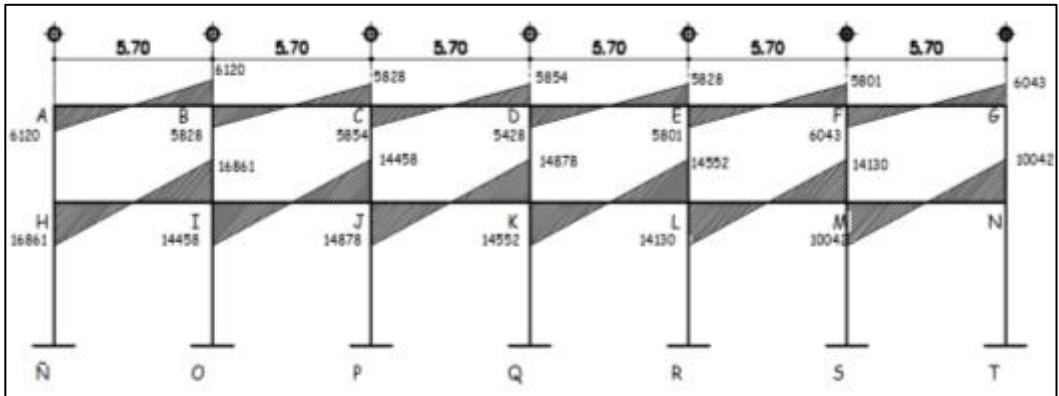
Figura 121. Diagrama de cortante último en vigas y columnas marco 7, eje Y



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

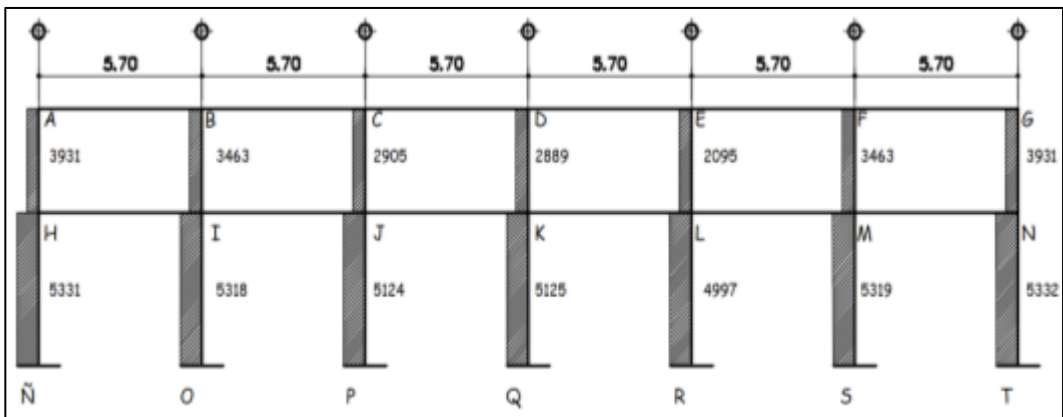


Figura 122. Diagrama de corte último en viga marco D, eje X



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Figura 123. Diagrama de Corte ultimo columna marco D, eje X



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

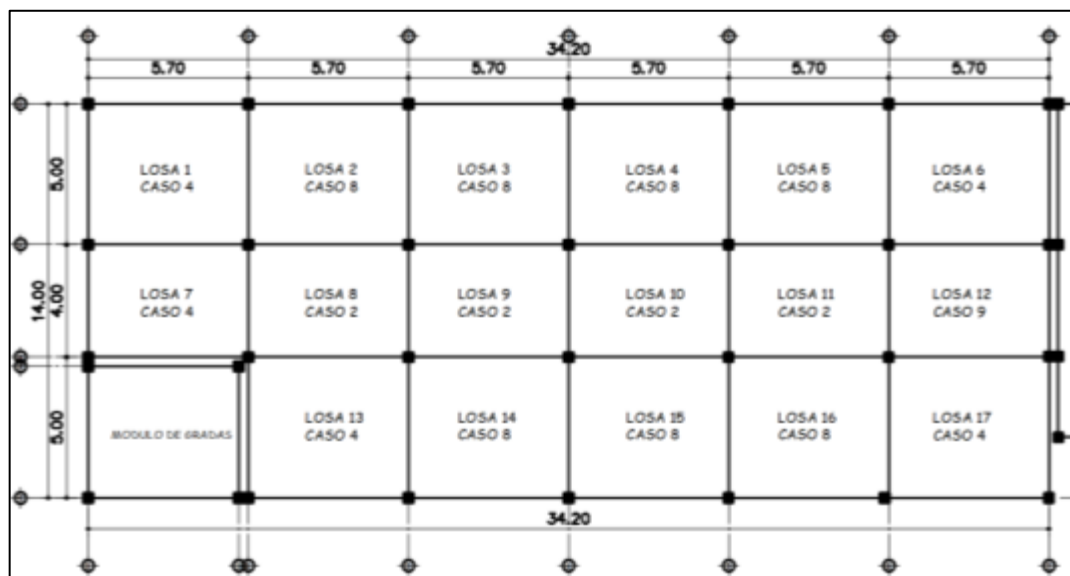
## 2.2.6. Diseño de elementos estructurales

Para el diseño de los elementos estructurales se aplicó lo descrito en el inciso 2.1.6.

### 2.2.6.1. Diseño de losas

Para el diseño de las losas se utilizó el método 3 del ACI de 1986, el método de coeficientes.

Figura 124. Planta distribución de losas ambos niveles



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

En la figura 48 se muestran los diferentes casos de continuidad de losas.

- Espesor de losa

$$t_s = 0,12 \text{ m}$$

- Carga última de diseño según el uso de losa.

Las cargas aplicadas dependerán del uso ocupacional del elemento estructural.

Tabla CIII. **Valores para la integración de cargas para las losas**

CM		CV	
P <sub>plosa</sub>	288 kg/m <sup>2</sup>	Mercados	500 kg/m <sup>2</sup>
P <sub>sobrecarga</sub>	150 kg/m <sup>2</sup>	Azotea	200 kg/m <sup>2</sup>
P <sub>acabados</sub>	100 kg/m <sup>2</sup>		

Fuente: AGIES NSE2-18. *Demandas estructurales y condiciones de sitio*. p. 3-6.

- Carga última de losas para azotea

$$C_{V\text{azotea}} = 200 \frac{kg}{m^2}$$

$$C_{M\text{azotea}} = 288 \frac{kg}{m^2} + 100 \frac{kg}{m^2} + 150 \frac{kg}{m^2} = 538 \frac{kg}{m^2}$$

$$C_U = 1,2 * 538 \frac{kg}{m^2} + 1,6 * 200 \frac{kg}{m^2} = 1\ 093,20 \frac{kg}{m^2}$$

- Carga última entrepiso mercado minorista losa

$$C_{V\text{mercado}} = 500 \frac{kg}{m^2}$$

$$C_{M\text{mercado}} = 288 \frac{kg}{m^2} + 150 \frac{kg}{m^2} + 100 \frac{kg}{m^2} = 538 \frac{kg}{m^2}$$

$$C_U = 1,2 * 538 \frac{kg}{m^2} + 1,6 * 500 \frac{kg}{m^2} = 1\ 603,2 \frac{kg}{m^2}$$

- Momentos actuantes

Tabla CIV. **Momentos positivos y negativos para las losas del segundo nivel**

losa	Losas de segundo nivel						CU (Cmu+Cv)		Cm		Cv		Momentos negativos		Momentos positivos	
	a	b	CmU azotea (kg/m)	CvU azotea (kg/m)	CU azotea (kg/m)	Caso	C-a	C-b	Ccma	Ccmb	Ccva	Ccvb	Ma-(kg/m)	Mb-(kg/m)	Ma+(kg/m)	Mb+(kg/m)
1	5	5,7	753,2	340	1093,2	4	0,06	0,04	0,033	0,022	0,039	0,026	1 639,80	1 420,72	952,89	825,58
2	5	5,7	753,2	340	1093,2	8	0,043	0,052	0,025	0,019	0,035	0,024	1 175,19	1 846,94	768,25	730,08
3	5	5,7	753,2	340	1093,2	8	0,043	0,052	0,025	0,019	0,035	0,024	1 175,19	1 846,94	768,25	730,08
4	5	5,7	753,2	340	1093,2	8	0,043	0,052	0,025	0,019	0,035	0,024	1 175,19	1 846,94	768,25	730,08
5	5	5,7	753,2	340	1093,2	8	0,043	0,052	0,025	0,019	0,035	0,024	1 175,19	1 846,94	768,25	730,08
6	5	5,7	753,2	340	1093,2	4	0,06	0,04	0,033	0,022	0,039	0,026	1 639,80	1 420,72	952,89	825,58
7	4	5,7	753,2	340	1093,2	4	0,081	0,019	0,046	0,011	0,057	0,014	1 416,79	674,84	864,44	423,84
8	4	5,7	753,2	340	1093,2	2	0,074	0,017	0,03	0,007	0,049	0,012	1 294,35	603,81	628,10	303,86
9	4	5,7	753,2	340	1093,2	2	0,074	0,017	0,03	0,007	0,049	0,012	1 294,35	603,81	628,10	303,86
10	4	5,7	753,2	340	1093,2	2	0,074	0,017	0,03	0,007	0,049	0,012	1 294,35	603,81	628,10	303,86
11	4	5,7	753,2	340	1093,2	2	0,074	0,017	0,03	0,007	0,049	0,012	1 294,35	603,81	628,10	303,86
12	4	5,7	753,2	340	1093,2	9	0,081	0,011	0,033	0,006	0,05	0,011	1 416,79	390,70	669,69	268,34
13	5	5,7	753,2	340	1093,2	4	0,06	0,04	0,033	0,022	0,039	0,026	1 639,80	1 420,72	952,89	825,58
14	5	5,7	753,2	340	1093,2	8	0,043	0,052	0,025	0,019	0,035	0,024	1 175,19	1 846,94	768,25	730,08
15	5	5,7	753,2	340	1093,2	8	0,043	0,052	0,025	0,019	0,035	0,024	1 175,19	1 846,94	768,25	730,08
16	5	5,7	753,2	340	1093,2	8	0,043	0,052	0,025	0,019	0,035	0,024	1 175,19	1 846,94	768,25	730,08
17	5	5,7	753,2	340	1093,2	4	0,06	0,04	0,033	0,022	0,036	0,026	1 639,80	1 420,72	927,39	825,58

Fuente: elaboración propia.

Tabla CV. **Momentos positivos y negativos par losas del primer nivel**

losas primer nivel							CU (Cmu+Cv)		Cm		Cv		Momentos negativos		Momentos positivos	
losa	a	b	CmU azotea (kg/m)	Cv U azotea (kg/m)	CU azotea (kg/m)	Caso	C-a	C-b	Ccma	Ccmb	Ccva	Ccvb	Ma-(kg/m)	Mb- (kg/m)	Ma+ (kg/m)	Mb+ (kg/m)
1	5	5,7	753,2	850	1 603,2	4	0,06	0,04	0,033	0,022	0,039	0,026	2 404,80	2 083,52	1 450,14	1 256,40
2	5	5,7	753,2	850	1 603,2	8	0,043	0,052	0,025	0,019	0,035	0,024	1 723,44	2 708,57	1 214,50	1 127,75
3	5	5,7	753,2	850	1 603,2	8	0,043	0,052	0,025	0,019	0,035	0,024	1 723,44	2 708,57	1 214,50	1 127,75
4	5	5,7	753,2	850	1 603,2	8	0,043	0,052	0,025	0,019	0,035	0,024	1 723,44	2 708,57	1 214,50	1 127,75
5	5	5,7	753,2	850	1 603,2	8	0,043	0,052	0,025	0,019	0,035	0,024	1 723,44	2 708,57	1 214,50	1 127,75
6	5	5,7	753,2	850	1 603,2	4	0,06	0,04	0,033	0,022	0,039	0,026	2 404,80	2 083,52	1 450,14	1 256,40
7	4	5,7	753,2	850	1 603,2	4	0,081	0,019	0,046	0,011	0,057	0,014	2 077,75	989,67	1 329,56	655,82
8	4	5,7	753,2	850	1 603,2	2	0,074	0,017	0,03	0,007	0,049	0,012	1 898,19	885,50	1 027,94	502,70
9	4	5,7	753,2	850	1 603,2	2	0,074	0,017	0,03	0,007	0,049	0,012	1 898,19	885,50	1 027,94	502,70
10	4	5,7	753,2	850	1 603,2	2	0,074	0,017	0,03	0,007	0,049	0,012	1 898,19	885,50	1 027,94	502,70
11	4	5,7	753,2	850	1 603,2	2	0,074	0,017	0,03	0,007	0,049	0,012	1 898,19	885,50	1 027,94	502,70
12	4	5,7	753,2	850	1 603,2	9	0,081	0,011	0,033	0,006	0,05	0,011	2 077,75	572,97	1 077,69	450,61
13	5	5,7	753,2	850	1 603,2	4	0,06	0,04	0,033	0,022	0,039	0,026	2 404,80	2 083,52	1 450,14	1 256,40
14	5	5,7	753,2	850	1 603,2	8	0,043	0,052	0,025	0,019	0,035	0,024	1 723,44	2 708,57	1 214,50	1 127,75
15	5	5,7	753,2	850	1 603,2	8	0,043	0,052	0,025	0,019	0,035	0,024	1 723,44	2 708,57	1 214,50	1 127,75
16	5	5,7	753,2	850	1 603,2	8	0,043	0,052	0,025	0,019	0,035	0,024	1 723,44	2 708,57	1 214,50	1 127,75
17	5	5,7	753,2	850	1 603,2	4	0,06	0,04	0,033	0,022	0,036	0,026	2 404,80	2 083,52	1 386,39	1 256,40

Fuente: elaboración propia.

- Balance de momentos en losas

Tabla CVI. **Balance de momentos en las losas del segundo nivel  
sentido Y (azotea)**

balance de momentos segundo nivel "y"						no balance	balance promedio	balanceo por rigidez				
losas	Mlosa1 (kg-m)	Mlosa2 (kg-m)	L1 (m)	L2 (m)	condición	M1=M2 (kg-m)	M1 = M2 (kg-m)	k1	k2	D1	D2	M1=M2 (kg-m)
losa 1-2	1 420,72	1 846,94	5	5	balance por rigideces			0,2	0,2	0,5	0,5	1 633,83
losa 2-3	1 846,94	1 846,94	5	5	no balanceo	1 846,94						
losa 3-4	1 846,94	1 846,94	5	5	no balanceo	1 846,94						
losa 4-5	1 846,94	1 846,94	5	5	no balanceo	1 846,94						
losa 5- 6	1 846,94	1 420,72	5	5	balance por rigideces			0,2	0,2	0,5	0,5	1 633,83
losa 7 -8	674,84	603,81	4	4	balance promedio		639,325					
losa 8-9	603,81	603,81	4	4	no balanceo	603,81						
losa 9 -10	603,81	603,81	4	4	no balanceo	603,81						

Continuación de la tabla CVI.

losa 10-11	603,81	603,81	4	4	no balanceo	603,81						
losa 11-12	603,81	390,7	4	4	balance por rigideces			0,25	0,25	0,5	0,5	497,26
losa 13-14	1 420,72	1 846,94	5	5	balance por rigideces			0,2	0,2	0,5	0,5	1 633,83
losa 14-15	1 846,94	1 846,94	5	5	no balanceo	1 846,94						
losa 15-16	1 846,94	1 846,94	5	5	no balanceo	1 846,94						
losa 16-17	1 846,94	1 420,72	5	5	balance por rigideces			0,2	0,2	0,5	0,5	1 633,83

Fuente: elaboración propia.

**Tabla CVII. Balance de momentos de losas primer nivel sentido Y (entrepiso)**

losas	balance de momentos primer nivel nivel "Y"					no balance	balance promedio	balanceo por rigidez				
	Mlosa1 (kg-m)	Mlosa2 (kg-m)	L1 (m)	L2 (m)	Condición	M1=M2 (kg-m)	M1 = M2 (kg-m)	k1	k2	D1	D2	M1=M2 (kg-m)
losa 1-2	2 083,52	2 708,57	5	5	balance por rigideces			0,2	0,2	0,5	0,5	2 396,05
losa 2-3	2 708,57	2 708,57	5	5	no balanceo	2 708,57						
losa 3-4	2 708,57	2 708,57	5	5	no balanceo	2 708,57						
losa 4-5	2 708,57	2 708,57	5	5	no balanceo	2 708,57						
losa 5-6	2 708,57	2 083,52	5	5	balance por rigideces			0,2	0,2	0,5	0,5	2 396,05
losa 7-8	989,67	885,5	4	4	balance promedio		937,585					
losa 8-9	885,5	885,5	4	4	no balanceo	885,5						
losa 9-10	885,5	885,5	4	4	no balanceo	885,5						
losa 10-11	885,5	885,5	4	4	no balanceo	885,5						
losa 11-12	885,5	572,97	4	4	balance por rigideces			0,25	0,25	0,5	0,5	729,235
losa 13-14	2 083,52	2 708,57	5	5	balance por rigideces			0,2	0,2	0,5	0,5	2 396,05
losa 14-15	2 708,57	2 708,57	5	5	no balanceo	2 708,57						
losa 15-16	2 708,57	2 708,57	5	5	no balanceo	2 708,57						
losa 16-17	2 708,57	2 083,52	5	5	balance por rigideces			0,2	0,2	0,5	0,5	2 396,05

Fuente: elaboración propia.

Tabla CVIII. **Balance de momentos en las losas segundo nivel eje X  
(azotea)**

balance de momentos segundo nivel						no balance	balance promedio	balanceo por rigidez				
losas	Mlosa1 (kg-m)	Mlosa2 (kg-m)	L1 (m)	L2 (m)	condición	M1=M2 (kg-m)	M1 = M2 (kg-m)	k1	k2	D1	D2	M1=M2 (kg-m)
losa 1-7	1 639,8	1 416,79	5,7	5,7	balance promedio		1 528,295					
losa 2-8	1 175,19	1 294,35	5,7	5,7	balance promedio		1 234,77					
losa 3-9	1 175,19	1 294,35	5,7	5,7	balance promedio		1 234,77					
losa 4-10	1 175,19	1 294,35	5,7	5,7	balance promedio		1 234,77					
losa 5- 11	1 175,19	1 294,35	5,7	5,7	balance promedio		1 234,77					
losa 6-12	1 639,8	1 416,79	5,7	5,7	balance promedio		1 528,295					
losa 8-13	1 294,35	1 639,8	5,7	5,7	balance por rigideces			0,18	0,18	0,5	0,5	1 467,08
losa 9 -14	1 294,35	1 175,19	5,7	5,7	balance promedio		1 234,77					
losa 10-15	1 294,35	1 175,19	5,7	5,7	balance promedio		1 234,77					
losa 11-16	1 294,35	1 175,19	5,7	5,7	balance promedio		1 234,77					
losa 12-17	1 416,79	1 639,8	5,7	5,7	balance promedio		1 528,295					

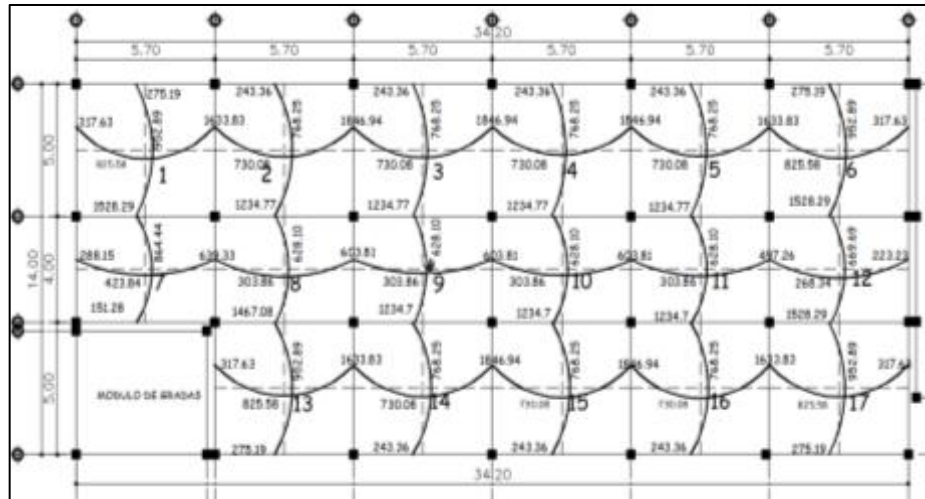
Fuente: elaboración propia.

Tabla CIX. **Balance de momentos en las losas del primer nivel eje X  
(entrepiso)**

balance de momentos primer nivel						no balance	balance promedio	balanceo por rigidez				
losas	Mlosa1 (kg-m)	Mlosa2 (kg-m)	L1 (m)	L2 (m)	condicion	M1=M2 (kg-m)	M1 = M2 (kg-m)	k1	k2	D1	D2	M1=M2 (kg-m)
losa 1-7	2 404,8	2077,75	5,7	5,7	balance promedio		2 241,275					
losa 2-8	1 723,44	1898,19	5,7	5,7	balance promedio		1 810,815					
losa 3-9	1 723,44	1898,19	5,7	5,7	balance promedio		1 810,815					
losa 4-10	1 723,44	1898,19	5,7	5,7	balance promedio		1 810,815					
losa 5- 11	1 723,44	1898,19	5,7	5,7	balance promedio		1 810,815					
losa 6-12	2 404,8	2077,75	5,7	5,7	balance promedio		2 241,275					
losa 8-13	1 898,19	2404,8	5,7	5,7	balance por rigideces			0,18	0,18	0,5	0,5	2 151,5
losa 9 -14	1 898,19	1723,44	5,7	5,7	balance promedio		1 810,815					
losa 10-15	1 898,19	1723,44	5,7	5,7	balance promedio		1 810,815					
losa 11-16	1 898,19	1723,44	5,7	5,7	balance promedio		1 810,815					
losa 12-17	2 077,75	2 404,8	5,7	5,7	balance promedio		2 241,275					

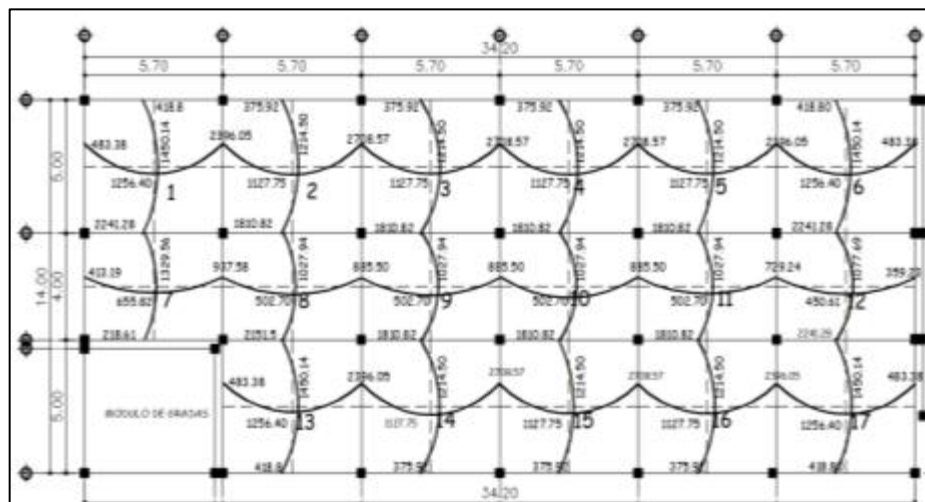
Fuente: elaboración propia.

Figura 125. **Momentos actuantes balanceados para losa del segundo nivel**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Figura 126. **Momentos actuantes balanceados para losas del primer nivel**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.



- Diseño de armado

En losas el diseño de refuerzo se considera como de una viga, con un ancho unitario que forma una franja de 1 metro ( $b_w = 100 \text{ cm}$ ). Para la edificación, se utilizaron los siguientes parámetros para el diseño del armado de losas.

- Peralte efectivo de la losa

$$d_{losa} = t_{losa} - \text{recubrimiento} - \frac{\phi_{varilla}}{2}$$

$$d_{losa} = 12 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - \frac{0,95}{2} = 9,53$$

- Área de acero mínimo

$$A_{smin} = \frac{0,80 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d \quad (a); \quad A_{sminlim} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad (b)$$

$$A_{smin} = \frac{0,80 * \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}}}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * 100 \text{ cm} * 9,53 = 3,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{sminlim} = \frac{14}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * 100 * 9,53 = 3,18 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo se tomará como  $A_{smin} = 3,18 \text{ cm}^2$

- Espaciamiento para  $A_{smin}$

Con el área de acero mínimo, se calcula el espaciamiento  $S_{Asmin}$ , usando una varilla de acero núm. 3 que tiene un área en su sección transversal de  $0,71 \text{ cm}^2$ . El espaciamiento se calcula con la siguiente expresión

$$S_{Asmin} = \frac{A_{sref} * b_w}{A_{smin}}$$

$$S_{Asmin} = \frac{(0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm})}{3,18 \text{ cm}^2} = 22,33 \text{ cm} \approx 22 \text{ cm}$$

El código ACI 318-14 en la sección 8.7.2.2 estipula que para losas no preesforzadas el espaciamiento máximo  $s$  del refuerzo longitudinal corrugado deber ser el menor entre  $2t$  y 18 pulg (45,72 cm).

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

Para cubrir todos los momentos positivos del primer nivel el espaciamiento será de 16 cm (ver planos).

$$A_{smin} = \frac{0,71 * 100}{16} = 4,44 \text{ cm}^2$$

- Momentos soportados por  $A_{smin}$

$$M_{Asmin} = 0,90 * \left[ 4 200 * 3,55 * \left( 9,53 - \frac{(3,55 * 4 200)}{(1,7 * 280 * 100)} \right) \right]$$

$$M_{Asmin} = 153 368,83 \text{ kg} - \text{cm} ; 1 533,68 \text{ kg} - \text{m}$$

- Refuerzos para momentos que excedan al momento cubierto por el  $A_{smn}$

$$A_{sreq} = \left[ (b_w * d_{losa}) - \sqrt{(b_w * d_{losa})^2 - \left( \frac{M_u * b_w}{0,003825 * f'c} \right)} \right] * \frac{0,85 * f'c}{f_y}$$

Tabla CX. **Áreas de acero y espaciamiento para cada momento en losas**

áreas de acero y espaciamientos para todos los momentos					espaciamiento calculado	espaciamiento a usar	acero para bastones intercalados	tipo de armados
Mu (kg-m)	As req (cm2)	As min (cm2)	As a usar (cm2)	No varilla				
1 533,7	4,4400	3,18	ASREQ	Núm. 3	0,1599	16	1,26	Usar espaciamiento de 16 cm y complementar el área de acero faltante en los apoyos con bastones intercalados, como se muestra en los planos.
1 633,8	4,7438	3,18	ASREQ	Núm. 3	0,1497	14	1,57	
1 810,8	5,29	3,18	ASREQ	Núm. 3	0,1343	13	2,11	
1 846,9	5,40	3,18	ASREQ	Núm. 3	0,1316	12	2,22	
2 241,3	6,63	3,18	ASREQ	Núm. 3	0,1071	10	3,45	
2 396,1	7,12	3,18	ASREQ	Núm. 3	0,0997	9	3,94	
2 708,6	8,13	3,18	ASREQ	Núm. 3	0,0873	8	4,95	

Fuente: elaboración propia.

- Chequeo por corte

$$V_{m\acute{a}x\ res} \geq V_{m\acute{a}x\ act} ; \text{espesor de losa adecuado}$$

$$V_{m\acute{a}x\ res} < V_{m\acute{a}x\ act} ; \text{aumentar espesor de losa}$$

$$V_{m\acute{a}x\ act} = \frac{C_u * a}{2}$$

$$V_{m\acute{a}x\ res} = \phi * 0,53 * \sqrt[2]{f'c} * b_w * d_{losa}$$

$$V_{m\acute{a}x\ res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2} * 100 * 9,53} = 7\ 184,00\ kg$$

$$V_{m\acute{a}x\ act} = \frac{1\ 603,20 * 5}{2} = 4\ 008\ kg$$

$$V_{m\acute{a}x\ res} \geq V_{m\acute{a}x\ act} ; 7\ 184\ kg \geq 4\ 008\ kg$$

El cortante en la secci3n es menor a la resistencia por corte del concreto, se concluye que el espesor de 12 cm es el adecuado.

### 2.2.6.2. Dise1o de vigas

Con el dise1o se aplic3 el procedimiento contenido en el inciso 2.1.6.2.

Tramo 1-2 segundo nivel marco D, sentido X; se denominar3 viga principal T-1-D.

- Momento cr3tico negativo 9 328 kg-m (derecho) 6 689 kg-m (izq.) como se muestra en la envolvente de momentos 3ltimos.
- momento cr3tico positivo 4 036 kg-m para el c3lculo.
- Las dimensiones de la secci3n transversal de la viga son de 30 cm x 50 cm.

- Peralte efectivo de la viga

$$d_{viga} = h_{viga} - \left( \text{recubrimiento} + \frac{\phi\ \text{varilla\ long}}{2} + \phi\ \text{varilla\ trans} \right)$$

$$d_{viga} = 50\ cm - \left( 4\ cm + \frac{1,91}{2} + 0,953 \right); \quad d_{viga} = 44,092\ cm$$

- Diseño por flexión
  - Área de acero mínimo

Según la sección 9.6.1.2 del ACI 318-14, el refuerzo mínimo para elementos sometidos a flexión, debe ser el mayor que (a) y (b)  $A_{smin}$ ;

$$A_{smin} = \frac{0,80 * \sqrt[2]{f'c}}{f_y} * b_{viga} d_{viga} \quad (a); \quad A_{smin} = \frac{14}{f_y} * b_{viga} * d_{viga} \quad (b)$$

$$A_{smin} = \frac{0,80 * \sqrt[2]{280 \frac{kg}{cm^2}}}{4\,200 \frac{kg}{cm^2}} * 30\,cm * 44,092 = 4,21\,cm^2$$

$$A_{smin} = \frac{14}{4\,200\,kg/cm^2} * 30\,cm * 44,092 = 4,41\,cm^2$$

El acero mínimo se tomará como  $A_{smin} = 4,41\,cm^2$

- Área de acero máximo

Según ACI 318-14, sección 18.6.3.1, la cuantía de refuerzo  $\rho$  no debe exceder 0,025.

$$A_{Smáx} = 0,0143 * 30 * 44,092 = 33,07\,cm^2$$

El área de acero para la viga principal T-1-D debe estar entre los siguientes límites:  $4,41\,cm^2 \leq A_{sviga} \leq 33,07\,cm^2$ .

- Refuerzo longitudinal requerido

Tomando en cuenta los valores límites para el refuerzo, se procede a encontrar el área de acero requerido por los momentos actuantes, con la siguiente expresión:

$$A_{sreq} = \left[ (b_w * d_{losa}) - \sqrt{(b_w * d_{losa})^2 - \left( \frac{M_u * b_w}{0,003825 * f'c} \right)} \right] * \frac{0,85 * f'c}{f_y}$$

Tabla CXI. Área de acero para viga T-1-D segundo nivel marco D eje X

viga 1-2	Mu (kg-m)	As req (cm2)	Asmin (cm2)	As max	As usar
Mu(-) izq	6 689	4,13	4,41	33,07	4,41
Mu(+)	4 036	2,46	4,41	33,07	4,41
Mu(-) der	9 328	5,82	4,41	33,07	5,82

Fuente: elaboración propia.

- Cama superior

$$A_{smin} = 4,41 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318 – 14 seccion 9.6.1.2.)}$$

$$\frac{1}{4} * A_{s(-)mayor} = \frac{1}{4} * 5,82 \text{ cm}^2 = 1,46 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318 – 14 seccion 18.6.3.2)}$$

Para el armado se usarán 2 varillas corridas Ø núm. 6 (As = 5,70 cm<sup>2</sup>), complementar acero faltante con 1 bastón en la parte derecha núm. 4 (As=1,27 cm<sup>2</sup>)

- Cama inferior

$$A_{smin} = 4,41 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318 – 14 seccion 9.6.1.2.)}$$

$$\frac{1}{4} * A_{S(-)mayor} = \frac{1}{4} * 5,82 \text{ cm}^2 = 1,46 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318 – 14 seccion 18.6.3.2)}$$

$$\frac{1}{2} * A_{S(-)nodo} = \frac{1}{2} * 5,82 = 2,91 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318 – 14 sección 18.6.3.2)}$$

Para el armado se usarán 2 varillas corridas Ø núm. 6 (As = 5,70), refuerzo necesario para cumplir con los requisitos sísmicos y del momento actuante.

- Revisión por corte

*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 concreto

$$V_c = \theta * 0,53 * \sqrt[2]{f'c} * b_{viga} * d_{viga}$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt[2]{280 \frac{kg}{cm^2}} * 30 \text{ cm} * 44,092 = 9\ 971,37 \text{ kg}$$

- Cortante máximo actuante

El cortante máximo actuante es obtenido del análisis estructural en la sección de corte en marcos dúctiles  $V_u = 6\ 120 \text{ kg}$ .

Como  $V_c$  es mayor al  $V_u$  necesita estribos solo por armado con un espaciamiento igual a  $S=d/2$ .

$$s = \frac{44,092}{2} = 22,04 \approx 22 \text{ cm} , \text{ para facilidad de armado se toma } 20 \text{ cm}$$

- Longitud de confinamiento por requerimiento sísmico

Considerando a Guatemala como un país altamente sísmico, es necesario confinar la viga de acuerdo a las solicitaciones sísmicas.

$$L_c = \text{longitud de confinamiento} = 2 * h_{\text{viga}}$$

$$L_c = 2 * 50 = 100 \text{ cm}$$

La longitud de confinamiento será de  $L_c = 100 \text{ cm}$  en ambos extremos de la viga, medida desde la cara interior del apoyo de la viga.

- Espaciamiento de estribos por confinamiento

En la sección 18.4.2.4 del ACI 318-14, establece las recomendaciones sobre la colocación y esparcimiento, siendo los siguientes:

- El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 5 cm de la cara del miembro de apoyo.

El espaciamiento de los estribos de confinamiento no debe exceder al menor de:



- $\frac{d_v}{4}; \frac{44,092}{4} = 11,023 \text{ cm}$
- Seis veces el diámetro de las barras principales a flexión más pequeña.  $6 * No. 6 = 6 * 1,91 = 11,46 \text{ cm}$ .
- 15 cm.

El espaciamiento en la zona de confinamiento será de 10 cm con varillas Ø núm. 3 para una longitud de confinamiento de 100 cm, y en la zona no confinada de 20 cm.

Tabla CXII. Área de acero para momentos actuantes el segundo nivel marco D

Área de acero para momentos actuantes						
viga 1-2	Mu (kg-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )	As máx.	As usar	Propuesta de armado
Mu(-) izq	6 689	4,13	4,41	33,07	4,41	4 No 4 corridas
Mu(+)	4 036	2,46	4,41	33,07	4,41	4 No 4 corridas
Mu(-) der	9 328	5,82	4,41	33,07	5,82	4 No 4 corridas + 1 bastón No.4
viga 2-3	Mu (kg-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )	As máx.	As usar	
Mu(-) izq	8 434	5,24	4,41	33,07	5,24	4 No 4 corridas + 1 bastón No.4
Mu(+)	3 153	1,92	4,41	33,07	4,41	4 No 4 corridas
Mu(-) der	8 016	4,97	4,41	33,07	4,97	4 No 4 corridas
viga 3-4	Mu (kg-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )	As máx.	As usar	
Mu(-) izq	8 127	5,05	4,41	33,07	5,05	4 No 4 corridas
Mu(+)	3 278	1,99	4,41	33,07	4,41	4 No 4 corridas
Mu(-) der	8 204	5,10	4,41	33,07	5,10	4 No 4 corridas
viga 4-5	Mu (kg-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )	As máx.	As usar	
Mu(-) izq	8 204	5,10	4,41	33,07	5,10	4 No 4 corridas
Mu(+)	3 278	1,99	4,41	33,07	4,41	4 No 4 corridas
Mu(-) der	8 127	5,05	4,41	33,07	5,05	4 No 4 corridas
viga 5-6	Mu (kg-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )	As máx.	As usar	
Mu(-) izq	8 016	4,97	4,41	33,07	4,97	4 No 4 corridas
Mu(+)	3 153	1,92	4,41	33,07	4,41	4 No 4 corridas
Mu(-) der	8 435	5,24	4,41	33,07	5,24	4 No 4 corridas + 1 bastón No.4
viga 6-7	Mu (kg-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )	As máx.	As usar	
Mu(-) izq	9 328	5,82	4,41	33,07	5,82	4 No 4 corridas + 1 bastón No.4
Mu(+)	4 036	2,46	4,41	33,07	4,41	4 No 4 corridas
Mu(-) der	6 689	4,13	4,41	33,07	4,41	4 No 4 corridas

Fuente: elaboración propia.

- En el primer nivel se necesita el diseño a corte como se ejemplifica a continuación.

Tabla CXIII. **Área de acero para viga T-2-D primer nivel marco D eje X**

Área de acero para momentos actuantes					
viga 1-2	Mu (kg-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )	As max	As usar
Mu(-) izq	16 878	10,92	4,41	33,07	10,92
Mu(+)	7 983	4,95	4,41	33,07	4,95
Mu(-) der	20 750	13,70	4,41	33,07	13,70

Fuente: elaboración propia.

- Cama superior

$$A_{Smin} = 4,41 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318 – 14 seccion 9.6.1.2.)}$$

$$\frac{1}{4} * A_{S(-)mayor} = \frac{1}{4} * 13,70 \text{ cm}^2 = 3,43 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318 – 14 seccion 18.6.3.2)}$$

Para el armado se usarán 2 varillas corridas Ø núm. 6 (As = 5,70 cm<sup>2</sup>) mas 2 bastones a L/4+LD de Ø núm. 6 (As = 11,40) para lado izquierdo, 3 bastón No 6 (As = 14,25) para el lado derecho, refuerzo necesario para cumplir con los requisitos sísmicos y del momento actuante.

- Cama inferior

$$A_{Smin} = 4,41 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318 – 14 seccion 9.6.1.2.)}$$

$$\frac{1}{4} * A_{S(-)mayor} = \frac{1}{4} * 13,70 \text{ cm}^2 = 3,43 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318 – 14 seccion 18.6.3.2)}$$

$$\frac{1}{2} * A_{s(-)nodo} = \frac{1}{2} * 13,70 = 6,85 \text{ cm}^2 \text{ (ACI 318 - 14 sección 18.6.3.2)}$$

Para el armado se usarán 2 varillas Ø núm. 6 + 1 No4 corridas (As = 6,97 cm<sup>2</sup>), refuerzo necesario para cumplir con los requisitos sísmicos y del momento actuante.

- Revisión por corte
  - Cortante máximo que resiste el concreto

$$V_c = \theta * 0,53 * \sqrt{f'c} * b_{viga} * d_{viga}$$

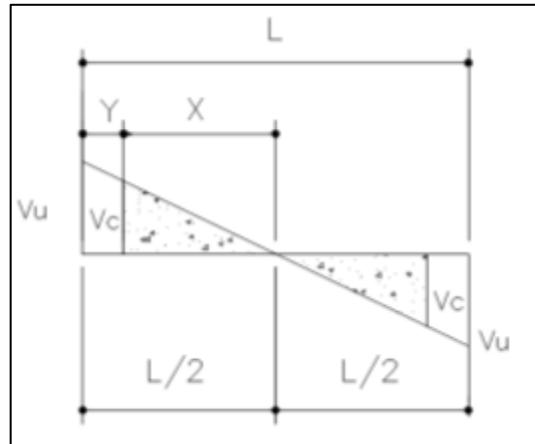
$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}} * 30 \text{ cm} * 44,092 = 9\,971,37 \text{ kg}$$

- Cortante máximo actuante

El cortante máximo actuante es obtenido del análisis estructural en la sección de corte en marcos dúctiles  $V_u = 16\,861 \text{ kg}$

$$\text{si } V_c < V_u; \quad 9\,702,52 \text{ kg} < 16\,861 \text{ kg}$$

Figura 127. Diagrama de corte actuante y resistente para el concreto



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Se debe determinar la distancia a la que se confinara el refuerzo por corte, siendo igual a la variable Y, de la siguiente manera.

$$Y = \frac{L}{2} - X; \quad X = \frac{V_c * \frac{L}{2}}{V_u}$$

$$X = \frac{9\,971,37 \text{ kg} * \left(\frac{5,70\text{m}}{2}\right)}{16\,861}; X = 1,69 \text{ m}$$

$$Y = \frac{5,70}{2} - 1,69 = 1,16 \text{ m}$$

La distancia por confinar es 1,20 m.

Para el cálculo del espaciamiento del refuerzo dentro del área de confinamiento, se emplean las ecuaciones siguientes:

$$S = \frac{2 * A_{s_{varilla}} * f_y * d_{viga}}{V_u}$$

$$S = \frac{2 * 0,71 * 4\,200 \frac{kg}{cm^2} * 44,092 \text{ cm}}{16\,861} = 15,60 \text{ cm}$$

- Longitud de confinamiento por requerimiento sísmico.

El ACI 318.14 en la sección 18.4.2.4 especifica que en ambos extremos de la viga deben colocarse estribos cerrados de confinamiento, en una longitud  $2h_{viga}$  medida desde la cara del miembro de apoyo hacia el centro de luz.

$$L_c = \text{longitud de confinamiento} = 2 * h_{viga}$$

$$L_c = 2 * 50 = 100 \text{ cm}$$

La longitud de confinamiento será de  $L_c = 100 \text{ cm}$  en ambos extremos de la viga, medida desde la cara interior del apoyo de la viga.

- Espaciamiento de estribos por confinamiento

✓  $\frac{d_v}{4}; \frac{44,092}{4} = 11,02 \text{ cm}$

✓ 6 veces el diámetro de las barras principales a flexión más pequeña.  $6 * No. 6 = 6 * 1,91 = 11,46 \text{ cm}$ .

✓ 15 cm

El espaciamiento en la zona de confinamiento será de 10 cm con varillas  $\emptyset$  núm. 3 para una longitud de confinamiento de 120 cm.

- Espaciamiento máximo

Después de la longitud de confinamiento, se debe colocar los estribos según los lineamientos del ACI 318-14 en la sección 18.6.4.6. Es el siguiente:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{d_v}{2} = \frac{44,092}{2} = 22,04$$

Para facilidad de campo al momento de realizar el armado, el espaciamiento máximo será de  $S_{m\acute{a}x} = 20$  cm

La separación entre varillas de la cama superior e inferior es mayor a 35 cm (ACI 318-14 sección 18.6.4.2). Se debe colocar una varilla en medio como refuerzo adicional, con el objetivo de absorber los esfuerzos interno de corte del concreto y estabilizar el armado en viga, colocar 1 núm. 4 en cada cara (2,54 cm<sup>2</sup>).

Tabla CXIV. **Área de acero para momentos actuantes en el primer nivel marco D**

Área de acero para momentos actuantes						
viga 1-2	Mu (kg-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )	As máx.	As usar	propuesta de armado
Mu(-) izq	16 878	10,92	4,41	33,07	10,92	2 no 6 corridas + 2 bastones No.6
Mu(+)	7 983	4,95	4,41	33,07	4,95	2 no 6 + 1 No 4 corridas
Mu(-) der	20 750	13,70	4,41	33,07	13,70	2 no 6 corridas + 3 bastones No.6
viga 2-3	Mu (kg-m)	As req (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )	As máx.	As usar	
Mu(-) izq	18 198	11,86	4,41	33,07	11,86	2 no 6 corridas + 2 bastones No.6 , 1 No4
Mu(+)	6 190	3,81	4,41	33,07	4,41	2 no 6 + 1 No 4 corridas
Mu(-) der	17 637	11,46	4,41	33,07	11,46	2 no 6 corridas + 2 bastones No.6

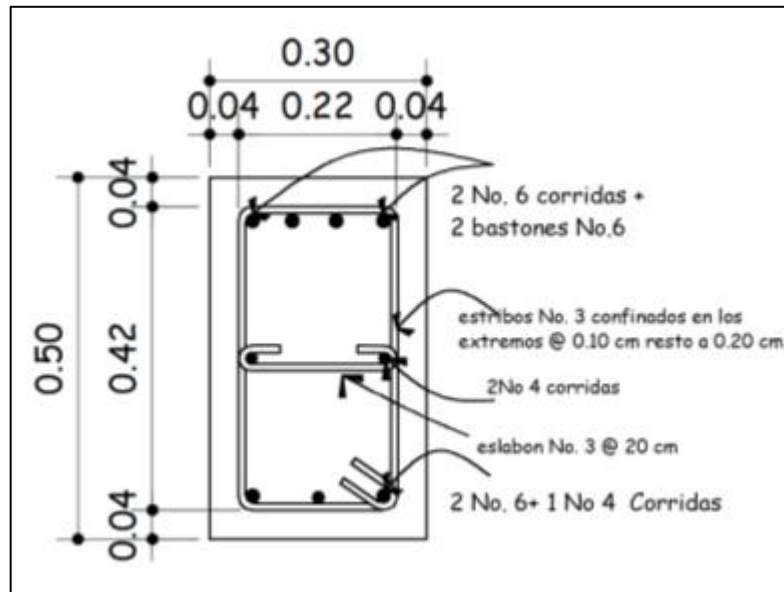
Continuación de la tabla CXIV.

viga 3-4	Mu (kg-m)	As req (cm2)	Asmin (cm2)	As máx.	As usar	
Mu(-) izq	18 047	11,75	4,41	33,07	11,75	2 no 6 corridas + 2 bastones No.6 , 1 No4
Mu(+)	6452	3,98	4,41	33,07	4,41	2 no 6 + 1 No 4 corridas
Mu(-) der	18108	11,79	4,41	33,07	11,79	2 no 6 corridas + 2 bastones No.6 , 1 No4
viga 4-5	Mu (kg-m)	As req (cm2)	Asmin (cm2)	As máx,	As usar	
Mu(-) izq	18 108	11,79	4,41	33,07	11,79	2 no 6 corridas + 2 bastones No.6 , 1 No4
Mu(+)	6 452	3,98	4,41	33,07	4,41	2 no 6 + 1 No 4 corridas
Mu(-) der	18 107	11,79	4,41	33,07	11,79	2 no 6 corridas + 2 bastones No.6 , 1 No4
viga 5-6	Mu (kg-m)	As req (cm2)	Asmin (cm2)	As máx,	As usar	
Mu(-) izq	17 637	11,46	4,41	33,07	11,46	2 no 6 corridas + 2 bastones No.6
Mu(+)	6 190	3,81	4,41	33,07	4,41	2 no 6 + 1 No 4 corridas
Mu(-) der	18 198	11,86	4,41	33,07	11,86	2 no 6 corridas + 2 bastones No.6 , 1 No4
viga 6-7	Mu (kg-m)	As req (cm2)	Asmin (cm2)	As máx,	As usar	
Mu(-) izq	20 750	13,70	4,41	33,07	13,70	2 no 6 corridas + 3 bastones No.6
Mu(+)	7 983	4,95	4,41	33,07	4,95	2 no 6 + 1 No 4 corridas
Mu(-) der	16 878	10,92	4,41	33,07	10,92	2 no 6 corridas + 2 bastones No.6

Fuente: elaboración propia.

Para el armado del resto de las vigas del segundo y primer nivel, se siguió el procedimiento descrito anteriormente; los resultados se observan en los planos estructurales.

Figura 128. Detalle armado de viga primer nivel marco D



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3d 2015

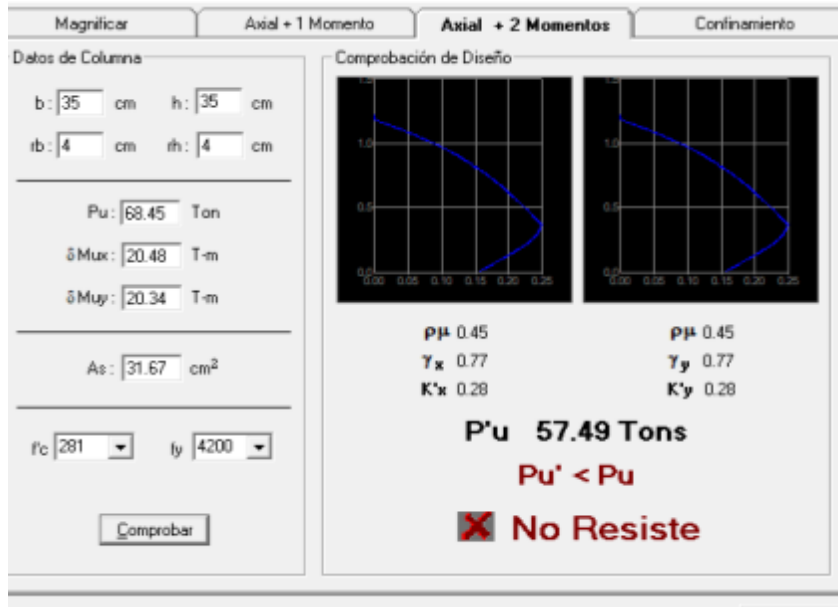
### 2.2.6.3. Diseño de columnas

Se aplicó el procedimiento descrito en 2.1.6.3

- La columna propuesta en el predimensionamiento fue de 35 cm \* 35 cm. Al hacer el cálculo se determinó que la sección no resistía, ya que la carga de falla era mayor a la carga última resistente de la columna, como se muestra en la siguiente figura.



Figura 129. Diagrama de iteración, JC-diseño de concreto



Fuente: elaboración propia, empleando JC-Diseño Concreto.

Los cálculos presentados a continuación con base en la nueva sección propuesta de 40 cm x 40 cm.

Tabla CXV. Datos para diseño

datos para el diseño de columna		
columna entre ejes C-2	n2	n1
Área tributaria	25,65	
columna entre ejes B Y 2 área	0,40	0,40
Longitud de columna	3,06	4,5
Longitud de viga q cubre AT	10,2	
viga	0,3	0,5
momento máximo en X	12 440	
momento máximo en Y	13 830	
corte máximo x	5 318	
corte máximo y	6 012	

Fuente: elaboración propia.

- Carga axial

$$C_{u2-1} = 1,2 C_{m2-1} + 1,6 C_{v2-1}$$

Donde:

$C_{U2-1}$  = carga axial del nivel indicado

$C_{m2-1}$  = carga muerta del nivel indicado (losa + sobrecarga)

$C_{v2-1}$  = carga viva del nivel indicado (azota y mercado)

- Segundo nivel

$$C_{U2} = 1,2 * \left( 0,12m * 2\,400 \frac{kg}{m^3} + 100 \frac{kg}{m^2} \right) + 1,6 * \left( 200 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$C_{U2} = 785,60 \frac{kg}{m^2}$$

- Primer nivel

$$C_{U1} = 1,2 * \left( 0,12m * 2\,400 \frac{kg}{m^3} + 150 \frac{kg}{m^2} + 100 \right) + 1,6 * \left( 500 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$C_{U2} = 1\,445,60 \frac{kg}{m^2}$$

- Factor de carga última

$$F_{cu2-1} = \frac{C_{u2-1}}{C_{m2-1} + C_{v2-1}}$$

$$F_{cu2} = \frac{745,60 \frac{kg}{m^2}}{388 \frac{kg}{m^2} + 200 \frac{kg}{m^2}} = 1,34$$

$$F_{cu1} = \frac{1\,445,60 \frac{kg}{m^2}}{5\,358 \frac{kg}{m^2} + 500 \frac{kg}{m^2}} = 1,39$$

- Carga axial última

La carga axial última se determina por medio de áreas tributarias, incluyendo el peso de la viga que se localicen dentro del área. Cuando las columnas soportan otros niveles se considera que la carga axial de los niveles superiores sea acumulada para su diseño.

$$P_{utotal} = P_{u2N} + P_{u1N}$$

$$P_{u2N} = (Area_{trib} * C_{u2}) + (P_{vigas} * F_{cu2})$$

$$P_{u1N} = (Area_{trib} * C_{u1}) + (P_{vigas} * F_{cu1}) + (P_{colN2} * F_{cu2})$$

$$P_{vigas} = (b_v * h_v * Lv * \gamma_C)$$

$$P_{u2N} = (b_{Col} * h_{Col} * L_{colN2} * \gamma)$$

- Segundo nivel

$$P_{col2N} = (0,40 \text{ m} * 0,40 * 3,06 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3) = 1\,175,04 \text{ kg}$$

$$P_{vigas} = \left( 0,30 \text{ m} * 0,50 \text{ m} * 10,20 \text{ m} * \frac{2\,400 \text{ kg}}{\text{m}^3} \right) = 3\,672 \text{ kg}$$

$$P_{u2N} = (25,65 * 785,60) + (3\,672 \text{ kg} * 1,34) = 25\,056,63 \text{ kg}$$

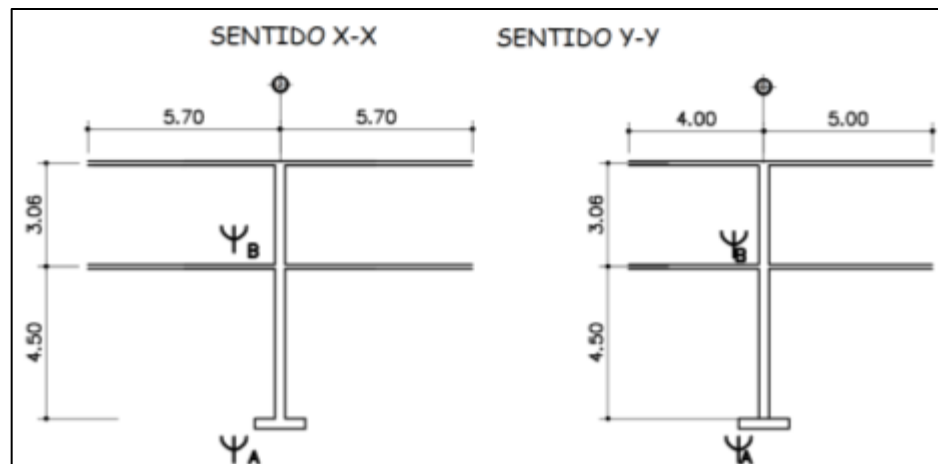
- Primer nivel

$$P_{u1N} = (25,65 * 1\,445,60) + (3\,672 * 1,39) + (1\,175,04 * 1,34) = 43\,763,47 \text{ kg}$$

$$P_{utotal} = 25\,056,63 + 43\,763,47 = 68\,820,10 \text{ kg}$$

- Efecto de esbeltez

Figura 130. **Diagrama sentido X-X y Y-Y para cálculo de esbeltez en columna**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D.

Tabla CXVI. **Calculo de esbeltez de la columna C-2 sentido X-X y Y-Y**

<b>calculo de esbeltez</b>		
N2	sentido X-X	SENTIDO Y-Y
Lcol	306,00 cm	306,00 cm
Sección col	40 cm	40 cm
Icol	213333,33 cm <sup>4</sup>	213333,33 cm <sup>4</sup>
0,70 * Kcol	488,02 cm <sup>3</sup>	488,02 cm <sup>3</sup>
N1		
Viga izq.	30x50 cm	30x50 cm
Iviga	312500,00 cm <sup>4</sup>	312500,00 cm <sup>4</sup>
Lviga izq.	570,00cm	400,00 cm
0,35 k viga izq.	191,89 cm <sup>3</sup>	273,44 cm <sup>3</sup>
Viga derecha	30x50 cm	30 x 50 cm
Iviga	312500,00 cm <sup>4</sup>	312500,00 cm <sup>4</sup>
Lviga der	570,00 cm	500,00 cm
0,35 k viga der	191,89 cm <sup>3</sup>	218,75 cm <sup>3</sup>
$\sum k \text{ viga } 1N$	383,77 cm <sup>3</sup>	492,19 cm <sup>3</sup>
Lcol	450,00 cm	450,00 cm
Sección col	40 x 40 cm	40 x 40 cm
Icol	213333,33 cm <sup>4</sup>	213333,33 cm <sup>4</sup>
0,70 * Kcol	331,85 cm <sup>3</sup>	331,85 cm <sup>3</sup>
$\sum k_{col} N2 + N1$	819,87 cm <sup>3</sup>	819,87 cm <sup>3</sup>
$\Psi_A$	2,14	1,67
$\Psi_B$	0,00	0,00
$\Psi_p$	1,07	0,83
$\Psi_p < 2$	$k_p = \frac{20 - \Psi_p}{20} * \sqrt{1 + \Psi_p}$	$k_p = \frac{20 - \Psi_p}{20} * \sqrt{1 + \Psi_p}$
k <sub>p</sub>	1,36	1,30
E	51,05	48,65
Clasificación de columna	Se clasifica como columna intermedia	

Fuente: elaboración propia.

La columna se clasifica como columna intermedia se procede a magnificar los momentos utilizados para su diseño.

- Magnificación de momentos

Para estructuras con desplazamiento lateral se realizará de acuerdo al código ACI 318-14, sección 6.6.4.6, mediante el siguiente procedimiento.

- Factor de flujo plástico del concreto en el primer nivel

$$\beta_d = \frac{1,2 * C_{mN1}}{C_u N1} ; \quad 0 \leq \beta_d \leq 1$$

$$\beta_d = \frac{1,2 * 538}{1\ 325,60} = 0,45$$

- El total, del material

Según ACI 318-14, sección 6.6.4.4.4 ecuación (6.6.4.4.4a).

$$EI = \frac{0,4 * E_c * I_g}{1 + \beta_d}$$

Donde:

El = rigidez a la flexión de un elemento en compresión

$E_c$  = módulo de elasticidad del concreto  $E_c = 252671,33$

$I_g$  = inercia centroidal de la sección de la columna  $I_g = 213333,33 \text{ cm}^4$

$\beta_d$  = factor del flujo plástico del concreto

$$EI = \frac{0,4 * 252671,33 * 213333,33}{1 + 0,45} = 1,49 * 10^{10} \text{ kg} - \text{cm}^2$$

- Carga crítica de pandeo de Euler

$$P_{crx-y} = \frac{\pi^2 * EI}{(k_{px-y} * L_u)^2}$$

$$P_{crx} = \frac{\pi^2 * 1,49 * 10^{10} \text{ kg} - \text{cm}^2}{(1,36 * 450 \text{ cm})^2} = 392\,703,03 \text{ kg}$$

$$P_{cry} = \frac{\pi^2 * 1,49 * 10^{10}}{(1,30 * 450 \text{ cm})^2} = 432\,302,50 \text{ kg}$$

- Magnificador de momentos

El código ACI 318-14 sección 6.6.4.6.2 permite calcular el magnificador como:

$$\delta_{sx-y} = \frac{1}{1 - \frac{P_{utotal}}{\phi * P_{crx*y}}} \geq 1$$

$\phi = 0,75$  (para zunchos) ;  $\phi = 0,70$  (para estribos)

$$\delta_{sx} = \frac{1}{1 - \frac{68\,820,10 \text{ kg}}{0,70 * 392\,703,03 \text{ kg}}} = 1,33 \geq 1$$

$$\delta_{sy} = \frac{1}{1 - \frac{68\,820,10 \text{ kg}}{0,70 * 432\,302,50 \text{ kg}}} = 1,29 \geq 1$$

- Momentos de diseño magnificados

Es el momento que sirve de dato para el diseño, se toma el mayor de los dos momentos que actúen en los extremos de la columna.

$$M_x = 12\,400 \text{ kg-m}$$

$$M_y = 13\,830 \text{ kg-m}$$

$$M_{dx-y} = \delta_{sx-y} * M_{ux-y}$$

$$M_{dx} = 1,33 * 12\,400 \text{ kg-m} = 16\,594,48 \text{ kg-m}$$

$$M_{dy} = 1,28 * 13\,830 \text{ kg-m} = 17\,702,4 \text{ kg-m}$$

- Refuerzo longitudinal
  - Límites de acero

El ACI 318-14 en la sección 18.7.4.1 establece el mínimo y máximo de área de acero longitudinal que debe poseer una columna perteneciente a un pórtico resistente a momentos.

$$1 \% * A_g \leq A_s \leq 6 \% A_g$$

- Área de acero mínimo

$$A_{smin} = 1 \% * A_g; \quad A_{smin} = 1 \% * (40 \text{ cm} * 40 \text{ cm}) = 16 \text{ cm}^2$$



- Área de acero máximo

$$A_{sm\acute{a}x} = 6 \% * A_g; \quad A_{smax} = 6 \% * (40 \text{ cm} * 40 \text{ cm}) = 96 \text{ cm}^2$$

- Acero longitudinal propuesto

El armado propuesto será de 4 varillas corridas núm. 8 y 4 núm. 6 equivalentes a 31,67 cm<sup>2</sup> de acero, que representan el 1,98 % respecto al área gruesa de la columna. Con un recubrimiento de 4cm según ACI 318-14, sección 20.6.1.3.1.

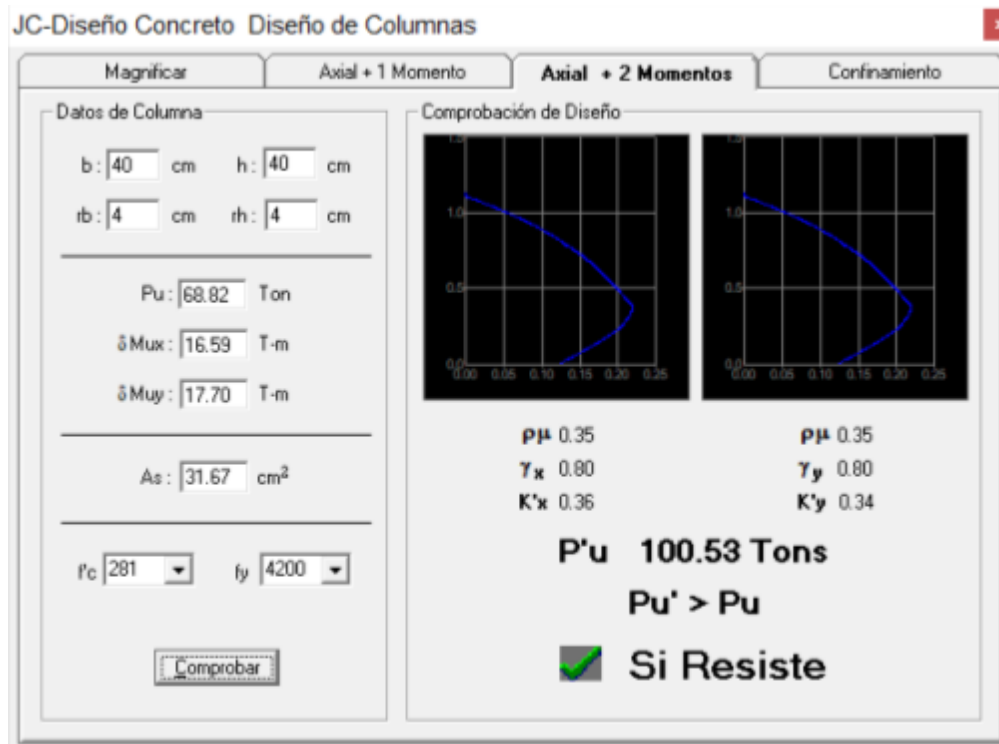
- Valor de las variables de Bresler

Para este método se usan los diagramas de interacción para el diseño de columnas.

$$k'_x = 0,36$$

$$k'_y = 0,34$$

Figura 131. Diagrama de iteración de columnas



Fuente: elaboración propia, empleando JC-Diseño Concreto.

- Carga resistente de la columna con excentricidad  $e_x$

Se produce  $P'_x$  cuando solamente existe excentricidad en  $e_x$ , ( $e_y = 0$ )

$$P'_x = k'_x * f'c * A_g = 0,35 * 280 * 1600 = 157\,360\text{kg}$$

- Carga resistente de la columna con excentricidad  $e_y$

Se produce  $P'_y$  cuando solamente existe excentricidad en  $e_y$ , ( $e_x = 0$ )

$$P'_y = k'_y * f'_c * A_g = 0,35 * 280 * 1\,600 = 157\,360 \text{ kg}$$

- Carga última que resiste la columna sin excentricidad

Carga que resiste la columna sin excentricidad, esto es carga axial pura.

$$P'_o = 0,80 * \left[ \left( 0,85 * f'_c * (A_g - A_s) \right) + (A_s * f_y) \right]$$

$$P'_o = 0,80 * \left[ \left( 0,85 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (1\,600 - 31,67) \right) + \left( 31,67 * 4\,200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \right]$$

$$P'_o = 406\,085 \text{ kg}$$

- Carga última que resiste la columna

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{P'_x} + \frac{1}{P'_y} - \frac{1}{P'_o}}$$

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{157\,360 \text{ kg}} + \frac{1}{157\,360 \text{ kg}} + \frac{1}{406\,085 \text{ kg}}} = 97\,587,89 \text{ kg}$$

El valor de carga última resistente  $P'_u$  debe ser mayor o igual que el valor de la carga de falla última  $P'_{uf}$  para que la propuesta de acero sea la indicada; si esto no fuera así, se debe aumentar el área de acero o en su caso, cambiar la sección de columna:

$$P'_u > P'_{uf} \quad ; \quad 97\,587 \text{ kg} > 68\,820 \text{ kg}$$

El armado propuesto para la columna es el adecuado para resistir la carga aplicada.

- Refuerzo transversal

*si  $V_c \geq V_u$  ; estribos solo por armado*

*(como mínimo usar varilla No. 3, ACI 318 – 14, sección 25.7.2.2)*

*si  $V_c < V_u$  ; Diseñar estribos por corte, calcular S y lo*

- Cortante máximo que resiste el concreto

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_{col} * d_{col}$$

$$d_{col} = h - \left( rec + \emptyset_{transversal} + \frac{\emptyset_{long}}{2} \right)$$

$$d_{col} = 40 \text{ cm} - \left( 4 \text{ cm} + 0,9525 \text{ cm} + \frac{2,54}{2} \right) = 33,78 \text{ cm}$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 40 \text{ cm} * 33,78 = 10 \ 185,76 \text{ kg}$$

- Cortante máximo actuante

$$V_u = 6 \ 012 \text{ kg}$$

- Comparación  $V_c$ ;  $V_u$

$$V_c \geq V_u \text{ estribos solo por armado; } 10 \ 185,76 \text{ kg} \geq 6 \ 012 \text{ kg}$$

La sección del concreto resiste el cortante máximo actuante en la columna. Los estribos en el área no confinada pueden separarse de acuerdo al código ACI 318-14 sección 10.7.6.5.2 el menor de:

$$s = \frac{d}{2} = \frac{33,78}{2} = 16,89 \approx 15 \text{ cm (a)}$$
$$s = 60 \text{ cm (b)}$$

- Longitud de confinamiento ( $l_o$ )

Considerando a Guatemala como un país altamente sísmico, es necesario confinar la columna de acuerdo a las sollicitaciones sísmicas. Para elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momentos, el código ACI 318-14 en la sección 18.7.5.1 especifica el procedimiento para la longitud de confinamiento.

- La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión (40 cm).
- Un sexto de la luz libre de la columna ( $4,50/6 = 0,75$  cm).
- 45 cm.

Para la columna del segundo nivel será de 60 cm y para columna el primer nivel 60 cm

- Refuerzo en zona de confinamiento

El código ACI 318-14 sección 18.7.5.4 requiere que el área total de la sección transversal de refuerzo de estribos cerrados de confinamiento (Ash), no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones.

$$A_{sh} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'c * sb_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{f'c * S * b_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} = 0,3 \left( \frac{16\,00\text{cm}^2}{1\,024\text{cm}^2} - 1 \right) * \frac{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * S * 31,05 \text{ cm}}{4\,200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,35 * S$$

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * S * 31,05}{4\,200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,19 * S$$

Proponiendo el refuerzo transversal: 1 varilla núm. 3 equivalente a 0,71 cm<sup>2</sup>

$$A_{sh} = 4 * 0,71 = 2,84 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto:

$$2,84 \text{ cm}^2 = 0,35 * S ; = 8,11 \text{ cm}$$

$$2,85 \text{ cm}^2 = 0,19 * S ; = 14,94 \text{ cm}$$

La separación de estribos cerrados de confinamiento medidos de centro a centro será el menor de S, el cual es 8,11 por facilidad de armado se colocarán a 8 cm.

Además, se requiere verificar que las separaciones del refuerzo anteriormente calculadas no deben ser mayores al menor de las siguientes condiciones (ACI 318-14, en la sección 18.7.5.3).

- La cuarta parte de la dimensión menor de la columna (40 cm/4 = 10 cm),
- Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal (6\*No6 = 6\*1,91 = 11,46 cm)
- So según se calcule por medio de la ecuación:

$$S_0 = 10 + \frac{35 - h_x}{3}$$

$$S_0 = 10 + \frac{35 - 31,05}{3} = 11,32 \text{ cm}$$

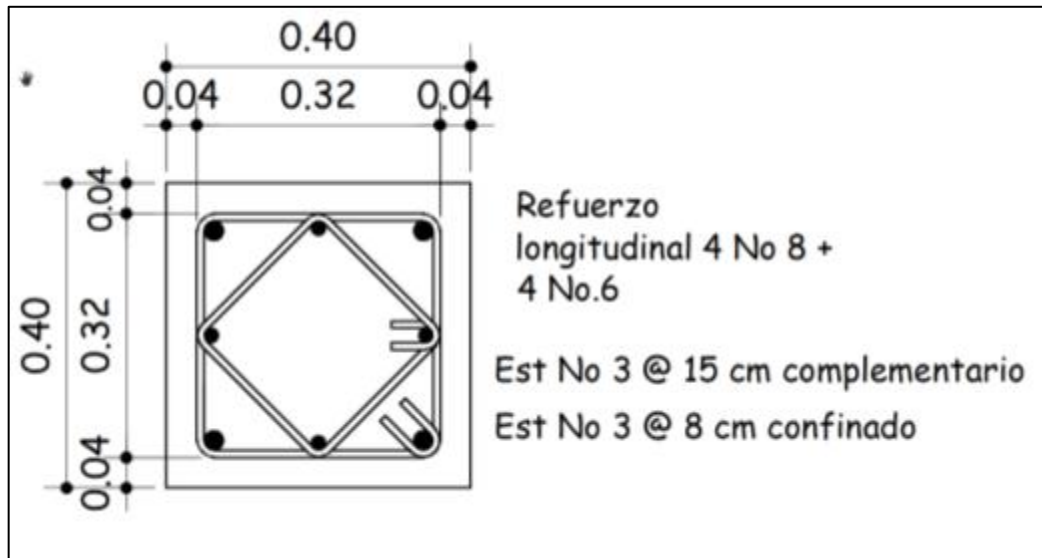
El ACI 318-14, en la sección 18.7.5.5, establece que más allá de la longitud  $l_o$ , la columna debe contener refuerzo en forma de estribo de confinamiento con un espaciamiento  $S$ , medido de centro a centro que no exceda al menor de:

- Seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna (6 No8 = 6\*2,54 = 15,24 cm).
- 15 cm

Entonces, en zona donde no se requiera estribos cerrados de confinamiento, se deberá colocar estribos cerrados a cada 15 cm y en la zona de confinamiento a cada 8 cm.

Ninguna barra que no esté apoyada lateralmente puede estar separada más de 15 cm libres de una barra apoyada lateralmente (ACI 318-14 25.7.2.3 (b)).

Figura 132. **Detalle de armado de columna principal C-1**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

#### 2.2.6.4. **Diseño de gradas**

Relaciones de comodidad del módulo de gradas:

$$C < 20 \text{ cm}$$

$$H > C$$

$$2C + H \leq 64 \text{ cm (valor cercano)}$$

$$C + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm}$$

$$C \cdot H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

$$C = 16 \text{ cm}$$

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



Chequeo de las dimensiones calculadas

$$C = 17 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

$$H = 30 \text{ cm} > C = 16 \text{ cm}$$

$$2C + H = 2 \cdot 17 + 30 = 64 \leq 64 \text{ cm}$$

$$C + H = 17 \text{ cm} + 30 \text{ cm} = 47 \text{ cm}; \text{ entre } 45 \text{ a } 48 \text{ cm}$$

$$C \cdot H = 17 \cdot 30 = 510 = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

La mayoría de las relaciones analizadas chequean, por lo tanto, las dimensiones consideradas son correctas.

- Análisis estructural del módulo de gradas
  - L como longitud inclinada

$$L = \sqrt{(9 * 0,30m)^2 + (10 * 0,16m)^2} = 3,14$$

- Espesor de losa

$$t = \frac{3,14}{24} = 0,13 \approx 0,13 \text{ m}$$

- Carga muerta

$$CM_{grada} = P_{pgradas} + Acabados_{gradas}$$

$$CM_{gradas} = \left[ \gamma_c * \left( t_{losa} + \frac{c}{2} \right) \right] + Acabados_{gradas}$$

$$CM_{gradas} = \left[ 2\,400 \frac{kg}{m^3} * \left( 0,13\,m + \frac{0,16\,m}{2} \right) \right] + 100 \frac{kg}{m^2} = 604 \frac{kg}{m^2}$$

- Carga viva

$$CV = 500 \frac{kg}{cm^2}; \text{pasillos y escaleras}$$

- Carga última

$$C_{ugradas} = 1,2\,CM + 1,6\,CV$$

$$C_{ugradas} = 1,2 * 604 \frac{kg}{m^2} + 1,6 * 500 \frac{kg}{m^2} = 1\,524,80 \frac{kg}{m^2}$$

- Diseño de refuerzo para grada

Se analiza una franja con ancho unitario de 1 m<sup>2</sup>, con el objetivo de analizar la losa con una carga uniformemente distribuida igual a  $W_{ugradas}$  1 524,80 kg/m.

- Momentos actuantes

Según ACI 318-14, sección 6.5.2 para una losa unidireccional sobre dos apoyos.

$$M_{(+)} = \frac{W_{ugradas} * L^2}{9} = \frac{\left( 1\,524,80 \frac{kg}{m} * (3,14\,m)^2 \right)}{9} = 1\,670,44\,kg - m$$

$$M_{(-)} = \frac{W_{ugradas} * L^2}{14} = \frac{\left( 1\,524,80 \frac{kg}{m} * (3,14\,m)^2 \right)}{14} = 1\,073,85\,kg - m$$

- Peralte efectivo

$$d_{losagradas} = t_{losagradas} - \text{recubrimiento} - \frac{\phi \text{ varilla No3}}{2}$$

$$d_{losagradas} = 13 \text{ cm} - 2,50 \text{ cm} - \frac{0,9525}{2} = 10,02 \text{ cm}$$

- Área de acero mínimo

$$A_s = \frac{(14 * b_{losa} * d_{losa})}{f_y} = \frac{(14 * 100 \text{ cm} * 10,02 \text{ cm})}{4\,200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 3,34 \text{ cm}^2$$

- Área de acero para los momentos actuantes

$$A_{SM(\pm)} = \left[ (b_{losa} * d_{losa}) - \sqrt{(b_{losa} * d_{losa})^2 - \left( \frac{M_u * b_{losa}}{0,003825 * f'c} \right)} \right] * \frac{0,85 * f'c}{f_y}$$

- Área de acero par el momento actuante M(-)

$$A_{SM(+)} = \left[ (100 * 10,02) - \sqrt{(100 * 10,02)^2 - \left( \frac{1\,670,44 * 100}{0,003825 * 280} \right)} \right] * \frac{0,85 * 280}{4\,200}$$

$$A_{SM(+)} = 4,59 \text{ cm}^2$$

- Área de acero para el momento actuante M (+)

$$A_{sM(-)} = \left[ (100 * 10,02) - \sqrt{(100 * 10,02)^2 - \left( \frac{1\,073,85 * 100}{0,003825 * 280} \right)} \right] * \frac{0,85 * 280}{4\,200}$$

$$A_{sM(+)} = 2,91 \text{ cm}^2$$

El acero requerido por el momento negativo es menor al acero mínimo, el armado se diseñará para resistir al momento positivo  $A_{sM(+)} = 4,59 \text{ cm}^2$

- Espaciamiento

$$S_{M(-)} = \frac{(0,71 \text{ cm}^2 * 100)}{4,59 \text{ cm}^2} = 15,47 \text{ cm}^2$$

Para el armado se proponen varillas No3 a cada 15 cm.

- Área de acero por temperatura

$$A_{Stemp} = 0,0018 * b_{losagradas} * d_{losagradas}$$

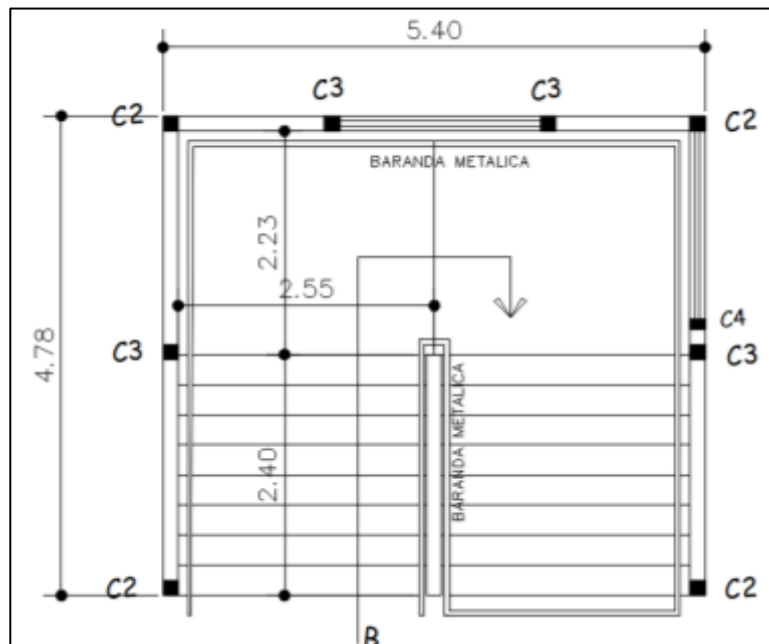
$$A_{Stemp} = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 10,02 \text{ cm} = 1,80$$

- Espaciamiento

$$S_{AStemp} = \frac{(0,71 \text{ cm}^2 * 100)}{1,80 \text{ cm}} = 39,44 \text{ cm}$$

Para efectos de armado de acero por temperatura, se debe colocar barras No3. a cada 25 cm en el sentido transversal. Los detalles del módulo de gradas se pueden observar en los anexos.

Figura 133. **Módulo de gradas**



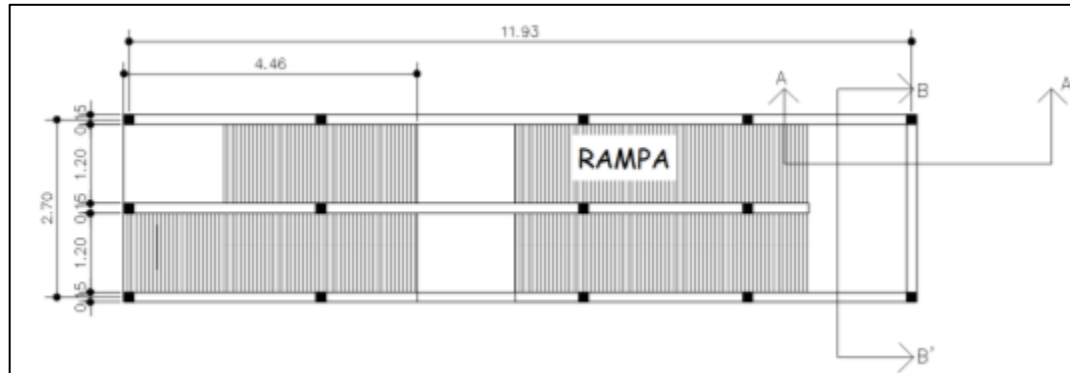
Fuente: elaboración propia.

### 2.2.6.5. **Diseño de rampa**

- Rampa

Es la solución complementaria a la escalera para personas con discapacidad. Deben ser de fácil acceso y no pueden presentar cambios de dirección en pendiente. El porcentaje de pendiente indica la relación entre la altura y la longitud de la rampa (6 a 12 %).

Figura 134. Esquema de rampa



Fuente: elaboración propia.

- Análisis y diseño de la rampa
- Sentido de losa

$$\frac{a}{b} = \frac{1,20}{5,17} = 0,23 \quad ; \quad 0,26 < 0,50 \text{ losa en un sentido}$$

- Espesor de losa

$$t_{\text{losarampa}} = \frac{L}{24} = \frac{1,20}{24} = 0,05 \text{ m}$$

De acuerdo a los lineamientos de espesores mínimos para losas que dicta el código ACI 318-14 sección 7.3.1.1, se propone un espesor de  $t_{\text{losa}} = 10 \text{ cm}$

- Análisis estructural de la rampa

- Integración de cargas

$$CM = P_{Prampa} + Acabados_{rampa}$$

$$CM = [\gamma_C * t_{losaramapa}] + Acabados_{rampa}$$

$$CM = \left[ 2\,400 \frac{kg}{m^3} * 0,10m \right] + 100 \frac{kg}{m^2} = 340 \frac{kg}{m^2}$$

$$C_v = 500 \frac{kg}{m^2}$$

- Carga última

$$C_u = 1,2 CM + 1,6 CV \quad ACI 318 - 14 \text{ tabla 5.3.1}$$

$$C_u = 1,2 * 340 \frac{kg}{m^2} + 1,6 * 500 \frac{kg}{m^2} = 1\,208 \frac{kg}{m^2}$$

- Diseño de refuerzo para rampa

Al igual que en el módulo de gradas se analiza una franja unitaria de 1m; por lo tanto, la carga distribuida será de  $W_{urampa} = 1\,208 \text{ kg/m}$ .

- Momentos actuantes

$$M_{(+)} = \frac{W_{urampa} * L^2}{9} = \frac{\left( 1\,208 \frac{kg}{m} * (1,20 m)^2 \right)}{9} = 193,28 \text{ kg} - m$$

$$M_{(-)} = \frac{W_{urampa} * L^2}{14} = \frac{\left(1\,208 \frac{kg}{m} * (1,20\,m)^2\right)}{14} = 124,25\,kg - m$$

- Peralte efectivo

$$d_{losarampa} = t_{losarampa} - recubrimiento - \frac{\emptyset No3}{2}$$

$$d_{losarampa} = 10 - 2,50\,cm - \frac{0,9525}{2} = 7,02\,cm$$

- Área de acero mínimo

$$A_{smin} = \frac{14 * b_{losarampa} * d_{losarampa}}{f_y}$$

$$A_{smin} = \frac{14 * 100\,cm * 7,02\,cm}{2\,810 \frac{kg}{cm^2}} = 3,50\,cm^2$$

- Área de acero los momentos actuantes M (-) y M (+)

$$A_{sM(\pm)} = \left[ (b_{losa} * d_{losa}) - \sqrt{(b_{losa} * d_{losa})^2 - \left(\frac{M_u * b_{losa}}{0,003825 * f'c}\right)} \right] * \frac{0,85 * f'c}{f_y}$$

$$A_{sM(+)} = \left[ (100 * 7,02) - \sqrt{(100 * 7,02)^2 - \left(\frac{193,28 * 100}{0,003825 * 210}\right)} \right] * \frac{0,85 * 210}{2\,810}$$

$$A_{sM(-)} = 1,10\,cm^2$$



$$A_{sM(-)} = \left[ (100 * 7,02) - \sqrt{(100 * 7,02)^2 - \left( \frac{124,25 * 100}{0,003825 * 280} \right)} \right] * \frac{0,85 * 210}{2810}$$

$$A_{sM(+)} = 0,71 \text{ cm}^2$$

Para los dos momentos se utiliza el acero mínimo calculado  $A_s = 3,50 \text{ cm}^2$

- Espaciamiento

$$S_{A_s} = \frac{0,71 * 100}{3,50} = 20,28 \text{ cm}$$

Para efectos de armado se propone varillas no 3 a cada 20 cm.

- Acero por temperatura

$$A_{Stemp} = 0,0018 * b_{losagradas} * d_{losagradas}$$

$$A_{Stemp} = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 7,02 \text{ cm} = 1,26 \text{ cm}^2$$

- Espaciamiento

$$S_{A_{Stemp}} = \frac{(0,71 \text{ cm}^2 * 100)}{1,26 \text{ cm}} = 53,35 \text{ cm}$$

El espaciamiento calculado supera al límite máximo de distancia entre varillas, por lo tanto, el acero por temperatura será con varillas No. 3 a cada 25 cm en sentido longitudinal, ver detalles en planos.

### 2.2.6.6. Diseño de nudo sísmico

Se aplicó lo descrito en 2.1.6.6

Tabla CXVII. Nudo módulo 1

Datos columna	Datos de vigas
b = 40cm	bw= 30cm
h = 40 cm	h= 50 cm
f'c = 280 kg/cm <sup>2</sup>	f'c = 280 kg/cm <sup>2</sup>
fy = 4 200 kg/cm <sup>2</sup>	fy = 4 200 kg/cm <sup>2</sup>
	d= 44,41 cm
Pu superior = 25 056,63 kg	As1x (-) = 12,67 cm
Pu inferior = 68 820,10kg	As1x (+) = 5,70 cm
Fy= 4 200 kg/cm <sup>2</sup>	As2x (-) = 9,66
Fc= 280 kg/cm <sup>2</sup>	As2x (+) =5,70
Lcol = 3,06 m	As3y (-) =9,66
losa = 12cm	As3y (+) =5,7
Refuerzo losa = 5*0,71 = 3,55 cm <sup>2</sup>	As4y (-) =11,40
Y= 0,70	As4y (-) =5,7

Fuente: elaboración propia.

- Refuerzo longitudinal de columna:

4 barras núm. 8 + 4 barras núm. 6 equivalentes a 31,67 cm<sup>2</sup>.

- Refuerzo transversal

$$A_{sh} = 4 \text{ ramas} = 0,71 \text{ cm}^2 * 4 = 2,84 \text{ cm}^2$$

Zona de confinamiento Ash ACI 318-14 sección 18.7.5.4

S= espaciamiento a 8 cm

$$A_{sh} = 0,3 \left( \frac{1\,600\,cm^2}{1\,024\,cm^2} - 1 \right) * \frac{280 \frac{kg}{cm^2} * 8 * 31,05\,cm}{4\,200 \frac{kg}{cm^2}} = 2,79$$

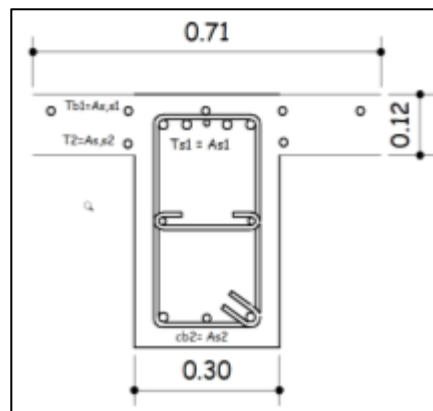
$$A_{sh} = 0,09 * \frac{280 \frac{kg}{cm^2} * 8 * 31,05}{4\,200 \frac{kg}{cm^2}} = 1,52$$

$$A_{sh} = 2,79\,cm^2 < 2,84\,cm^2$$

El espaciamiento de 8 cm cumple con estribos de confinamiento núm. 3.

- Cortante en el nudo ACI 352-02 (sección 4.3)

Figura 135. **Detalle viga que llega al Nudo**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

$$8h_{losa} = 8 * 12cm = 96\,cm$$

$$\frac{S_w}{2} = \frac{4,50 \text{ m}}{2} = 225 \text{ cm}$$

$$l_n = \frac{5,7 \text{ m}}{8} = 71 \text{ cm } \textit{domina}$$

El ancho efectivo be será 71 cm

$$\textit{comprobación } b_e = 0,71 \text{ m} > 2b = 0,60 \text{ m}$$

- Momento positivo Área de acero

Todos los elementos diseñados de acuerdo con el Código ACI,  $f_s = f_y$ , en la falla y resistencia nominal a la flexión se determina por:

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s f_y \alpha}{0,85 f'_c b}$$

$$a = \frac{1,25 * 5,70 \text{ cm}^2 * \frac{4 \text{ 200 kg}}{\text{cm}^2}}{0,85 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 71 \text{ cm}} = 1,77 \text{ cm}$$

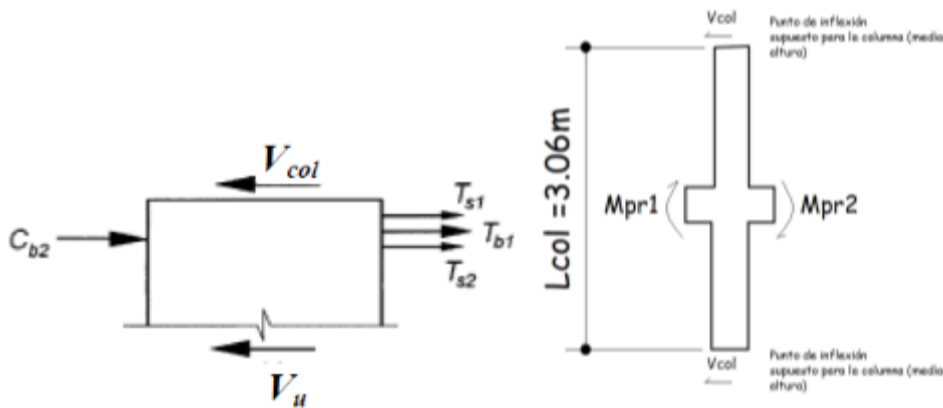
$$M_{Pr1} = 1,25 * 5,7 \text{ cm}^2 * \frac{4 \text{ 200 kg}}{\text{cm}^2} \left( 44,41 \text{ cm} - \frac{1,77 \text{ cm}}{2} \right) = 1 \text{ 302 471,86 kg} - \text{cm}$$

- Momento negativo área de acero

$$a = \frac{1,25 * (12,67 \text{ cm}^2 + 3,55 \text{ cm}^2) * \frac{4 \text{ 200 kg}}{\text{cm}^2}}{0,85 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 30 \text{ cm}} = 11,95 \text{ cm}$$

$$M_{pr2} = 1,25 * 16,22 \text{ m}^2 * \frac{4 \text{ 200 kg}}{\text{cm}^2} \left( 44,41 \text{ cm} - \frac{11,95 \text{ cm}}{2} \right) = 3 \text{ 273 934,26 kg} - \text{cm}$$

Figura 136. **Fuerzas actuantes en la unión sometidas a cargas laterales**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Por lo tanto, el cortante en columna es:

$$V_{col} = \frac{1 \text{ 302 471,86} + 3 \text{ 273 934,25}}{306} = 14 \text{ 955,57 kg}$$

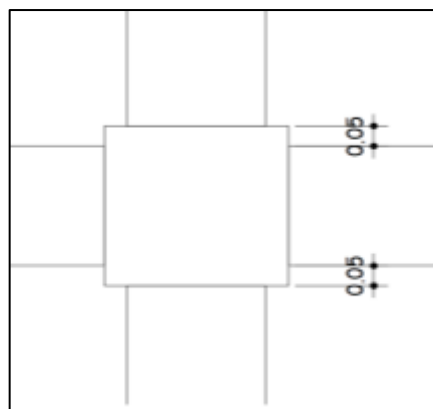
- Equilibrio de fuerzas cortantes

$$V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} + Cb2 - V_{col} = f_y \alpha (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2} + A_{s2}) - V_{col}$$

$$V_u = 1,25 * 4\ 200 * (12,67 + 4,26 + 1,42 + 5,7) - 14\ 686,73\ kg = 107\ 579,42\ kg$$

- Resistencia a cortante del nudo

Figura 137. **Extensión de la columna más allá del borde de viga**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

$$V_n = 20\lambda\sqrt{f'c} A_j, \text{ ACI 318 - 14, tabla 18.8.4.1}$$

$$\lambda = 1,0 \text{ concreto normal,}$$

$$A_j = b_j * h_{col}, \text{ ACI 318 - 14, sección 18.8.4.3}$$

$$b_j = \text{ancho efectivo} \leq b + h, \quad b + 2x \leq (30 + 40 = 70\ cm), \quad (30 + 2 * 5 = 40\ cm)$$

$$V_n = 20 * 1 * \sqrt{\frac{280 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} * 40 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 535 462,42 \text{ kg}$$

$$\phi V_n > V_u = 0,85 * 535 462,42 = 45 514,04 \text{ kg} > 107 579,42 \text{ cumple}$$

- Relación de resistencia a flexión

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb}$$

$$\frac{P_U}{\phi * f'c * A_g} = \frac{25 056,63 \text{ kg}}{0,70 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 40 \text{ cm} * 40 \text{ cm}} = 0,0799 \text{ columna superior}$$

$$\frac{P_U}{\phi * f'c * A_g} = \frac{68 820 \text{ kg}}{0,70 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 40 \text{ cm} * 40 \text{ cm}} = 0,22 \text{ columna inferior}$$

Acero en columna = 31,67 cm<sup>2</sup> y la cuantía de refuerzo  $\rho_g = \frac{31,67}{1 600} = 0,0197$  Utilizando el recubrimiento medido hasta el centro de las barras de No.8  $\gamma = \frac{40 - 2 * 5,27}{40} = 0,74$ , la gráfica del anexo 4 es apropiada para determinar la capacidad a flexión  $R_n$ .

Para la columna superior.

$$R_n = \frac{M_{nc}}{f'c * A_g * h} = 0,17$$

$$M_{nc} = R_n * f'c * A_g * h = 0,14 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 40 \text{ cm} * 1 600 \text{ cm} = 3 046 400 \text{ kg} - \text{cm}$$

Para la columna superior

$$R_n = \frac{M_{nc}}{f'c * A_g * h} = 0,22$$

$$M_{nc} = R_n * f'c * A_g * h = 0,22 * 280 \frac{kg}{cm^2} * 40 cm * 1 600 cm = 5 555 200 kg - cm$$

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb} = \frac{3 046 400 + 5 555 200}{\left(\frac{1 302 471}{1,25} + \frac{3 273 934}{1,25}\right)} = 1,51 \text{ cumple}$$

### 2.2.6.7. Diseño de cimientos

A continuación, se describe el diseño de cimientos.

#### 2.2.6.7.1. Zapata concéntrica Z-1

Datos

$$M_x = 12,44 \text{ Ton-m}$$

$$M_y = 13,64 \text{ Ton-m}$$

$$P_u = 68,82 \text{ Ton}$$

$$F_{cu} = 1,39$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2 400 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,48 \text{ Ton/m}^3$$

$$f'c = 280 \text{ kg /m}^2$$

$$f_y = 4 200 \text{ kg/m}^2$$

$$V_s = 32 \text{ Ton/m}^2$$

$$D_f = 1,50 \text{ m}$$



- Cargas y momentos de trabajo

$$P't = \frac{P_{utotal}}{Fcu} \qquad M'_{tx-y} = \frac{M_{ux-y}}{Fcu}$$

Donde:

$P't$  = carga axial de trabajo sobre la zapata

$M'_{tx-y}$  = momentos de trabajo en el sentido indicado

$P_{utotal}$  = carga axial última.

$M_{ux-y}$  = momentos últimos en el sentido indicado

$Fcu$  = factor de carga última

$$P't = \frac{68,82 \text{ Ton}}{1,39} = 49,51 \text{ Ton}$$

$$M'_{tx} = \frac{12,44 \text{ Ton} - m}{1,39} = 8,95 \text{ Ton} - m$$

$$M'_{ty} = \frac{13,830 \text{ Ton} - m}{1,39} = 9,95 \text{ Ton} - m$$

- Predimensionamiento

$$A_z = \frac{(1,5 * P_t)}{V_s} = \frac{1,5 * 49,51}{32} = 2,32 \text{ m}^2$$

Se propone utilizar una zapata de 2 m \* 2 m

- Chequeo por presión de suelo

Calculó de la carga máxima admisible ( $q_{max}$ ), que cumpla con: menor que el valor soporte del suelo ( $V_s$ ) y mayor a cero ( $q_{min}$ ).

$$\text{chequeo; } e = \frac{M}{P} ; \quad e < K \quad ; \quad K = b_z/6$$

- Carga sobre la zapata

$$P_z = P_t + P_{Columna} + P_{cimiento} + P_{suelo}$$

$$P_z = 49,51 + (0,40 * 0,40 * 7,46 * 2,4) + (2 * 2 * 0,40 * 2,4) + (2 * 2 * 1,5 * 1,48) = 65,10 T$$

$$K = \frac{2}{6} = 0,33$$

$$e_x = \frac{8,95}{65,10} = 0,14 ; \quad K \text{ cumple}$$

$$e_y = \frac{9,95}{65,10} = 0,15 ; \quad K \text{ cumple}$$

- Cargas admisibles  $q_{m\acute{a}x}$  y  $q_{min}$

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{P_z}{A_z} + \frac{6M_x}{B^2 * L} + \frac{6M_y}{B^2 * L}$$

$$q_{min} = \frac{P_z}{A_z} - \frac{6M_x}{B^2 * L} - \frac{6M_y}{B^2 * L}$$

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{65,10 T}{(2 m)^2} + \frac{6 * 8,95 T - m}{(2m)^2 * 2} + \frac{6 * 9,95 T - m}{(2m)^2 * 2} = 30,44 \frac{T}{m^2}$$

$$q_{min} = \frac{65,10 T}{4 m^2} - \frac{6 * 8,95 T - m}{(2m)^2 * 2m} - \frac{6 * 9,95 T - m}{(2m)^2 * 2m} = 2,10 \frac{T}{m^2}$$

- Comprobación de condiciones

- $q_{m\acute{a}x} < V_s$  de lo contrario aumentar area de zapata

$$30,44 \frac{T}{m^2} < 32 \frac{T}{m^2}$$

- $q_{min} > 0$  ;  $2,10 > 0$

- Presión última de diseño  $q_{dise\tilde{n}o}$

$$q_{dise\tilde{n}o} = q * F_{cu}$$

$$q_{dise\tilde{n}o} = 30,44 * 1,39 = 42,32 Ton/m^2$$

- Peralte efectivo de zapata

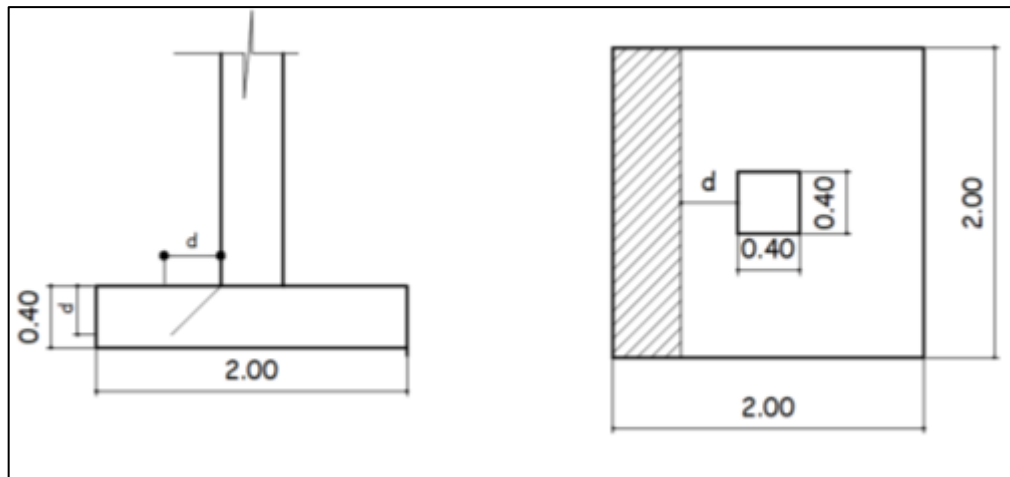
La zapata debe tener un peralte efectivo sobre el refuerzo inferior, mayor a 20 cm según ACI 318-14 sección 14.3.2.1 y un recubrimiento de 7,5 cm como lo especifica la sección 20.6.1.3.1 del ACI: Para este caso se asumirá un peralte de 40 cm. Se propone el uso de varillas núm. 6 con un diámetro de 1,91 cm.

$$d_z = t_z - rec - \frac{\Phi_{varilla}}{2}$$

$$d_z = 0,40m - 0,075m - \frac{0,0191}{2} = 0,31545m = 31,54cm$$

- Chequeo corte simple

Figura 138. Corte simple en la zapata



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

- Área donde actúa el cortante simple en la zapata

$$A_{cs} = b_z * \left( \frac{b_z - b_{col}}{2} - d_z \right)$$

$$A_{cs} = 2m * \left( \frac{2m - 0,4m}{2} - 0,3154m \right) = 0,97m^2$$

- Corte actuante simple

$$V_{act} = A_{cs} * q_{diseño}$$

$$V_{act} = 0,97 \text{ m}^2 * 42,32 = 41,01 \text{ Ton}$$

- Corte resistente

$$V_{máx\ res} = \phi * 0,53 * \sqrt[2]{f'c} * b_z * d_z$$

Para el cálculo del cortante resistente el código ACI 318-14 en la sección 19.2.4.2 establece un factor de reducción  $\phi = 0,85$ .

$$V_{máx\ res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt[2]{280 \frac{kg}{cm^2}} * 200 \text{ cm} * 31,54 \text{ cm} = 47\ 559,18 \text{ kg}$$

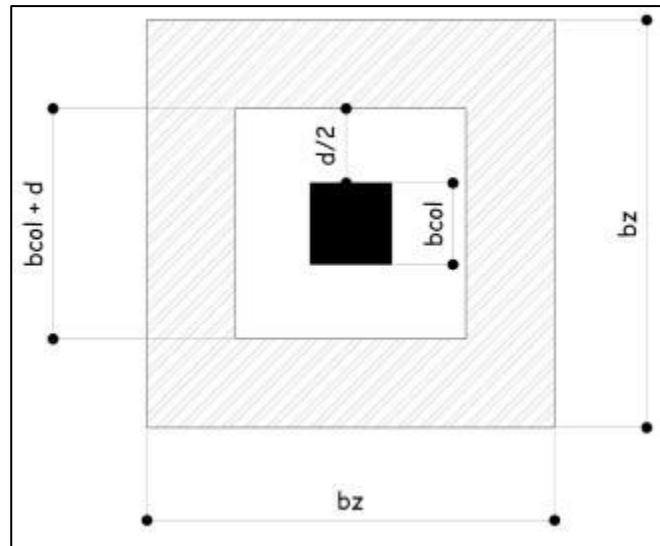
$$V_{máx\ res} = 47,56 \text{ Ton}$$

$V_{máxres} > V_{act}$ , *el espesor propuesto si resiste el corte simple.*

- Corte por punzonamiento

Se produce a una distancia de  $d_z/2$  del perímetro de la columna como resultado de los esfuerzos de corte que la columna trasmite a la zapata.

Figura 139. **Corte punzonante en la zapata concéntrica**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

- Área donde actúa el cortante punzonante en la zapata

$$A_{cp} = A_z - (b_{col} + d_z)^2$$

$$A_{cp} = 4 - (0,40 + 0,31)^2 = 3,49 \text{ m}^2$$

- Perímetro interno del área donde actúa el cortante punzonante en la zapata

$$b_o = 4(b_{col} + d_z); \quad b_o = 4(0,40 + 0,31) = 2,86 \text{ m} = 286 \text{ cm}$$

- Cortante por punzonamiento

$$V_{act} = A_{cp} * q_{diseño}$$

$$V_{act} = 3,49 \text{ m}^2 * 42,32 \text{ Ton} = 147,62 \text{ Ton}$$

- Cortante resistente por punzonamiento

Según el ACI 318-14 en la sección 22.6.5.2, el cortante resistente en dos direcciones por punzonamiento para losas no preesforzadas y zapatas debe ser el menor de;

$$V_{res} = \phi * 0,53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt[2]{f'c} * b_0 * d_z$$

$$V_{res} = 0,27 * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * \phi * \sqrt[2]{f'c} * b_0 * d_z$$

$\alpha_s$  es 40 para columnas interiores, 30 de borde y 20 esquina

$\beta$  = relacion entre el lado corto y lado largo de la seccion de la columna

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * \sqrt[2]{280 \frac{kg}{cm^2}} * 286 \text{ cm} * 31 \text{ cm} = 204\ 157,28 = 204,16 \text{ T}$$

$$V_{res} = 0,27 * \left(2 + \frac{40 * 31}{286}\right) * 0,85 * \sqrt[2]{280 \frac{kg}{cm^2}} * 286 \text{ cm} * 31 \text{ cm} = 222\ 192,53 \text{ kg}$$

$$V_{res} = 222,19 \text{ Ton}$$

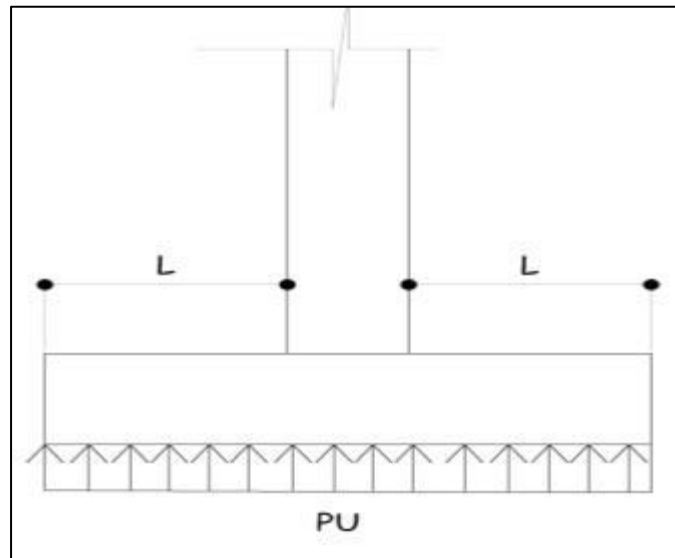
$$V_{máxres} > V_{act} ; 204,16 \text{ Ton} > 147,62 \text{ Ton}$$

El espesor propuesto de la zapata resiste el corte punzonante, por lo tanto, las dimensiones son adecuadas.

- Diseño del refuerzo por flexión
  - Momento flector último  $M_{fu}$

Se define tomando la losa en voladizo como se muestra a continuación:

Figura 140. **Momento flector último sobre la zapata**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

$$M_{fu} = \frac{q_{diseño} * L^2}{2} ; \quad L = \frac{(b_z - b_{col})}{2}$$

$$L = \frac{2 - 0,4}{2} = 0,80 \text{ m}$$

$$M_{fu} = \frac{42,18 \text{ ton} * 0,80^2}{2} = 13,89792 \text{ ton} - m = 138979,2 \text{ kg} - m$$



- Área de acero requerida para el momento flector último

$$A_{SMfu} = \left[ (b_z * d_z) - \sqrt{(b_z * d_z)^2 - \left( \frac{M_u * b_z}{0,003825 * f'c} \right)} \right] * \frac{0,85 * f'c}{f_y}$$

$$A_{SMfu} = \left[ (200_{cm} * 31,54_{cm}) - \sqrt{(200_{cm} * 31,54_{cm})^2 - \left( \frac{18\ 863,77_{kg-m} * 200_{cm}}{0,003825 * 280 \frac{kg}{cm^2}} \right)} \right] * \frac{0,85 * 280 \frac{kg}{cm^2}}{4\ 200 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$A_{SMfu} = 16,18 \text{ cm}^2$$

- Área de acero mínimo

$$A_{smin} = \frac{14 * b_z * d_z}{f_y}$$

$$A_{smin} = \frac{14 * 200 \text{ cm} * 31,54 \text{ cm}}{4\ 200 \frac{kg}{cm^2}} = 21,03 \text{ cm}^2$$

Como el acero  $A_{SMfu}$  es menor que el  $A_{smin}$  entonces se usará el  $A_{smin}$

- Espaciamiento del refuerzo en la cama inferior

El código ACI 318-14 en la sección 8.7.2.2 estipula que para losas no preesforzadas el espaciamiento máximo  $s$  del refuerzo longitudinal corrugado deber ser el menor entre  $2t$  y  $45 \text{ cm}$ .

$$s = 2t = 2 * 45 = 90 \text{ cm}$$

$$s = 45 \text{ cm}$$

$$S_{zinf} = \frac{A_{svarilla} * b_z}{A_s} = \frac{2,85 \text{ cm}^2 * 200 \text{ cm}}{21,03} = 27,10 \text{ cm}$$

Para la cama inferior, se colocarán varillas núm. 6 cada 25 cm, en ambos sentidos.

- Acero por temperatura

Según el código ACI 318-14, en la sección 24.4.3.2, la cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual la 0,0018 cuando se empleen barras corrugadas grado 60.

$$A_{stemp} = 0,0018 * b_z * d_z$$

$$A_{stemp} = 0,0018 * 200 \text{ cm} * 31,54 \text{ cm} = 11,36 \text{ cm}^2$$

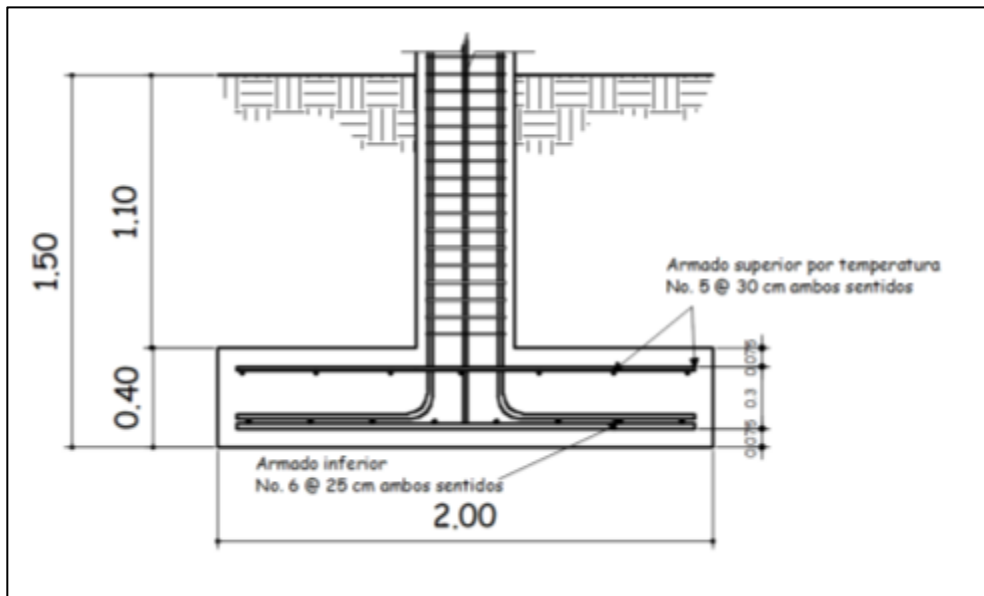
- Espaciamiento del refuerzo en cama superior

En la sección 24.4.3.3, del código ACI establece parámetros para el espaciamiento del refuerzo corrugado de retracción y temperatura el cual no debe exceder al menor de 5 h y 45 cm. Se propone un armado con varilla núm. 5.

$$S_{zsup} = \frac{1,98 \text{ cm}^2 * 200 \text{ cm}}{11,36 \text{ cm}^2} = 34,87$$

Se colocarán barras núm. 5 a cada 30 cm en ambos sentidos, en la cama superior como refuerzo por temperatura.

Figura 141. **Detalle de armado de zapata concéntrica Z-1**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3d 2015.

#### 2.2.6.7.2. Zapata aislada excéntrica Z-2

Se debe diseñar para contrarrestar el momento de volteo que se produce debido a que las cargas que actúan sobre esta no accionan en su centro de masa. A continuación, se presenta el cálculo del diamante, que va sobre una zapata cuadrada.

## Datos

$$M_x = 12,15 \text{ Ton-m}$$

$$M_y = 13,24 \text{ Ton-m}$$

$$P_u = 41,42 \text{ Ton}$$

$$F_{cu} = 1,39$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,48 \text{ Ton/m}^3$$

$$f'_c = 280 \text{ kg /m}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/m}^2$$

$$V_s = 32 \text{ Ton/m}^2$$

$$D_f = 1,50 \text{ m}$$

- Cargas y momentos de trabajo

Se deben pasar la carga y los momentos últimos a carga y momentos de trabajo, por medio del factor de carga última que se describe a continuación:

$$P'_t = \frac{P_{\text{utotal}}}{F_{cu}} \qquad M'_{tx-y} = \frac{M_{ux-y}}{F_{cu}}$$

Donde:

$P'_t$  = carga axial de trabajo sobre la zapata

$M'_{tx-y}$  = momentos de trabajo en el sentido indicado

$P_{\text{utotal}}$  = carga axial última.

$M_{ux-y}$  = momentos últimos en el sentido indicado

$F_{cu}$  = factor de carga última

$$P't = \frac{41,42 \text{ Ton}}{1,39} = 29,80 \text{ Ton}$$

$$M'_{tx} = \frac{12,15 \text{ Ton} - m}{1,39} = 8,74 \text{ Ton} - m$$

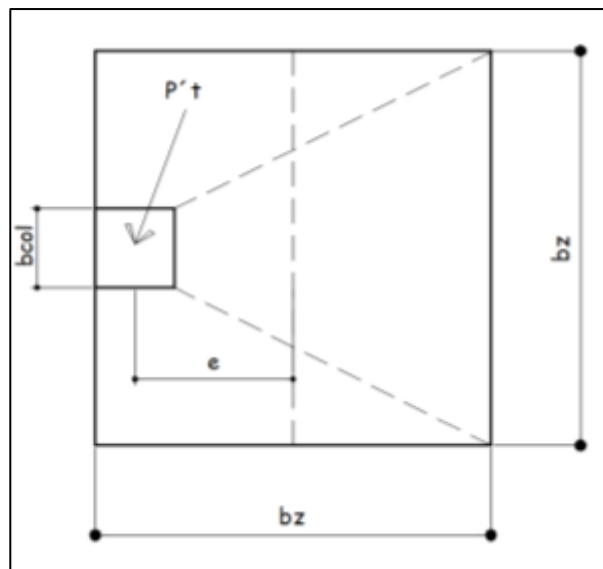
$$M'_{ty} = \frac{13,24 \text{ Ton} - m}{1,39} = 9,53 \text{ Ton} - m$$

- Predimensionamiento

$$A_z = \frac{(1,5 * P_t)}{V_s} = \frac{1,5 * 29,80}{32} = 1,40 \text{ m}^2$$

Se propone utilizar una zapata de 1,85 m \* 1,85 m

Figura 142. **Carga y momentos de trabajo sobre la zapata excéntrica**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

La carga P't centrada en la columna se encuentra a una distancia del centro de:

$$e = \frac{b_z - b_{col}}{2} ; \quad e = \frac{1,85 - 0,4}{2} = 0,73 \text{ m}$$

- Esfuerzos en el suelo: los esfuerzos son el resultado de aplicar 2 fuerzas iguales a P't del sentido contrario, en el centro de gravedad de la base, combinadas con la P't de la columna.

- Esfuerzo de compresión máxima

$$\sigma_c = \frac{P't}{A_z} * \left( 1 + \frac{6 * e}{b_z} \right)$$

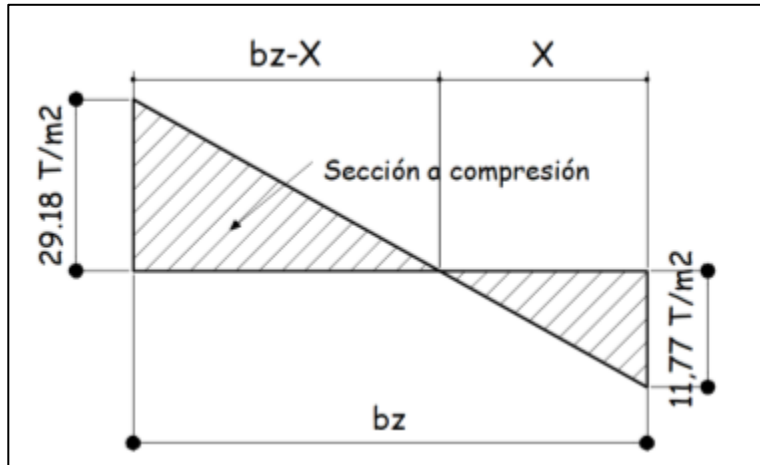
$$\sigma_c = \frac{29,80 \text{ Ton}}{3,42 \text{ m}^2} * \left( 1 + \frac{6 * 0,73}{1,85\text{m}} \right) = 29,18 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

- Esfuerzo de tensión máxima

$$\sigma_t = \frac{P't}{A_z} * \left( 1 - \frac{6 * e}{b_z} \right)$$

$$\sigma_t = \frac{29,80 \text{ T}}{3,42 \text{ m}^2} * \left( 1 - \frac{6 * 0,73}{1,85\text{m}} \right) = -11,77 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Figura 143. Esfuerzo en el suelo



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

- Punto de cambio de esfuerzo: es el punto donde cambia el esfuerzo de compresión a esfuerzo a tensión, el cual se encuentra a una distancia  $X$ ; el resultado de dicha distancia se obtiene mediante la aplicación de triángulos semejantes.

$$X = \frac{(\sigma_t * b_z)}{\sigma_t + \sigma_c} ; X = \frac{11,77 \frac{T}{m^2} * 1,85m}{11,77 \frac{T}{m^2} + 29,18 \frac{T}{m^2}} = 0,53 m$$

- Esfuerzo en el eje neutro: se considera la parte del diagrama que se encuentra a compresión.

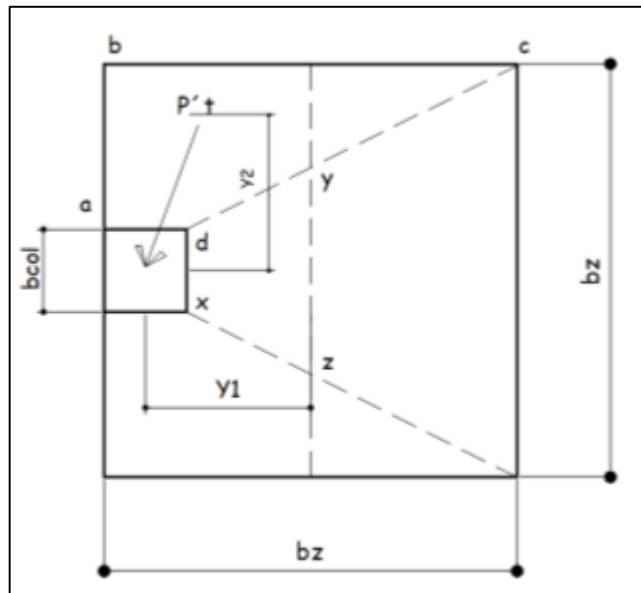
$$\sigma_{neutro} = \frac{\sigma_c * \left(\frac{b_z}{2} - X\right)}{b_z - X}$$

$$\sigma_{neutro} = \frac{29,18 \frac{T}{m^2} * \left( \frac{1,85}{2} - 0,53m \right)}{1,85m - 0,58 m} = 8,71 \frac{T}{m^2}$$

- Altura de diamante: para la altura de diamante, se asume una inclinación de  $\phi = 25^\circ$ .

$$H = \tan \tan (\phi) * (b_z - b_{col}) ; H = \tan \tan (25^\circ) * (1,85 m - 0,40 m) = 0,68 m$$

Figura 144. **Diagrama de zapata excéntrica**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

- Fuerza resultante en el trapecio x-d-y-z

$$P_1 = \sigma_{neutro} * \left( \frac{b_{col} + D_{y-z}}{2} \right) * H$$



Donde:

P1 = fuerza resultante en trapecio que forman los puntos x-d-y-z

$\sigma_{neutro}$  = esfuerzo en el eje neutro

$D_{Y-Z}$  = distancia del punto "y" al punto "z",  $D_{y-z} = 0,93$  m

$$P_1 = 8,71 \frac{T}{m^2} * \left( \frac{.40 m + 0,93 m}{2} \right) * 0,68 m = 3,91 T$$

$P_1$  es aplicada al centro de gravedad del trapecio que forman los puntos x-d-y-z, cuya distancia a la sección x-d es:

$$Y_1 = \frac{H}{3} * \frac{(2 * D_{y-z}) + b_{col}}{D_{y-z} + b_{col}}$$

$$Y_1 = \frac{0,68 m}{3} * \frac{(2 * 0,93) + .40 m}{0,93 m + .40 m} = 0,38 m$$

- Momento M1 provocado por P1

$$M_1 = P_1 * Y_1 ; \quad M_1 = 3,91 Ton * 0,38 m = 1,50 T - m$$

- Esfuerzo en dirección perpendicular a Y1

$$\sigma_{perY1} = \frac{\sigma_c}{2} ; \quad \sigma_{perY1} = \frac{29,18 \frac{T}{m^2}}{2} = 14,59 \frac{T}{m^2}$$

- Área de la superficie a-b-c-d

$$A_{abcd} = \left[ b_{col} * \left( \frac{b_z - b_{col}}{2} \right) \right] + \left[ \frac{(b_z - b_{col}) + (b_z - D_{y-z})}{4} * H \right]$$

$$A_{abcd} = \left[ 40 * \left( \frac{185 - 40}{2} \right) \right] + \left[ \frac{(185 - 40) + (185 - 93)}{4} * 68 \right] = 6\,906,17 \text{ cm}^2 = 0,69 \text{ m}^2$$

- Fuerza resultante en el centro de gravedad de a-b-c-d

$$P_2 = \sigma_{perY1} * A_{abcd} = 14,59 \frac{T}{m^2} * 0,69 \text{ m}^2 = 10,08 \text{ Ton}$$

$P_2$  es aplicada al centro de gravedad del trapecio que forman los puntos a-b-c-d, cuya distancia a la sección x-d es:

$$Y_2 = \frac{D_{a-b}}{3} * \frac{((2 * b_z) + b_{col})}{b_z + b_{col}} ; \quad D_{a-b} = \frac{(b_z - b_{col})}{2}$$

$$D_{a-b} = \frac{185 - 40}{2} = 72,5 \text{ cm} = 0,73 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{0,73 \text{ m}}{3} * \frac{((2 * 1,85 \text{ m}) + 0,40 \text{ m})}{1,85 \text{ m} + 0,40 \text{ m}} = 0,44 \text{ m}$$

- Momento M2 provocado por P2

$$M_2 = P_2 * Y_2 ; \quad M_2 = 10,08 \text{ T} * 0,44 \text{ m} = 4,44 \text{ T} - \text{m}$$

- Diseño de refuerzo

El refuerzo de acero en la base de la zapata con diamante se calcula con la diferencia que existe entre los momentos del análisis estructural y los momentos obtenidos en el diamante.

- Momentos de refuerzo

$$M_{Dx} = M_x - M_1 \qquad M_{Dy} = M_y - M_2$$

$$M_{Dx} = 12,15 - 1,50 = 10,65 \text{ T} - m$$

$$M_{Dy} = 13,24 - 4,44 = 8,80 \text{ T} - m$$

- Carga sobre la zapata

$$P_z = P_t + P_{Columna} + P_{cimiento} + P_{suelo}$$

$$P_z = 29,80 + (0,40 * 0,40 * 7,46 * 2,4) + (1,85 * 1,85 * 0,40 * 2,4) + (1,85 * 1,85 * 1,5 * 1,48) = 43,72T$$

- Comprobación  $e < k$

$$K = \frac{b_z}{6} ; \quad K = \frac{1,85}{6} = 0,31$$

$$e_x = \frac{M_{Dx}}{P_{total}} ; \quad e_x = \frac{10,65 \text{ ton} - m}{43,72 \text{ ton}} = 0,24 ; \quad K \text{ cumple}$$

$$e_y = \frac{M_{Dy}}{P_{total,y}} ; \quad e_y = \frac{8,80}{43,72} = 0,20 ; \quad K \text{ cumple}$$

- Cargas admisibles  $q_{m\acute{a}x}$  y  $q_{min}$

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{P_z}{A_z} + \frac{6M_x}{B^2 * L} + \frac{6M_y}{B^2 * L}$$

$$q_{min} = \frac{P_z}{A_z} - \frac{6M_x}{B^2 * L} - \frac{6M_y}{B^2 * L}$$

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{43,72 T}{(1,85 m)^2} + \frac{6 * 10,65T - m}{(1,85m)^2 * 1,85} + \frac{6 * 8,80 T - m}{(1,85m)^2 * 1,85} = 31,21 \frac{T}{m^2}$$

- Comprobación de condiciones

- $q_{m\acute{a}x} < V_s$  de lo contrario aumentar area de zapata

$$31,20 \frac{T}{m^2} < 32 \frac{T}{m^2}$$

- Presión última de diseño  $q_{dise\tilde{n}o}$

$$q_{dise\tilde{n}o} = q * F_{cu}$$

$$q_{dise\tilde{n}o} = 31,20 \frac{ton}{m^2} * 1,39 = 43,38 Ton/m^2$$

- Peralte efectivo de zapata

La zapata debe tener un peralte efectivo sobre el refuerzo inferior, mayor a 20 cm según ACI 318-14 sección 14.3.2.1, y un recubrimiento de 7,5 cm como

lo especifica la sección 20.6.1.3.1 del ACI. Para este caso se asumirá un peralte de 40 cm. Se propone el uso de varillas No.6 con un diámetro de 1,91 cm.

$$d_z = t_z - rec - \frac{\phi_{varilla}}{2}$$

$$d_z = 0,40m - 0,075m - \frac{0,0191}{2} = 0,3154m = 31,54cm$$

- Chequeo corte simple: la falla suele ocurrir en forma diagonal a 45° medidos a partir del borde de la columna; por lo tanto, el esfuerzo cortante ocurre a una distancia horizontal igual al peralte efectivo de la losa.
  - Área donde actúa el cortante simple en la zapata

$$A_{cs} = b_z * \left( \frac{b_z - b_{col}}{2} - d_z \right)$$

$$A_{cs} = 1,85m * \left( \frac{1,85m - 0,4m}{2} - 0,31m \right) = 0,75m^2$$

- Cortante actuante simple

$$V_{act} = A_{cs} * q_{diseño}$$

$$V_{act} = 0,75m^2 * 43,38 \frac{Ton}{m^2} = 32,86Ton$$

- Cortante resistente

$$V_{m\acute{a}x\ res} = \phi * 0,53 * \sqrt[2]{f'c} * b_z * d_z$$

Para el cálculo del cortante resistente el código ACI 318-14 en la sección 19.2.4.2 establece un factor de reducción  $\phi = 0,85$

$$V_{m\acute{a}x\ res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt[2]{280 \frac{kg}{cm^2}} * 185\ cm * 31,54\ cm = 43\ 992,24\ kg$$

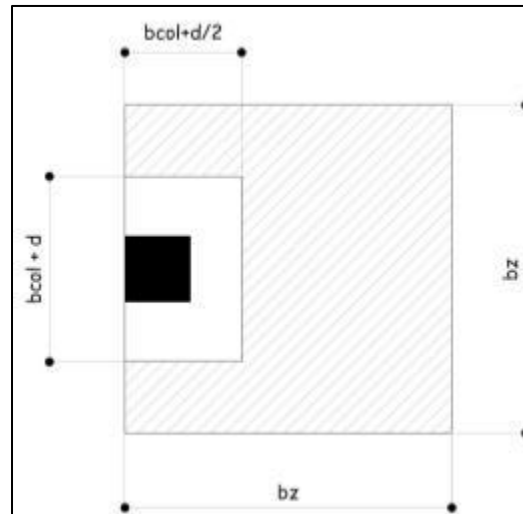
$$V_{m\acute{a}x\ res} = 43,99\ Ton$$

$V_{m\acute{a}x\ res} > V_{act}$ , *el espesor propuesto si resiste el corte simple.*

$$43,99\ Ton > 32,83\ Ton$$

- Corte por punzonamiento: se produce a una distancia de  $d_z/2$  del perímetro de la columna como resultado de los esfuerzos de corte que la columna trasmite a la zapata.

Figura 145. **Corte punzonante en la zapata concéntrica**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

- Área donde actúa el cortante punzonante en la zapata.

$$A_{Cp} = A_z - \left[ (b_{col} + d_z) * \left( b_{col} + \frac{d_z}{2} \right) \right]$$

$$A_{Cp} = 3,42 \text{ m}^2 - \left[ (0,40\text{m} + 0,31 \text{ m}) * \left( 0,40 \text{ m} + \frac{0,31}{2} \right) \right] = 3,02 \text{ m}^2$$

- Perímetro interno del área donde actúa el cortante punzonante en la zapata.

$$b_o = \left[ 2 * \left( b_{col} + \frac{d_z}{2} \right) \right] + (b_{col} + d_z);$$

$$b_o = \left[ 2 * \left( 0,40 \text{ m} + \frac{0,31 \text{ m}}{2} \right) \right] + (0,40 \text{ m} + 0,31 \text{ m}) = 1,83 \text{ m} = 183 \text{ cm}$$

- Cortante por punzonamiento

$$V_{act} = A_{cp} * q_{diseño}$$

$$V_{act} = 3,02 \text{ m}^2 * 43,38 \text{ Ton} = 131,15 \text{ Ton}$$

- Cortante resistente por punzonamiento

Según el ACI 318-14 en la sección 22.6.5.2, el cortante resistente en dos direcciones por punzonamiento para losas no preesforzadas y zapatas debe ser:

$$V_{res} = 0,27 * \left( 2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o} \right) * \phi * \sqrt{f'_c} * b_o * d_z$$

$\alpha_s$  es 40 para columnas interiores, 30 de borde y 20 esquina

$\beta$  = relación entre el lado corto y lado largo de la sección de la columna

$$V_{res} = 0,27 * \left( 2 + \frac{30 * 37}{194} \right) * 0,85 * \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}} * 183 \text{ cm} * 31 \text{ cm} = 197\,215 = 197,215 \text{ T}$$

$$V_{máxres} > V_{act} ; 197,22 \text{ Ton} > 131,15 \text{ Ton}$$

El espesor propuesto de la zapata resiste el corte punzonante; por lo tanto, las dimensiones son adecuadas.

- Diseño del refuerzo por flexión: los esfuerzos transmitidos al suelo producen una reacción, un empuje hacia arriba que provoca momentos flectores. Para soportar los esfuerzos inducidos sobre la zapata se



calcula el momento flector último en cada sentido, para encontrar las áreas de acero de refuerzo necesarias.

- Momento flector último  $M_{fu}$

$$M_{fu} = \frac{q_{diseño} * L_{x-y}^2}{2}; \quad L_x = \frac{(b_z - b_{col})}{2}; \quad L_y = b_z - b_{col}$$

$$L_x = \frac{1,85 - 0,4}{2} = 0,723 \text{ m}$$

$$L_y = 1,85 \text{ m} - 0,4 \text{ m} = 1,45 \text{ m}$$

$$M_{fux} = \frac{42,8 \text{ ton} * 0,73^2}{2} = 11,25 \text{ ton} - \text{m} = 11\,248,17 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{fuy} = \frac{42,80 \text{ ton} * 1,45^2}{2} = 44,99 \text{ ton} - \text{m} = 44\,992,67 \text{ kg} - \text{m}$$

- Área de acero requerida para el momento flector último

$$A_{SMfux-y} = \left[ (b_z * d_z) - \sqrt{(b_z * d_z)^2 - \left( \frac{M_{ufx-y} * b_z}{0,003825 * f'c} \right)} \right] * \frac{0,85 * f'c}{f_y}$$

$$A_{SMfux} = \left[ (185 \text{ cm} * 31,54 \text{ cm}) - \sqrt{(185 \text{ cm} * 31,54 \text{ cm})^2 - \left( \frac{11\,248 \text{ kg-m} * 185 \text{ cm}}{0,003825 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)} \right] * \frac{0,85 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4\,200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{SMfux} = 9,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{SMfuy} = \left[ (185_{cm} * 31,54_{cm}) - \sqrt{(185_{cm} * 31,54_{cm})^2 - \left( \frac{44\,992_{kg-m} * 185_{cm}}{0,003825 * 280 \frac{kg}{cm^2}} \right)} \right] * \frac{0,85 * 280 \frac{kg}{cm^2}}{4\,200 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$A_{SMfuy} = 40,17 \text{ cm}^2$$

- Área de acero mínimo

$$A_{smin} = \frac{14 * b_z * d_z}{f_y}$$

$$A_{smin} = \frac{14 * 185 \text{ cm} * 31,54 \text{ cm}}{4\,200 \frac{kg}{cm^2}} = 19,45 \text{ cm}^2$$

Como el acero  $A_{SMfux}$  es menor que el  $A_{smin}$  entonces se usara el  $A_{smin}$

- Espaciamiento del refuerzo sentido X en la cama inferior

El código ACI 318-14 en la sección 8.7.2.2 estipula que para losas no preesforzadas el espaciamiento máximo  $s$  del refuerzo longitudinal corrugado deber ser el menor entre  $2t$  y  $45 \text{ cm}$  con varilla propuesta núm. 6.

$$s = 2t = 2 * 45 = 90 \text{ cm}$$

$$s = 45 \text{ cm}$$

$$S_{zinf} = \frac{A_{svarilla} * b_z}{A_s} = \frac{2,85 \text{ cm}^2 * 185 \text{ cm}}{19,45} = 18,83 \text{ cm}$$

Para la cama inferior, se colocarán varillas núm. 6 cada 15 cm, en ambos sentidos.

- Espaciamiento del refuerzo sentido Y en la cama inferior

$$S_{zinf} = \frac{A_{svarilla} * b_z}{A_s} = \frac{2,85 \text{ cm}^2 * 185 \text{ cm}}{40,17} = 13,12 \text{ cm}$$

Para la cama inferior se colocarán varillas núm. 6 cada 10 cm, en ambos sentidos.

- Acero por temperatura

$$A_{stemp} = 0,0018 * b_z * d_z$$

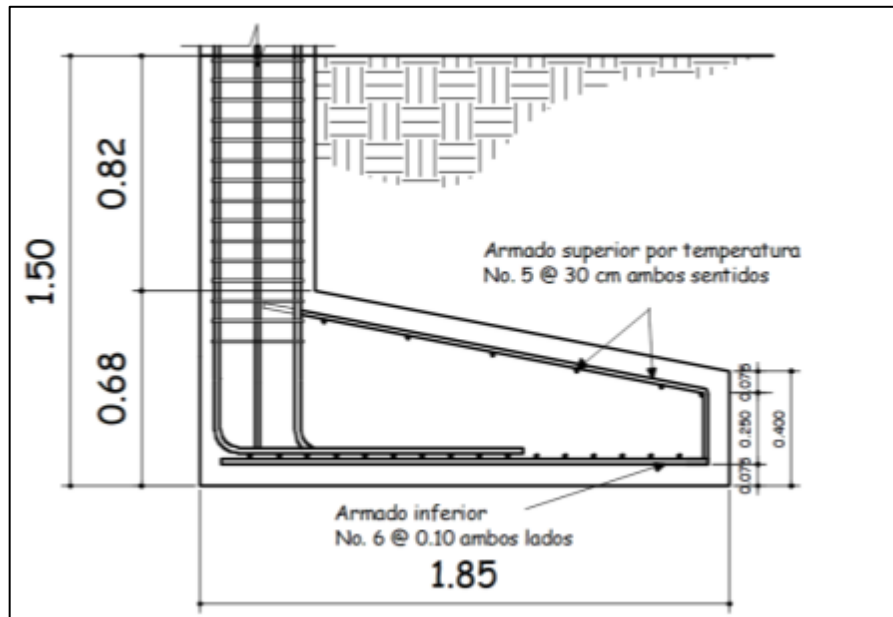
$$A_{stemp} = 0,0018 * 185 \text{ cm} * 31,54 \text{ cm} = 10,50 \text{ cm}^2$$

- Espaciamiento del refuerzo en cama superior

$$S_{zsup} = \frac{1,98 \text{ cm}^2 * 185 \text{ cm}}{10,50 \text{ cm}^2} = 34,87$$

Se colocarán barras núm. 5 a cada 30 cm en ambos sentidos en la cama superior, como refuerzo por temperatura.

Figura 146. **Detalle de armado zapata excéntrica Z-2**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

#### **2.2.6.8. Muros tabiques**

- Diseño de muros tabiques

Los muros se utilizarán para la separación de ambientes. El muro no será de carga, solo sostendrá su propio peso.

- Soleras hidrófugas

Se colocarán soleras de humedad de 0,15 \* 0,20 con 4 varillas núm. 3 + estribos núm. 2 @ 0,15 m.

## 2.2.7. Instalaciones

Las instalaciones deben ser capaces de suplir los requerimientos al que son expuestas; por ello que en el diseño de estas debe considerarse la cantidad de personas que harán uso de los servicios.

### 2.2.7.1. Agua potable

- Subramales: el diámetro a utilizar en los subramales depende de cada aparato sanitario. En la tabla LVII se describe la tubería que se podría usar:
  - Diámetro por utilizar
    - Lavamanos  $\varnothing = \frac{1}{2}$  "
    - Grifo  $\varnothing = \frac{1}{2}$  "
    - Inodoro con tanque  $\varnothing = \frac{1}{2}$  "
    - Mingitorio con tanque  $\varnothing = \frac{1}{2}$  "
- Línea central: en la tabla LVIII se muestra las unidades de gasto de aparatos sanitarios.
  - Primer nivel
    - 7 lavamanos a 1,5 UH = 10,5 UH
    - 9 inodoros con tanque a 5 UH = 45 UH
    - 2 Mingitorios con tanque a 3UH = 6 UH
    - 9 grifo cocina a 3 Uh = 27 UH
    - Total = 88,5 HU

- Segundo nivel
  - 2 grifo cocina a 3 UH = 6 UH
  - 6 lavamanos a 1,5 UH = 9 UH
  - 8 inodoros con tanque a 5 UH = 40 UH
  - 2 Mingitorios con tanque a 3UH = 6 UH
  - Total = 61UH

El total de UH para artefactos con tanque es de 97 y 52,5 para artefactos con válvula, el cual da como resultado un caudal de 3,71 l/s (1,67 l/s para aparatos con tanque y 2,04 con válvula).

El diámetro que se utilizará para la línea principal se determina con la ecuación de Hazen Williams, teniendo como una longitud de tramo de 40 m, diferencia de altura e 4,5 m y tubería de PVC.

$$\phi = \sqrt[4.87]{\frac{1743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * h_f}}$$

$$\phi = \sqrt[4.87]{\frac{1743,811 * 40m * \left(2,81 \frac{l}{s}\right)^{1,85}}{150^{1,85} * 4,5m}} = 1,77 \text{ pulg}$$

Las tuberías empleadas para la configuración de las instalaciones hidráulicas serán de (PVC) color blanco, con diámetros de 2" para la tubería principal, ¾" en las derivaciones, ½" en la acometida final del artefacto.

Se utilizarán llaves de compuerta para cerrar o permitir el paso del fluido, según convenga. La dotación será abastecida con la red comunitaria existente en la aldea Cerro de Oro, Santiago Atitlán, Sololá.

### **2.2.7.2. Drenajes: agua pluvial y aguas negras**

- Instalaciones pluviales: el sistema estará expuesto a la intemperie debido a que el sistema estructural de la edificación corresponde a marcos estructurales y no sería conveniente atravesar los elementos estructurales con esta tubería. Por tanto, se utilizará tubería de tipo PVC y será anclada a las columnas por medio de abrazaderas metálicas.
  
- Instalaciones sanitarias: para determinar el diámetro de línea central del drenaje, se deberán tomar en cuenta el gasto y diámetro de derivaciones simples (ver tablas LIX, LX).
  - Primer nivel
    - 7 lavamanos a 1 UM = 7 UM
    - 9 grifo de cocina 3 UM = 27 UM
    - 9 inodoros con tanque a 4 UH = 36 UM
    - 2 mingitorios con tanque a 2UH = 4 UH
    - Total = 74 UM
  
  - Segundo nivel
    - 6 lavamanos a 1 UM = 6 UM
    - 2 grifo de cocina 3 UM = 6 UM
    - 8 inodoros con tanque a 4 UH = 32 UM

- 2 Mingitorios con tanque a 2UH = 4 UH
- Total = 48UM

Para el drenaje de aguas negras se utilizará tubería PVC de 6 pulgadas para la línea principal y 4 para los ramales ya que recibirá un total de 122 unidades.

- Instalación pluvial

Para determinar la intensidad se avocó a la estación meteorológica de Santiago Atitlán:

$$A = 1\ 020$$

$$B = 4$$

$$n = 0,677$$

$$tr = 25 \text{ años}$$

$$t = 10 \text{ minutos}$$

Por lo tanto, la intensidad de lluvia es la siguiente:

$$i_{Tr} = \frac{1\ 020}{(4 + 10)^{0,677}} = 170,87 \text{ mm/h}$$

En promedio de cada bajada drenará aproximadamente 110 m<sup>2</sup>, el caudal es:

$$Q = \frac{0,90 * 170,87 \frac{mm}{h} * 0,011 \text{ ha}}{360} = 0,005 \frac{m^3}{s} = 5 \text{ l/s}$$



El diámetro a utilizar se determina con la siguiente ecuación:

$$\phi = \left( \frac{691\,000 * Q * n}{s^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Donde:

- Ø: diámetro en cm
- Q: caudal a drenar
- n: coeficiente de rugosidad del PVC (0,009)
- s: pendiente del terreno (1 %)

$$\phi = \left( \frac{691\,000 * 0,005 \frac{m^3}{s} * 0,009}{0,01^{1/2}} \right)^{3/8} = 8,60 \text{ cm} = 3,84 \text{ pulg}$$

Se utilizará tubería de 4 pulgadas para drenar el agua del techo.

Los planos de instalaciones sanitarias correspondientes al drenaje sanitario y pluvial se encuentran detallados en apéndice.

### 2.2.7.3. Electricidad

El sistema eléctrico está constituido por 8 circuitos, cada uno tiene un máximo de 11 lámparas y 8 circuitos de fuerza.

- Iluminación

La instalación cuenta con dos tableros de control, uno en cada nivel. La iluminación se basó en lámparas fluorescentes en 40watts para cada ambiente.

Primer nivel: 42 lámparas en 4 circuitos

Segundo nivel: 42 lámparas en 4 circuitos

Circuitos de iluminación críticos consta de 12 lámparas de 2 \* 40 watts que consumirán 960 watts de potencia.

$$I = \frac{960}{120} = 8$$

Se utilizaron flipones de 15 amperios para los circuitos de iluminación y la instalación se hará con conductores de cobre calibre 12.

- Fuerza

Primer nivel: 40 tomacorrientes en 5 circuitos.

Segundo nivel: 42 tomacorrientes en 5 circuitos.

Circuito crítico 12 tomacorrientes de 200 watts.

$$I = \frac{2\,400}{120} = 20$$

Se utilizarán flipones de 20 amperios para los circuitos de fuerza y la instalación se hará con conductores de cobre calibre 12.

#### **2.2.7.4. Instalaciones especiales**

Se refiere a aquellos sistemas, dispositivos y equipos que se instalan en un ambiente para complementar y mejorar su funcionamiento, según sea el propósito. Entre este proyecto no se aplican.

### **2.2.8. Elaboración de planos**

Entre los planos establecidos para la ejecución del proyecto se contemplan:

- Planta amueblada
- Planta acotada
- Planta de acabados
- Planta de cimentación y columnas
- Planta de armado de losas y vigas
- Plata de instalación eléctrica
- Planta de drenajes: sanitarias y pluviales
- Planta de instalaciones hidráulicas
- Planta de módulo de gradas y rampa
- Detalles generales

Estos se encontrarán en apéndices.

### **2.2.9. Elaboración de presupuesto**

Se aplicó lo del inciso 2.1.9.

Tabla CXVIII. **Presupuesto del edificio de dos niveles para el mercado comunal en la aldea de Cerro de Oro, Santiago Atitlán, Sololá**

MUNICIPALIDAD DE SANTIAGO ATITLÁN						
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA						
FACULTAD DE INGENIERÍA						
DISEÑO DE EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN AL ALDEA CERRO DE ORO SANTIAGO ATITLÁN SOLOLÁ						
no	RENLÓN DE TRABAJO	UNIDAD	CANTIDAD	P/U	SUB TOTAL	TOTAL POR RENGLON
<b>A</b>	<b>PRELIMINAR</b>					<b>Q 27 776,58</b>
A.1	Limpia Trazo y estaqueado	m2	521,92	Q 53,22	Q 27 776,58	
<b>B</b>	<b>CIMENTACION</b>					<b>Q 230 284,76</b>
B.1.1	Excavación					
B.1.3	Excavación de zapata	M3	162,00	Q 79,59	Q 12 893,58	
B.2	Armado y colocación de concreto					
B.2.1	Zapata tipo 1	U	14,00	Q 5 970,85	Q 83 591,90	
B.2.1	zapata tipo 2	U	13,00	Q 6 207,63	Q 80 699,19	
B.2.5	armado y colocación de concreto en solera hidrófuga	ml	271,12	Q 138,86	Q 37 647,72	
B.2.6	relleno y compactación de zanjeo	M3	243,00	Q 63,59	Q 15 452,37	
<b>C</b>	<b>COLUMNAS</b>					<b>Q 255 709,07</b>
C.1	Columna C-1	ml	229,50	Q 1 032,23	Q236 896,79	
C.2	Columna c-2	ml	24,00	Q 158,84	Q 3 812,16	
C.3	Columna c-3	ml	114,00	Q 131,58	Q 15 000,12	
<b>D</b>	<b>SOLERAS</b>					<b>Q 31 943,36</b>
D.3	solera humedad	ml	271,12	Q 117,82	Q 31 943,36	
<b>E</b>	<b>MUROS</b>					<b>Q 379 776,36</b>
E.1	Levantado de muro tipo tabique de Block Clase C 0,14mx0,19mx0,39 m	m2	1545,60	Q 230,17	Q355 750,75	
E.2	tabiques	m2	134,06	Q 179,21	Q 24 025,61	
<b>F</b>	<b>LOSA</b>					<b>Q 564 406,27</b>
F.1	encofrado armado y colocación de concreto en losas	m2	996,48	Q 566,40	Q564 406,27	
<b>G</b>	<b>VIGAS</b>					<b>Q 357 345,15</b>
G.1	viga tipo 1X (segundo nivel )	ml	17,10	Q 805,76	Q 13 778,50	
G.2	VIGA TIPO 2X (segundo nivel)	ml	22,80	Q 815,51	Q 18 593,63	
G.3	VIGA TIPO 3X (segundo nivel)	ml	22,80	Q 815,51	Q 18 593,63	
G.4	VIGA TIPO 4X (segundo nivel)	ml	22,80	Q 815,51	Q 18 593,63	
G.5	VIGA TIPO 5X (segundo nivel)	ml	22,80	Q 815,51	Q 18 593,63	
G.6	VIGA TIPO 6X (segundo nivel)	ml	22,80	Q 815,51	Q 18 593,63	
G.7	VIGA TIPO 1Y (segundo nivel)	ml	35,00	Q 805,58	Q 28 195,30	
G.8	VIGA TIPO 2Y (segundo nivel)	ml	28,00	Q 787,29	Q 22 044,12	
G.9	VIGA TIPO 3Y (segundo nivel)	ml	30,00	Q 805,58	Q 24 167,40	
G.10	viga tipo 1X (primer nivel )	ml	17,10	Q 849,02	Q 14 518,24	
G.11	VIGA TIPO 2X (primer nivel)	ml	22,80	Q 849,02	Q 19 357,66	
G.12	VIGA TIPO 3X (primer nivel)	ml	4,00	Q 839,84	Q 3 359,36	
G.13	VIGA TIPO 4X (primer nivel)	ml	22,80	Q 852,13	Q 19 428,56	
G.14	VIGA TIPO 5X (primer nivel)	ml	22,80	Q 852,13	Q 19 428,56	
G.15	VIGA TIPO 6X (primer nivel)	ml	22,80	Q 846,46	Q 19 299,29	
G.16	VIGA TIPO 1Y (primer nivel)	ml	35,00	Q 824,49	Q 28 857,15	
G.17	VIGA TIPO 2Y (primer nivel)	ml	28,00	Q 824,49	Q 23 085,72	
G.18	VIGA TIPO 3Y (primer nivel)	ml	35,00	Q 824,49	Q 28 857,15	
<b>H</b>	<b>INSTALACIONES</b>					<b>Q 168 478,05</b>
H.1	Instalaciones sanitaria	global	102,00	Q 505,08	Q 51 518,16	
H.2	instalación eléctrica fuerza	global	1,00	Q27 723,98	Q 27 723,98	
H.3	instalación eléctrica iluminación	global	1,00	Q65 034,42	Q 65 034,42	
H.4	instalación pluvial	global	1,00	Q11 946,45	Q 11 946,45	
H.5	instalación hidráulica	global	1,00	Q12 255,04	Q 12 255,04	

Continuación de la tabla CXVIII.

I	ACABADOS					Q 720 686.12
I.1	puertas					
I.1.1	Puerta p1	U	1,00	Q 4 411,21	Q 4 411,21	
I.2.1	Puerta P2	U	1,00	Q 2 084,86	Q 2 084,86	
I.1.3	Puerta P3	U	14,00	Q 1 857,70	Q 26 007,80	
I.1.4	Puerta P4	U	3,00	Q 1 914,56	Q 5 743,68	
I.1.5	Puerta P5	UU	2,00	Q 3 276,31	Q 6 552,62	
I.1.6	Puerta P6	U	8,00	Q 2 413,76	Q 19 310,08	
I.1.7	Puerta P7	U	1,00	Q 3 210,66	Q 3 210,66	
I.1.8	Puerta P8	U	2,00	Q 3 135,91	Q 6 271,82	
I.1.9	Puerta P9	U	1,00	Q 2 696,51	Q 2 696,51	
I.2	VENTANAS					
I.2.1	Ventana V-1	U	29,00	Q 1 336,43	Q 38 756,47	
I.2.2	Ventana V-2	U	1,00	Q 621,59	Q 621,59	
I.2.3	Ventana V-3	U	4,00	Q 876,17	Q 3 504,68	
I.2.4	Ventana V-4	U	2,00	Q 724,59	Q 1 449,18	
I.2.5	Ventana V-5	U	2,00	Q 603,63	Q 1 207,26	
I.2.6	Ventana V-6	U	1,00	Q 1 558,10	Q 1 558,10	
I.2.7	ventana V-7	U	4,00	Q 1 203,47	Q 4 813,88	
I.2.8	Ventana V-8	U	1,00	Q 1 106,95	Q 1 106,95	
I.3	Piso					
I.3.1	nivelación e instalación de piso cerámico antideslizante primer nivel color baldosa 043x043	m2	478,80	Q 259,73	Q124 358,72	
I.3.2	instalación de piso cerámico antideslizante 2 nivel color baldosa 0,43x0,43	m2	478,80	Q 153,08	Q 73 294,70	
I.3.3	relleno con selecto segundo nivel servicios sanitarios	m2	35,16	Q 39,63	Q 1 393,39	
I.3.4	piso torta de concreto primer nivel	m2	22,80	Q 304,03	Q 6 931,88	
I.4	repello en pared y cielo	m2	4048,00	Q 67,83	Q274 575,84	
I.5	cernido	m2	3662,40	Q 30,26	Q110 824,22	
J	GRADAS Y RAMPA					Q 66 072.55
J.1	GRADAS	global	1,00	Q29 729,46	Q 29 729,46	
J.2	RAMPA	global	1,00	Q36 343,09	Q 36 343,09	
K	Limpieza	global	1,00	Q 6 394,68	Q 6 394,68	Q 6 394.68
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO</b>						<b>Q2 808 872.95</b>

Fuente: elaboración propia.

Tabla CXIX. **Cronograma físico-financiero del edificio de dos niveles para el mercado comunal en la aldea de Cerro de Oro, Santiago Atitlán, Sololá**

MUNICIPALIDAD DE SANTIAGO ATITLÁN, SOLOLÁ										
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA										
FACULTAD DE INGENIERIA										
CONSTRUCCION DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL DEL CERRO DE ORO, SANTIAGO ATITLÁN										
CRONOGRAMA FISICO -FINANCIERO										
No.	REGLON	MES 1	MES 2	MES 3	MES4	MES 5	MES 6	MES 7	MES 8	TOTAL POR REGLON
A	PRELIMINARES	■								Q27,776.58
B	CIMENTACIÓN	■	■	■	■					Q230,284.76
C	COLUMNAS			■	■	■	■			Q255,709.07
D	SOLERAS				■	■	■	■		Q31,943.36
E	MUROS				■	■	■	■		Q379,776.36
F	LOSAS					■	■	■	■	Q564,406.27
G	VIGAS					■	■	■	■	Q357,345.15
H	INSTALCIONES							■	■	Q168,478.05
I	ACABADOS							■	■	Q720,686.12
J	GRADAS Y RAMPA							■	■	Q66,072.55
K	LIMPIEZA GENERAL								■	Q6,394.68
COSTO TOTAL DEL PROYECTO										Q2,808,872.95

Fuente: elaboración propia.

### 2.2.10. Evaluación de impacto ambiental

Para evaluar el impacto que tendrá la edificación, se utilizó la matriz de Leopold, se consideró que el centro de capacitación en salud está ubicado a las orillas del casco urbano del municipio y que es una construcción nueva.

Tabla CXX. **Matriz de Leopold simplificada para la edificación mercado comunal de dos niveles para la aldea Cerro de oro**

Elementos ambientales	Período de construcción			Período de funcionamiento		
	A	B	N	A	B	N
1. Medio ambiente						
1 Tierras						
A. Topografía			*			*
B. suelo		-			+	
C. Erosión y sedimentación			*			*
1 Microclima			*			*
1 Agua						
A. Ríos			*			*
B. Aguas subterráneas			*			*
C. Fuentes			*			*
D. Calidad de agua			*			*
1 Ecosistema						
A. Flora						
A.a Vegetación natural	--			-		
A.b Cultivos			*			*
B. Fauna						
B.a Mamíferos y aves	-			-		
B.b Peces y/o organismo acuáticos			*			*
C. Biodiversidad						
C.a peligro de extinción			*			*
C.b Especies migratorias		-		-		
2 Medio ambiente social-económico						
2 Población						
A. Población en peligro	-				+	
B. Población migratoria		+				*
2 Uso de tierra	-				+	
2 Uso de agua		+			+	
2 Actividades productivas						
A. Agricultura	-					*
B. Pecuaria			*			*
C. Pesca			*			*
D. Agroindustria			*			*
E. Mercado y comercio.			*			*
3 Empleo		++			++	
3 Aspectos culturales			*		+	
3 Problemas ambientales						
3 Contaminación de aire	--					*
3 Contaminación de agua	-					*
3 Contaminación del suelo	--					*
3 Ruido y vibración	--					*
4 Hundimiento del suelo			*			*
4 Mal olor			*			

Fuente: elaboración propia.

La tabla CXX muestra la terminología usada en la matriz de Leopold.

De acuerdo a la matriz de Leopold se determinó que el efecto negativo al ambiente se dará en la fase de construcción del edificio. Se tomarán las siguientes medidas de mitigación:

- Elaboración de rutas alternas de transporte de tierras, materiales, para la prevención de accidentes.
- Proporcionar al personal de construcción el equipo adecuado para la reducción de riesgo de accidentes.
- Informar a los habitantes del municipio acerca de la construcción y las rutas en las que se transitaran tanto camiones de volteo como maquinaria pesada.
- Limpiar el área de construcción al finalizar cada jornada laboral.





## CONCLUSIONES

1. El Ejercicio Profesional Supervisado permite que al estudiante universitario aplicar directamente los conocimientos y métodos adquiridos durante la formación académica en la solución de problemas reales que se presentan en el planteamiento y ejecución de un proyecto, razón por la que es importante que la Facultad de Ingeniería siga fomentando esta alternativa de graduación.
2. De acuerdo al diagnóstico de necesidades de servicios básicos, saneamiento e infraestructura realizado en el municipio de Santiago Atitlán, se determinó que estas necesidades se encuentran orientadas hacia las áreas de infraestructura educación y comercio, razón por lo cual se desarrollaron los proyectos, dentro del programa del Ejercicio Profesional Supervisado.
3. Se realizó el análisis estructural de las edificaciones utilizando el método de Kani y como comprobación con el software ETABS 2015. Se obtuvo en la mayoría de tramos un error del 15%. Para efectos de diseño se tomarán los resultados obtenidos por el método de Kani por ser más conservador.
4. La construcción del mercado en la Aldea Cerro de Oro beneficiará a los pobladores del lugar, ya que tendrán un lugar adecuado en donde realizar sus actividades comerciales, brindándole a cada uno un puesto de venta específico. Tanto la municipalidad como el COCODE deberán

gestionar el financiamiento para llevarlo a la realidad en el menor tiempo posible.

## RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Santiago Atitlán:

1. Proveer el mantenimiento periódico a las edificaciones para evitar el deterioro de las edificaciones, para que se garantice el buen funcionamiento de las instalaciones durante su vida útil.
2. Ejecutar las obras aplicando estrictamente lo detallado en planos, para no afectar el funcionamiento óptimo de los proyectos.
3. Utilizar materiales de construcción con las calidades y especificaciones contenidas en planos, que el ejecutor del proyecto sea un profesional calificado para realizar un trabajo de calidad óptimo.
4. No realizar cambios a los planos ni diseño del proyecto sin previa consulta y aprobación por parte de un profesional capacitado.
5. Contratar personal con experiencia en ejecución y supervisión, esto con el fin de garantizar la seguridad laboral y correcta construcción.



## BIBLIOGRAFÍA

1. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de Seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2010. 75 p.
2. BAZÁN, Enrique; MELI, Robert. *Diseño sísmico de edificios*. México: Limusa, 1985. 313 p.
3. DAS, Braja M. *Fundamento de ingeniería de cimentaciones*. 7a ed. México: Cengage Learning, 2011. 796 p.
4. GONZÁLEZ CUEVAS, Oscar. *Análisis estructural*: México: Limusa, 2002. 200 p.
5. HIBBELER, Russel Charles. *Análisis estructural*. 8a ed. México: Pearson, 2012. 664 p.
6. Instituto Americano del Concreto, comité 318. *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-14)*, Estados Unidos: ACI. 2014. 587 p.
7. Ministerio de Educación. *Manual de criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales*. Guatemala: MINEDUC, 2016. 162 p.

8. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Colombia: McGraw-Hill Interamericana, 2001. 722 p.
9. MCCORMAC, Jack; BROWN, Rusell. *Diseño de concreto reforzado*. 8a ed. México: Alfaomega, 2011. 724 p.
10. RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para instalaciones sanitarias para edificios*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. 2007. 129 p.

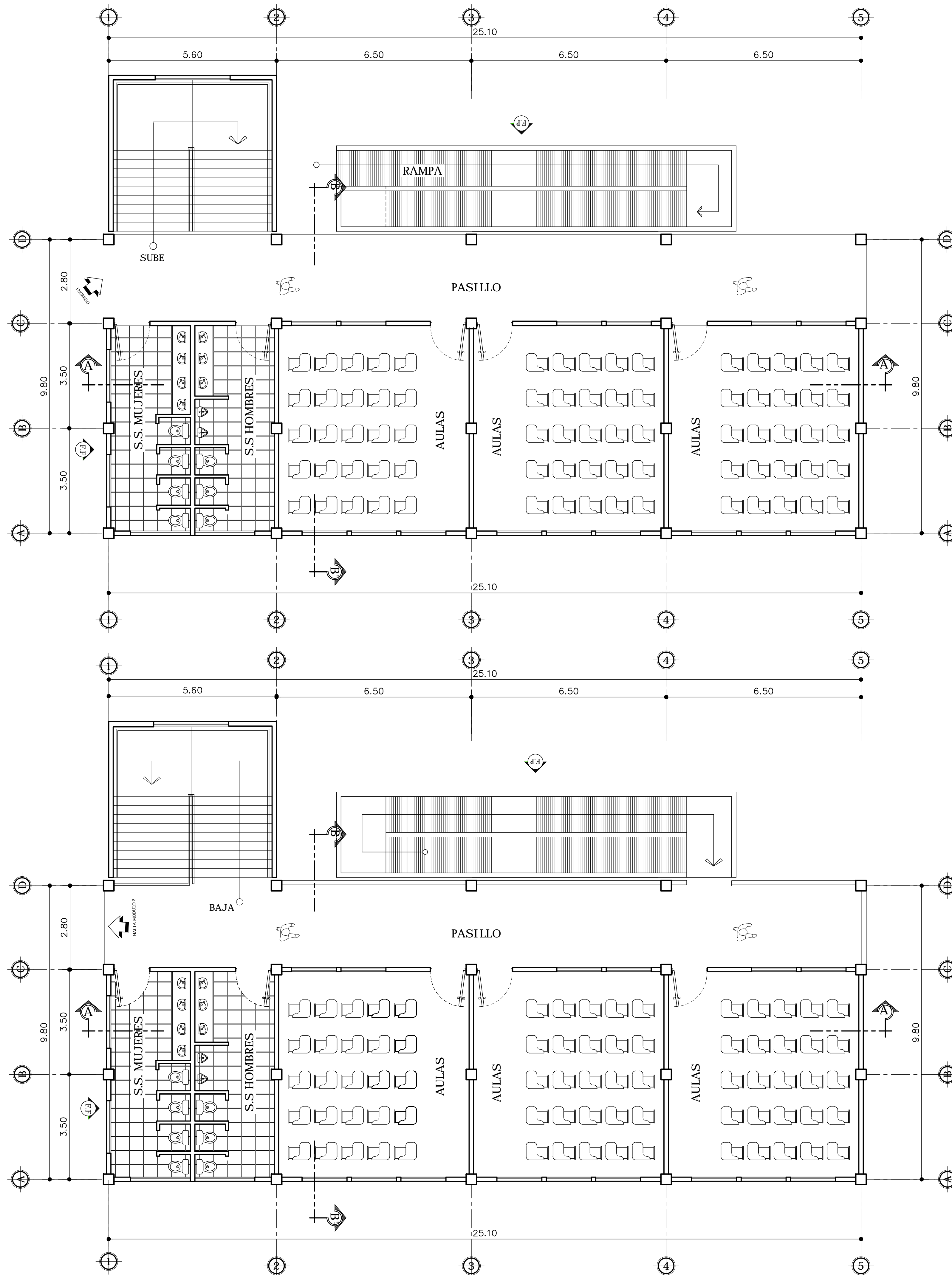
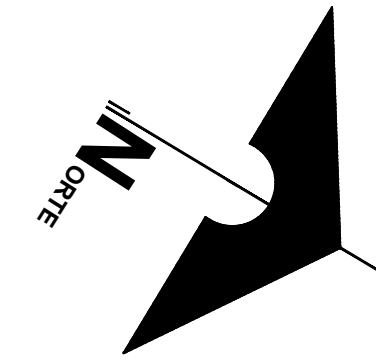
## **APÉNDICES**

### **Apéndice 1. Planos constructivos edificio centro de capacitación en salud**

Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3d 2015.




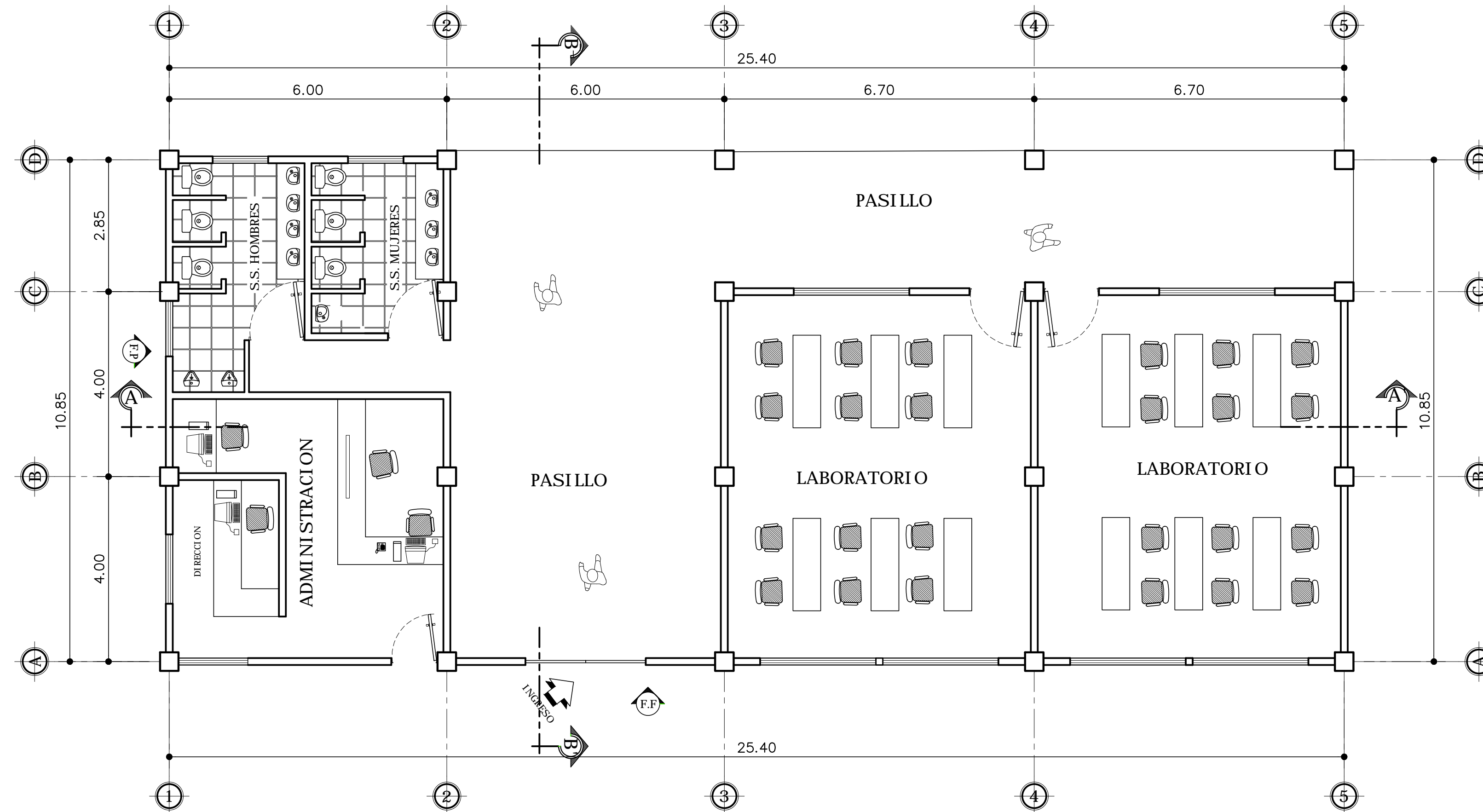




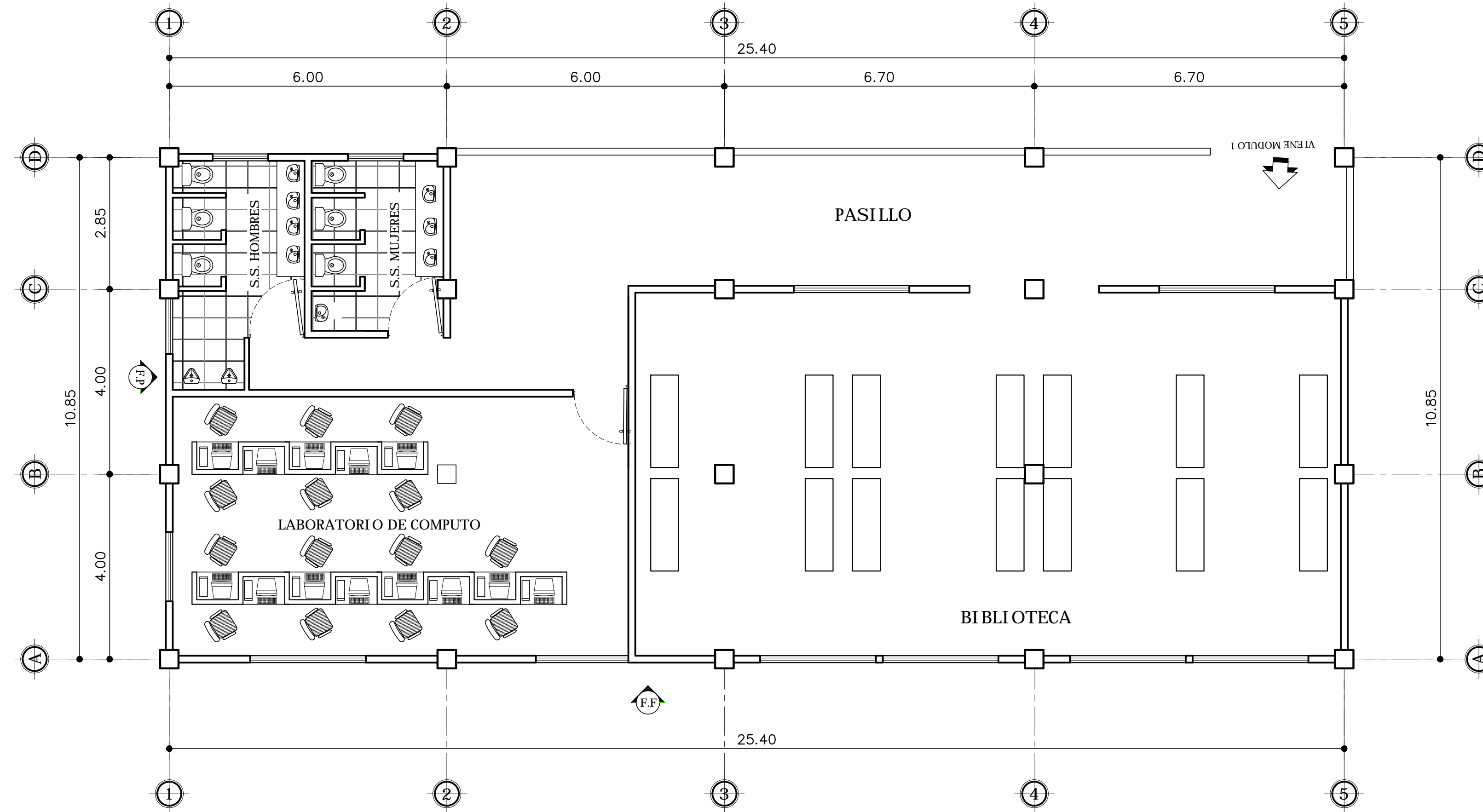
PLANTA AMUEBLADA  
PRIMER NIVEL-MODULO 1  
ESCA: 1/75

PLANTA AMUEBLADA  
SEGUNDO NIVEL-MODULO 1  
ESCA: 1/75


		<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
		PROYECTO: <b>DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUKMUK</b>	
NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES		CARNE: 201213357	
DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN	CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN	DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN	
CONTENIDO: PLANTA AMUEBLADA PRIMER Y SEGUNDO NIVEL			
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR		ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES EPESISTA - INGENIERIA CIVIL	
ESCALA: INDICADA		FECHA: NOV 2019	
ARQUITECTURA: <input checked="" type="checkbox"/>		<b>HOJA</b>	
ESTRUCTURA: <input type="checkbox"/>		1 / 9	
INSTALACIONES: <input type="checkbox"/>		1 / 26	

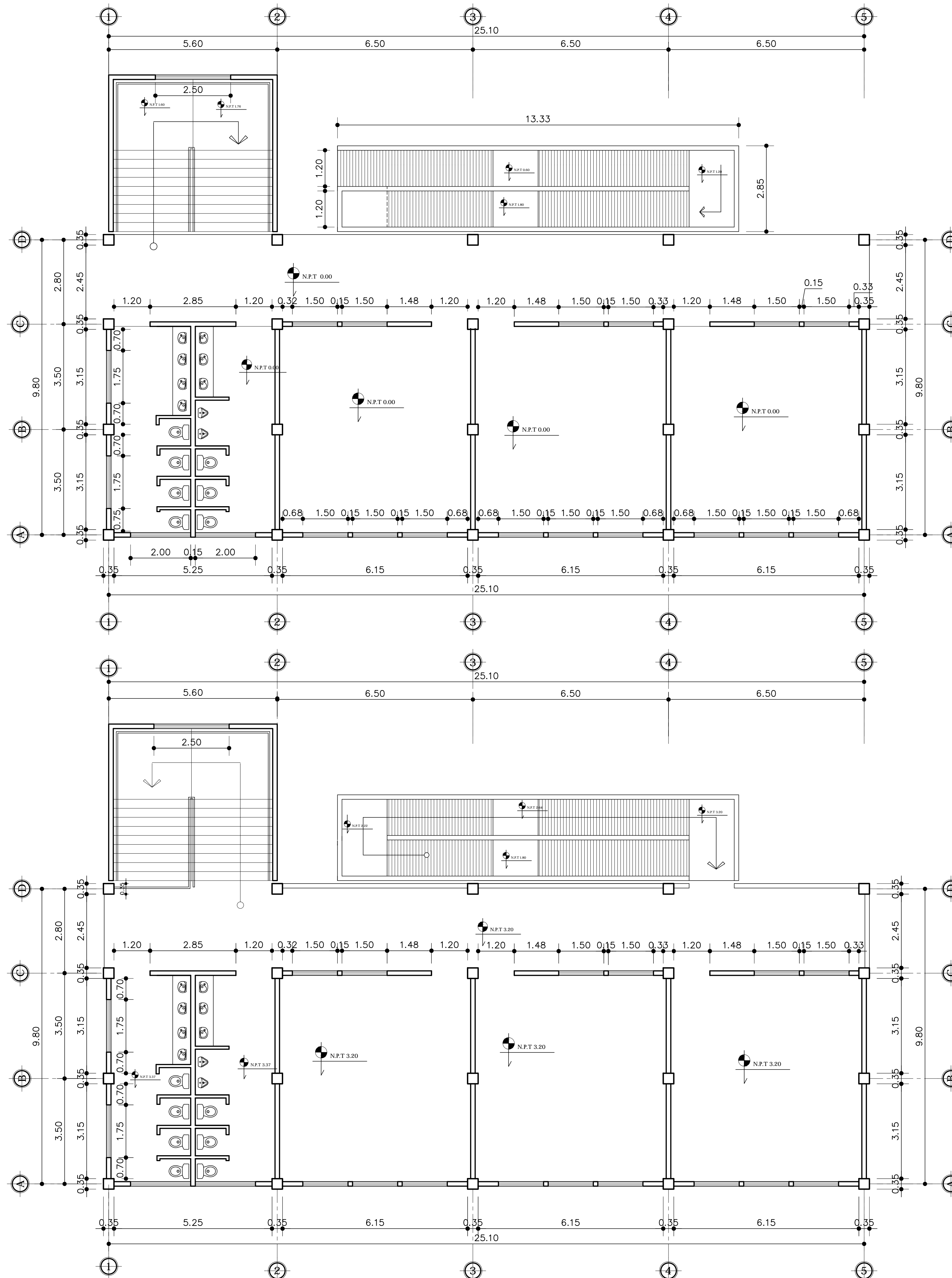
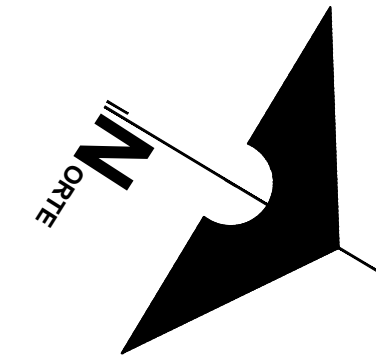


**PLANTA AMUEBLADA -**  
PRIMER NIVEL-MODULO 2  
ESC:1/75



**PLANTA AMUEBLADA -**  
SEGUNDO NIVEL-MODULO 2  
ESC:1/75

	<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO					
	PROYECTO: <b>DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK</b>					
NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES      CARNE: 201213357		ESCALA: INDICADA				
DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN      CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN      DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN		FECHA: NOV 2019				
CONTENIDO: <b>PLANTA AMUEBLADA PRIMER Y SEGUNDO NIVEL</b>		<b>HOJA</b> ARQUITECTURA: <input checked="" type="checkbox"/> ESTRUCTURA: <input type="checkbox"/> INSTALACIONES: <input type="checkbox"/>				
ING. JUAN MERCK COS      ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES ASESOR-SUPERVISOR      EPEPISITA - INGENIERIA CIVIL		<table border="1"> <tr> <td>2</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>9</td> <td>26</td> </tr> </table>	2	2	9	26
2	2					
9	26					

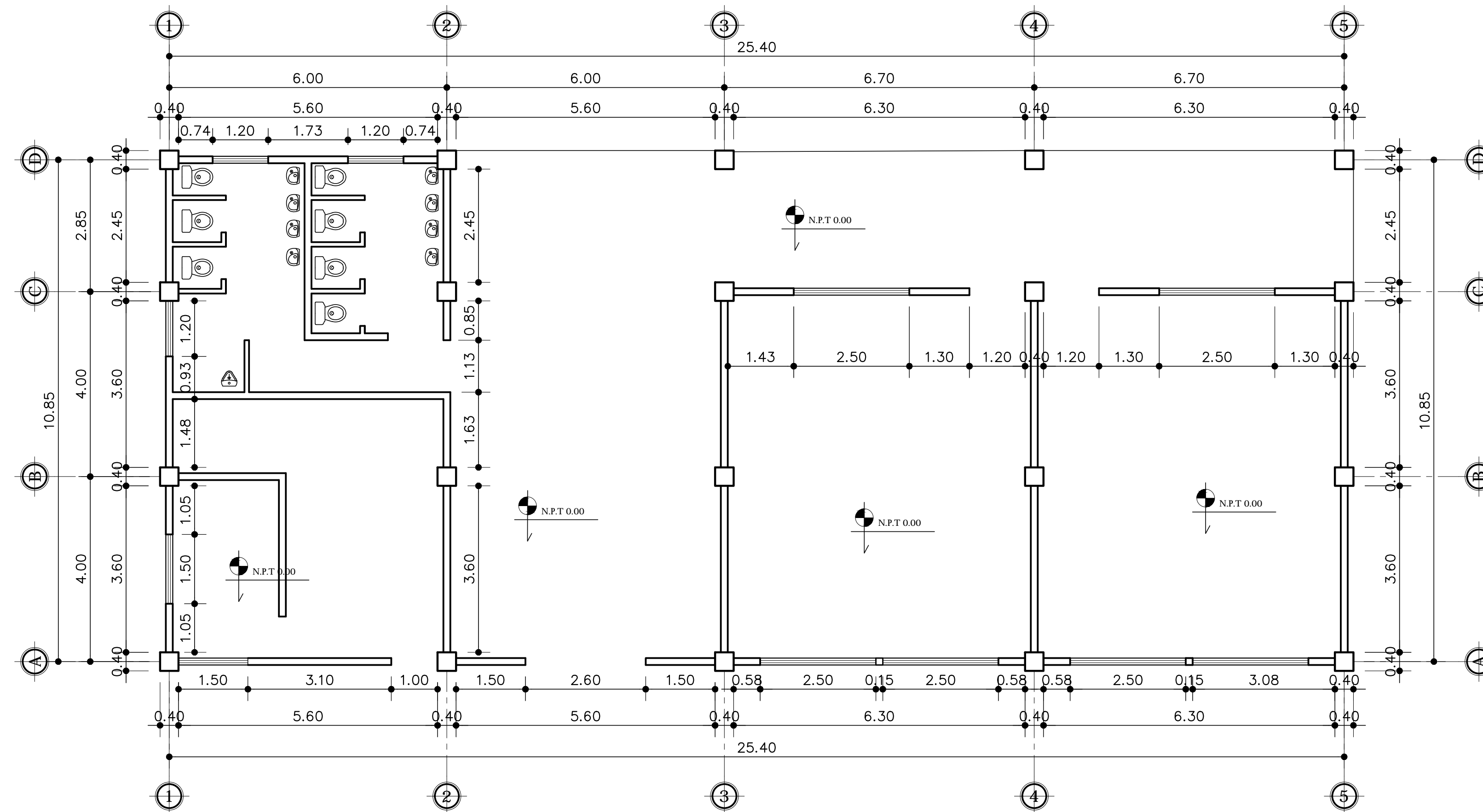


PLANTA ACOTADA  
PRIMER NIVEL-MODULO 1  
ESCA: 1/75

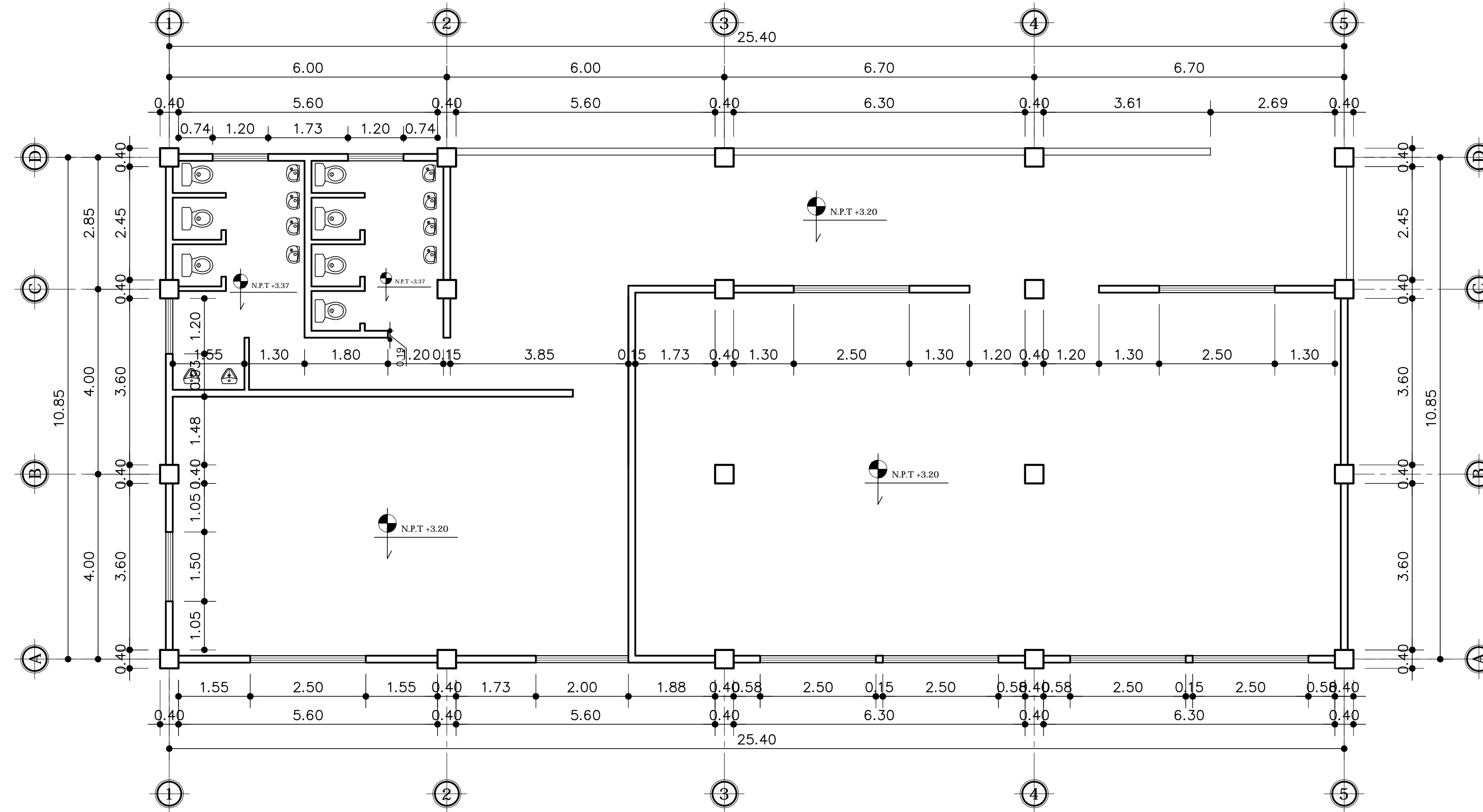
PLANTA ACOTADA  
SEGUNDO NIVEL-MODULO 1  
ESCA: 1/75

		<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b>	
		FACULTAD DE INGENIERIA	
		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: <b>DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK</b>			
NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES		CARNE: 201213357	
DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN	CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN	DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN	
CONTENIDO: PLANTA ACOTADA PRIMER Y SEGUNDO NIVEL			
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR		ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES EPELISTA - INGENIERIA CIVIL	
ESCALA: INDICADA		FECHA: NOV 2019	
HOJA		ARQUITECTURA: <input checked="" type="checkbox"/>	
		ESTRUCTURA: <input type="checkbox"/>	
		INSTALACIONES: <input type="checkbox"/>	
3/9		3/26	

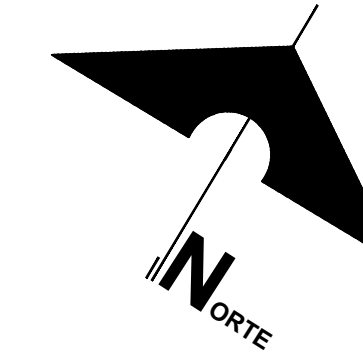




**PLANTA ACOTADA -**  
PRIMER NIVEL-MODULO 2  
ESCA:1/75



**PLANTA ACOTADA -**  
SEGUNDO NIVEL-MODULO 2  
ESCA:1/75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES  
PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD  
EN LA COMUNIDAD CHUK MUK

ESCALA:  
INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

FECHA:  
NOV 2019

DISEÑO:  
ALLAN JAVIER JURACÁN

CALCULO:  
ALLAN JAVIER JURACÁN

DIBUJO:  
ALLAN JAVIER JURACÁN

HOJA

CONTENIDO: PLANTA ACOTADA PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

ARQUITECTURA:   
ESTRUCTURA:   
INSTALACIONES:

ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPESISTA - INGENIERIA CIVIL

4 / 4  
9 / 26

TMB	INDICA ACABADO DE CIELO
MR-B	INDICA ACABADO DE MURO
PC	INDICA ACABADO DE PISO

### PLANILLA DE PUERTAS MODULO 1 Y 2

TIPO	ANCHO	ALTO	UNIDAD	OBSERVACIONES.
P1	1.20	2.40	19	Metal
P2	0.90	2.40	1	Metal
P3	0.70	2.40	26	Metal
P4	1.00	2.40	1	Metal
P5	2.60	2.4	1	Metal

### PLANILLA DE VENTANAS

TIPO	SILLAR	DINTEL	UNIDAD	ANCHO	ALTO	MATERIAL
V1	1.20	2.40	30	1.50	1.20	METAL + VIDRIO LIISO DE 4 mm.
V2	2.00	2.40	4	1.75	0.40	METAL + VIDRIO LIISO DE 4 mm.
V3	1.20	2.40	13	2.50	1.20	METAL + VIDRIO LIISO DE 4 mm.
V4	2.00	2.40	6	1.20	0.40	METAL + VIDRIO LIISO DE 4 mm.
V5	1.20	2.40	2	1.50	1.20	METAL + VIDRIO LIISO DE 4 mm.
V6	1.20	2.40	1	2.00	1.20	METAL + VIDRIO LIISO DE 4 mm.
V7	2.00	3.50	1	2.50	1.50	METAL + VIDRIO LIISO DE 4 mm.

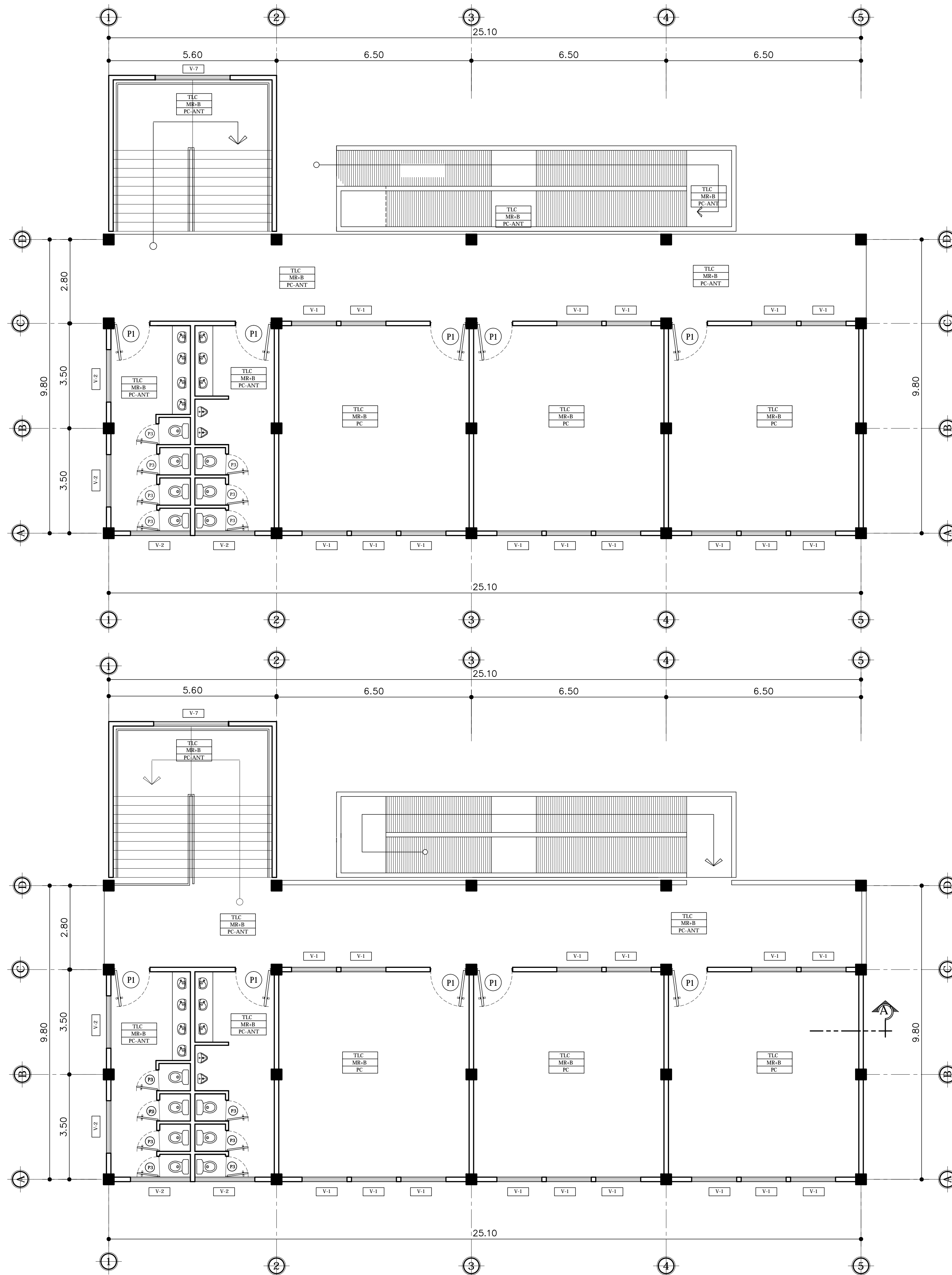
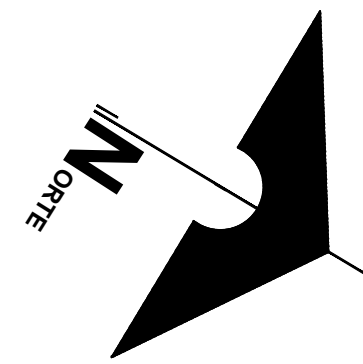
### NOMENCLATURA

SIMBOLO	SIGNIFICADO
TLC	TECHO DE LOSA DE CONCRETO + REPELLO BLANCO
MR+B	MURO DE BLOCK + REPELLO + BLANQUEADO
MR	MURO DE BLOCK + REPELLO
PC	PISO CERAMICO ( COLOR BALDOSA )
TC	TORTA DE CONCRETO (LOSA RAMPA)
----	AZULEJO DE COLOR VARIABLE ALTURA VARIABLE
P1	INDICA TIPO DE PUERTA
V-1	INDICA TIPO DE VENTANA

#### NOTA

#### ALURA DE AZULEJO EN BAÑOS.

- \* AZULEJO EN AREA DE LA DUCHA h=2.20 Mts.
- \* AZULEJO EN AREA DEL RETRETE h=1.20 Mts.
- \* AZULEJO EN AREA DE LAVAMANOS h=0.30 Mts. APARTIR DEL MUEBLE TERMINADO



### PLANTA DE ACABADOS

PRIMER NIVEL-MODULO 1

ESCA:1/75

### PLANTA DE ACABADOS

SEGUNDO NIVEL-MODULO 1

ESCA:1/75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK

ESCALA: INDICADA

FECHA: NOV 2019

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN

CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN

DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

CONTENIDO: PLANTA DE ACABADOS PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

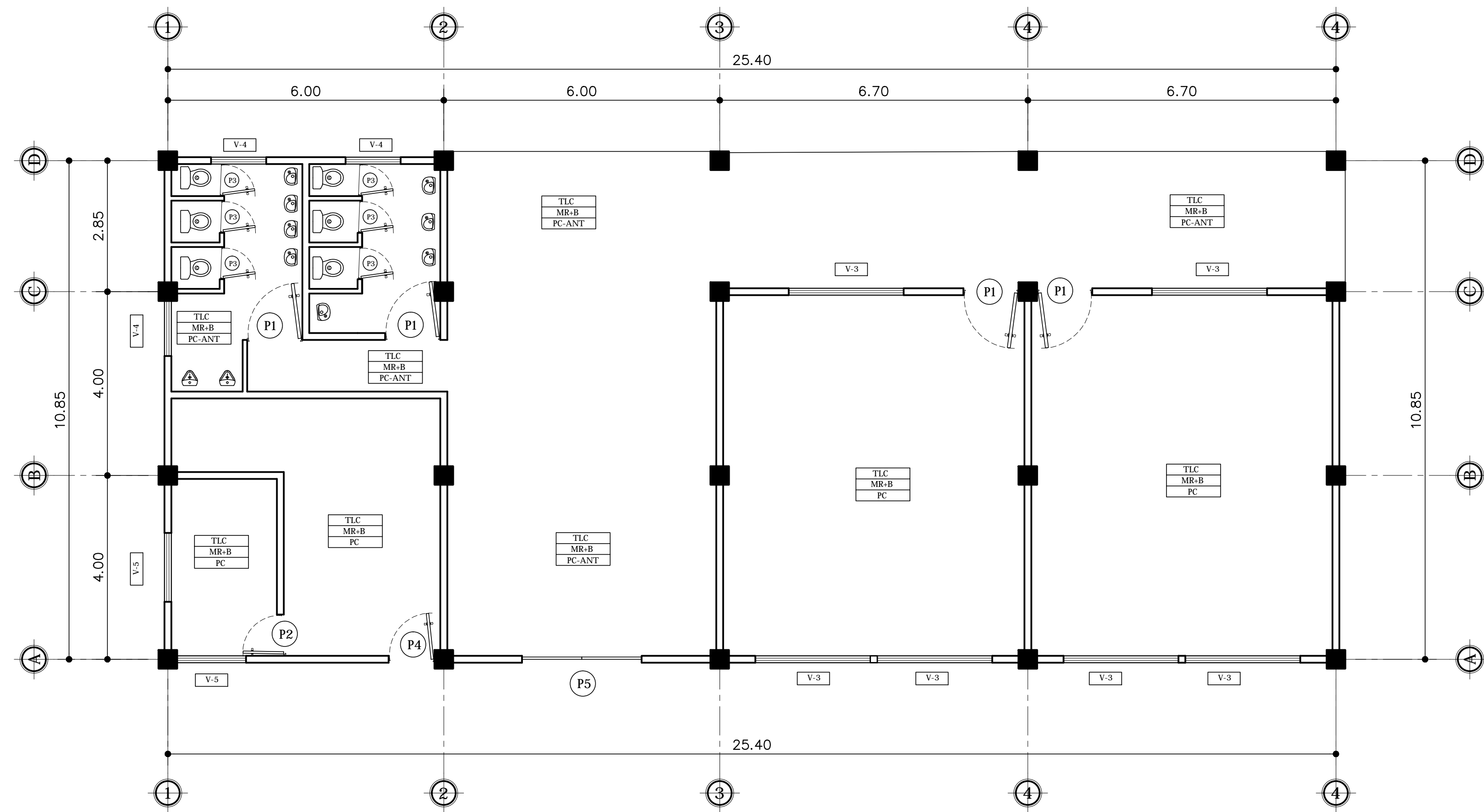
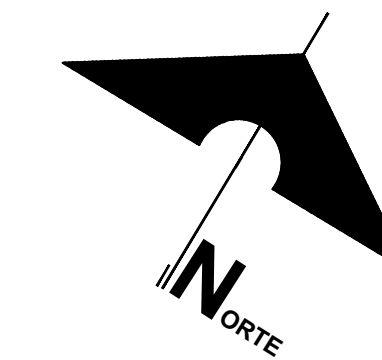
HOJA

ARQUITECTURA:   
ESTRUCTURA:   
INSTALACIONES:

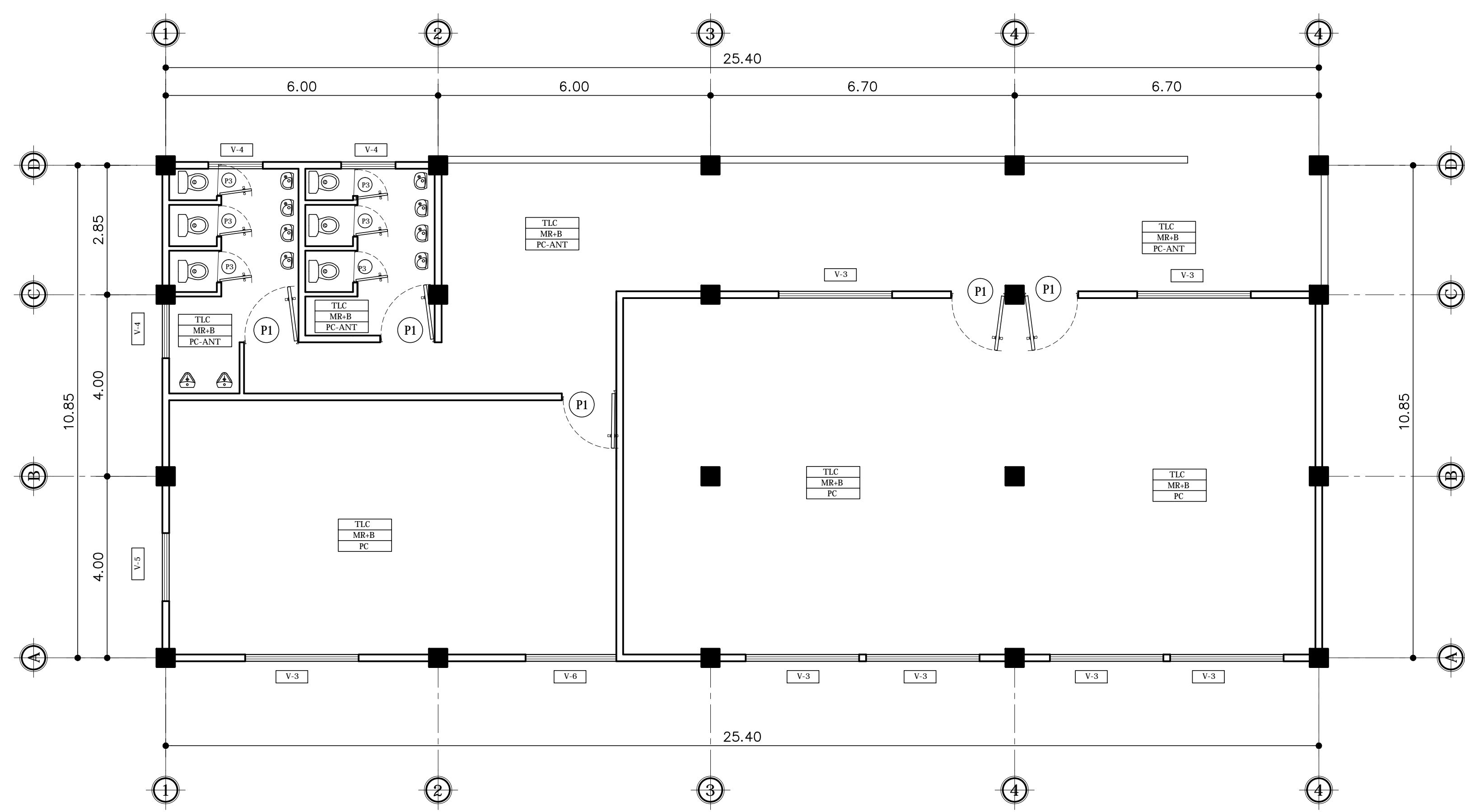
5 / 5  
9 / 26

ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR


ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPESISTA - INGENIERIA CIVIL



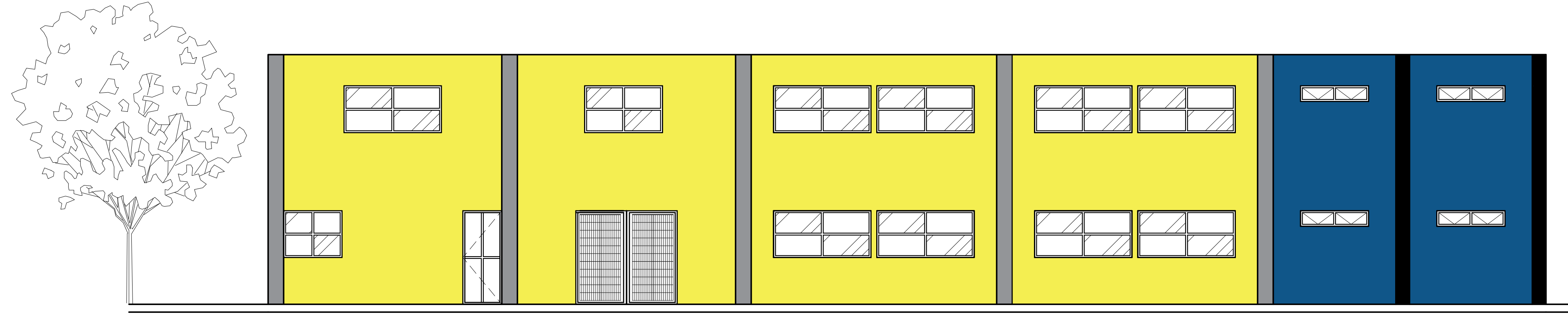
**PLANTA ACABADOS -**  
PRIMER NIVEL-MODULO 2  
ESC:1/75



**PLANTA ACABADOS**  
SEGUNDO NIVEL-MODULO 2  
ESC:1/75

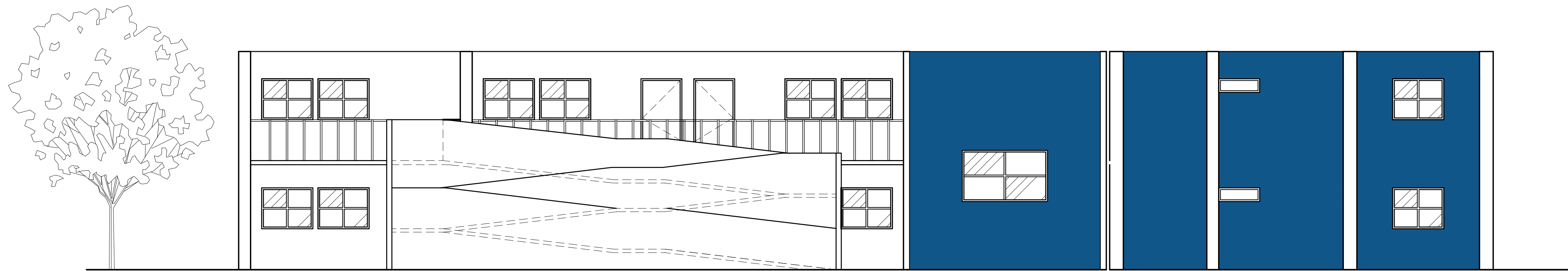
 <b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		ESCALA:	INDICADA
		FECHA:	NOV 2019
PROYECTO: <b>DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK</b>		NOMBRE:	ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES
		CARNE:	201213357
DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN	CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN	DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN	
CONTENIDO: <b>PLANTA DE ACABADOS PRIMER Y SEGUNDO NIVEL</b>		<b>HOJA</b> ARQUITECTURA: <input checked="" type="checkbox"/> ESTRUCTURA: <input type="checkbox"/> INSTALACIONES: <input type="checkbox"/>	
		6 / 9	6 / 26
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR		ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES EPESISTA - INGENIERIA CIVIL	





 **ELEVACION FRONTAL**  
MODULO 1 Y 2

ESC:1/75



 **ELEVACION POSTERIOR**  
MODULO 1 Y 2

ESC:1/75



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: **DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK**

ESCALA: INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

FECHA: NOV 2019

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN

CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN

DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

**HOJA**

CONTENIDO: **ELEVACIONES MODULO 1 Y 2**

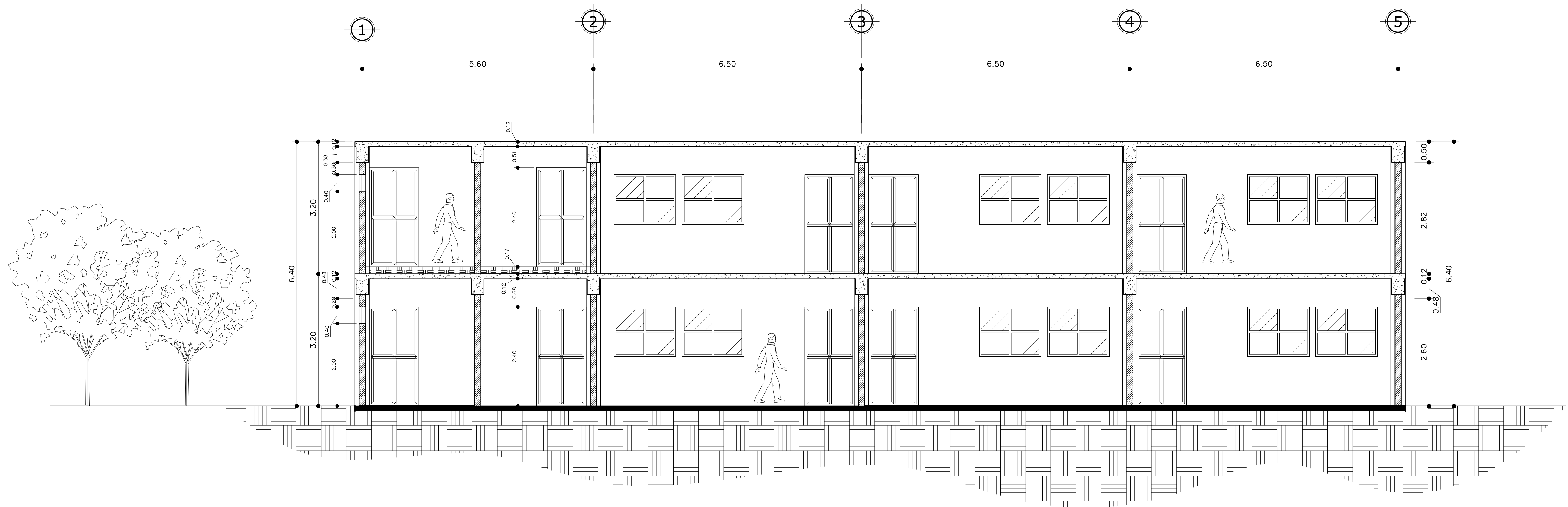
ARQUITECTURA:   
ESTRUCTURA:   
INSTALACIONES:

ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

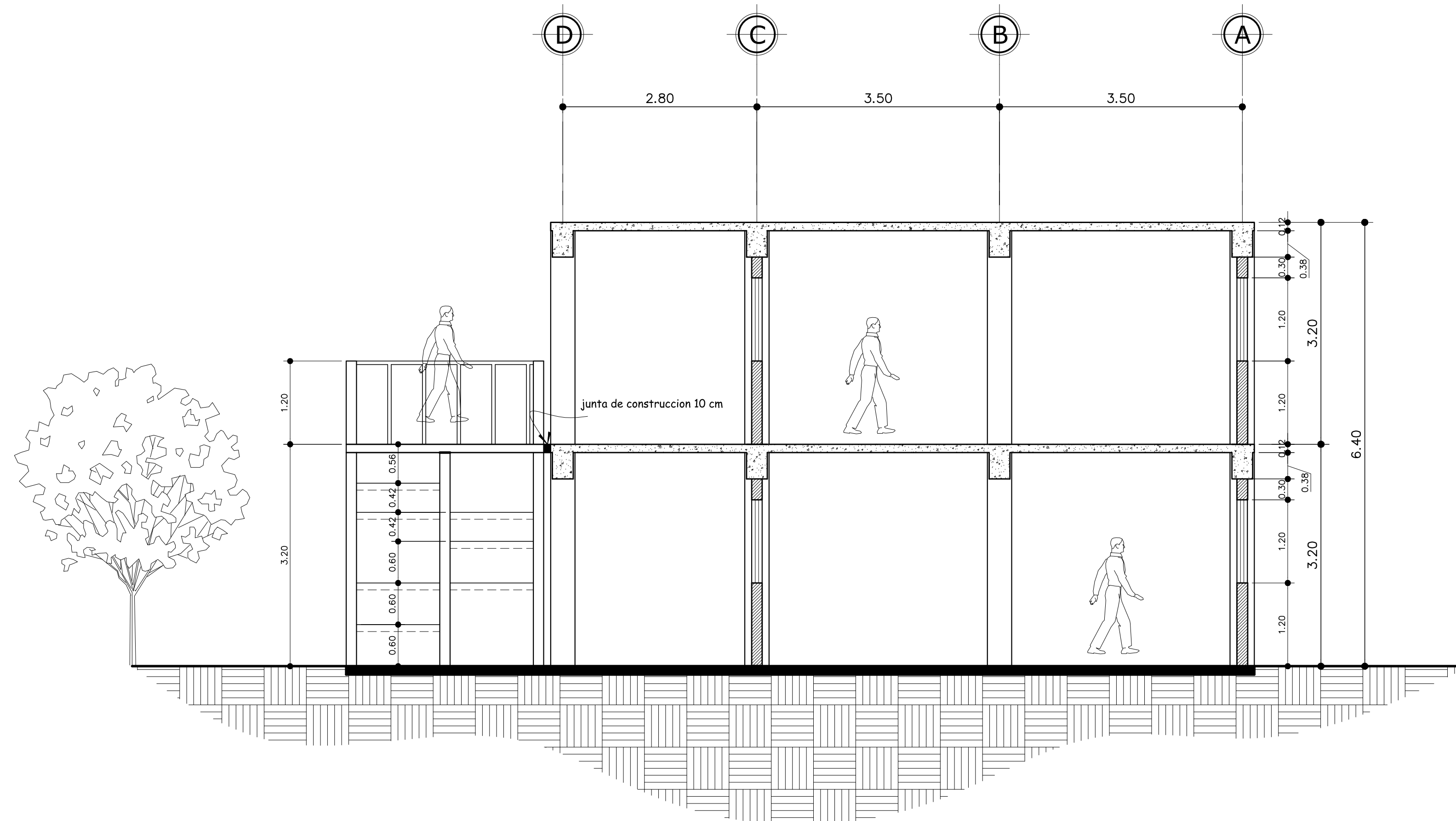
ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPESISTA - INGENIERIA CIVIL

7 / 7  
9 / 26




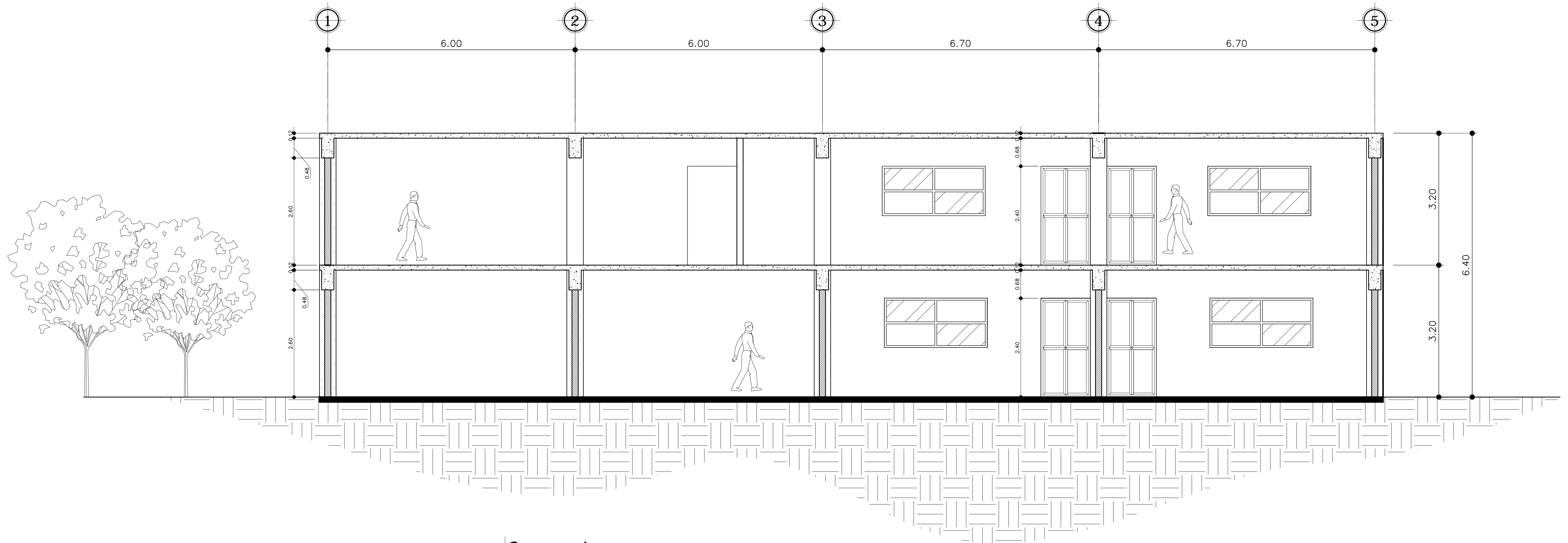


**SECCIÓN TRANSVERSAL A-A'**  
 CENTRO DE CAPACITACIÓN EN SALUD MODULO 1  
 Esc:1/50

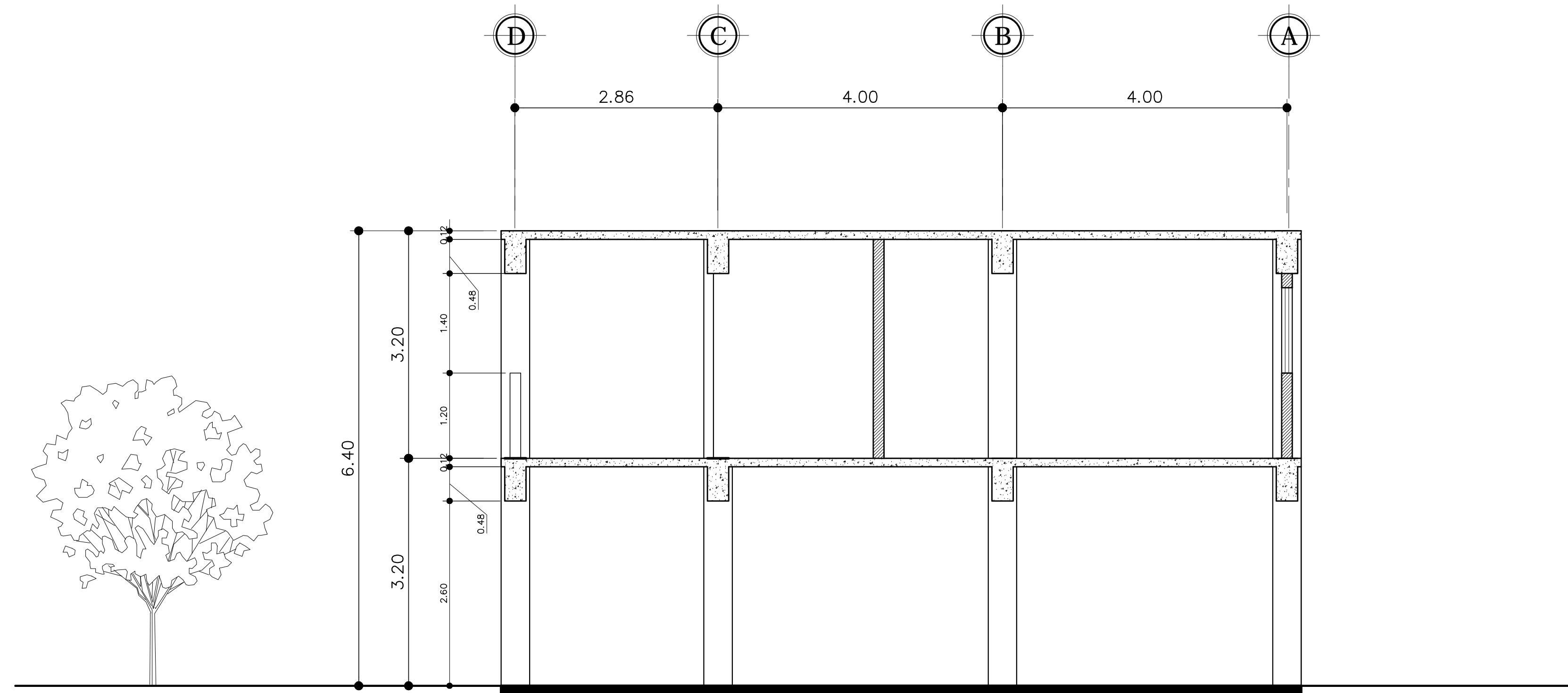


**SECCIÓN TRANSVERSAL B-B'**  
 CENTRO DE CAPACITACIÓN EN SALUD MODULO 1  
 Esc:1/50


 <b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		ESCALA:	INDICADA
		FECHA:	NOV 2019
PROYECTO: <b>DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK</b>		NOMBRE:	ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES
DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN		CALCULO:	ALLAN JAVIER JURACÁN
DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN		CARNE:	201213357
CONTENIDO: <b>ELEVACIONES MODULO 1 Y 2</b>		<b>HOJA</b> ARQUITECTURA: <input checked="" type="checkbox"/> ESTRUCTURA: <input type="checkbox"/> INSTALACIONES: <input type="checkbox"/>	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR		ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES EPESISTA - INGENIERIA CIVIL	
		8/9	8/26

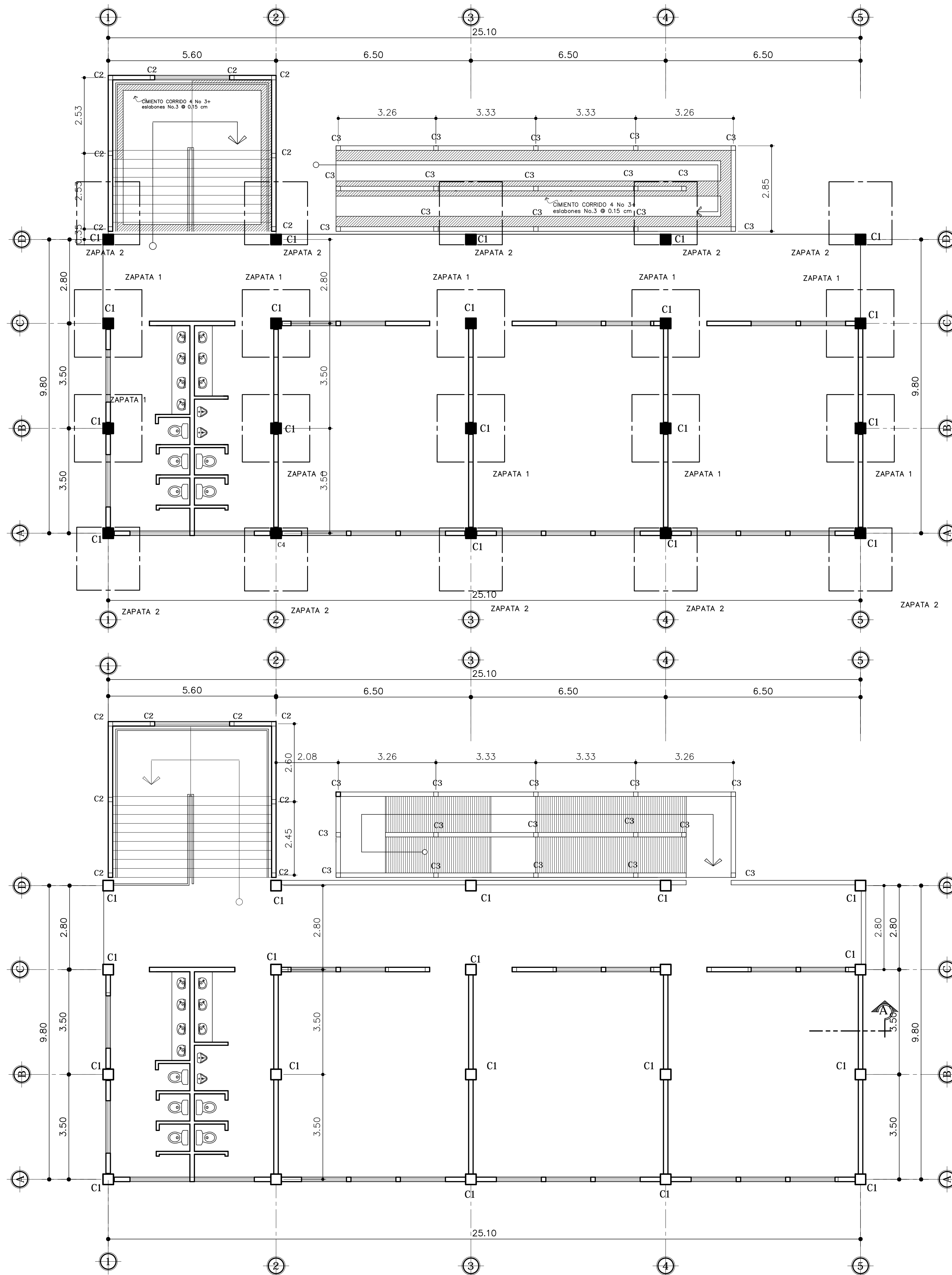
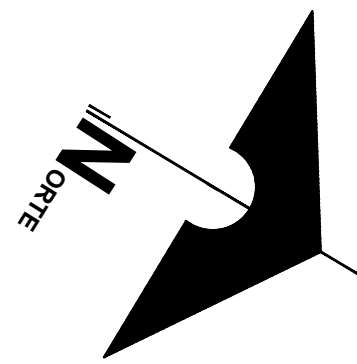


**SECCIÓN TRANSVERSAL A-A'**  
 CENTRO DE CAPACITACIÓN EN SALUD MODULO 2  
 ESC:1/50



**SECCIÓN TRANSVERSAL B-B'**  
 CENTRO DE CAPACITACIÓN EN SALUD MODULO 2  
 ESC:1/50

		<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: <b>DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK</b>			
NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES		CARNE: 201213357	
DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN	CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN	DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN	
CONTENIDO: <b>ELEVACIONES MODULO 2</b>			
ESCALA: INDICADA		FECHA: NOV 2019	
ARQUITECTURA: <input checked="" type="checkbox"/>		<b>HOJA</b>	
ESTRUCTURA: <input type="checkbox"/>		9 / 9	
INSTALACIONES: <input type="checkbox"/>		9 / 26	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR		ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES EPESISTA - INGENIERIA CIVIL	



### ESPECIFICACIONES

EL MODULO DE GRADAS ES INDEPENDIENTE A LOS MARCOS DE CONCRETO

REFUERZO DEL ACERO  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CONCRETO:  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

MUROS:  $f'_m = 35 \text{ kg/cm}^2$ ,  $0.15 \times 0.20 \times 0.40$

VALOR SOPORTE DEL SUELO:  $19.52 \text{ T/M}^2$  (COMPRESIÓN TRIAXIAL)

NOTA: PREVIA A LA CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO, COMPROBAR EL VALOR SOPORTE, PREFERIBLEMENTE, MEDIANTE EL ENSAYO DINÁMICO SPT

### CIMENTACION Y COLUMNAS

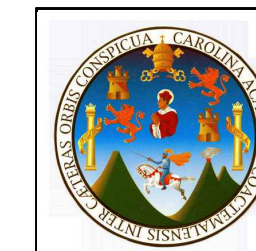
PRIMER NIVEL-MODULO 1

ESC1/75

### CIMENTACION Y COLUMNAS

SEGUNDO NIVEL-MODULO 1

ESC1/75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES  
PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD  
EN LA COMUNIDAD CHUK MUK

ESCALA:  
INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

FECHA:  
NOV 2019

DISEÑO:  
ALLAN JAVIER JURACÁN

CALCULO:  
ALLAN JAVIER JURACÁN

DIBUJO:  
ALLAN JAVIER JURACÁN

HOJA

CONTENIDO: PLANTA DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS

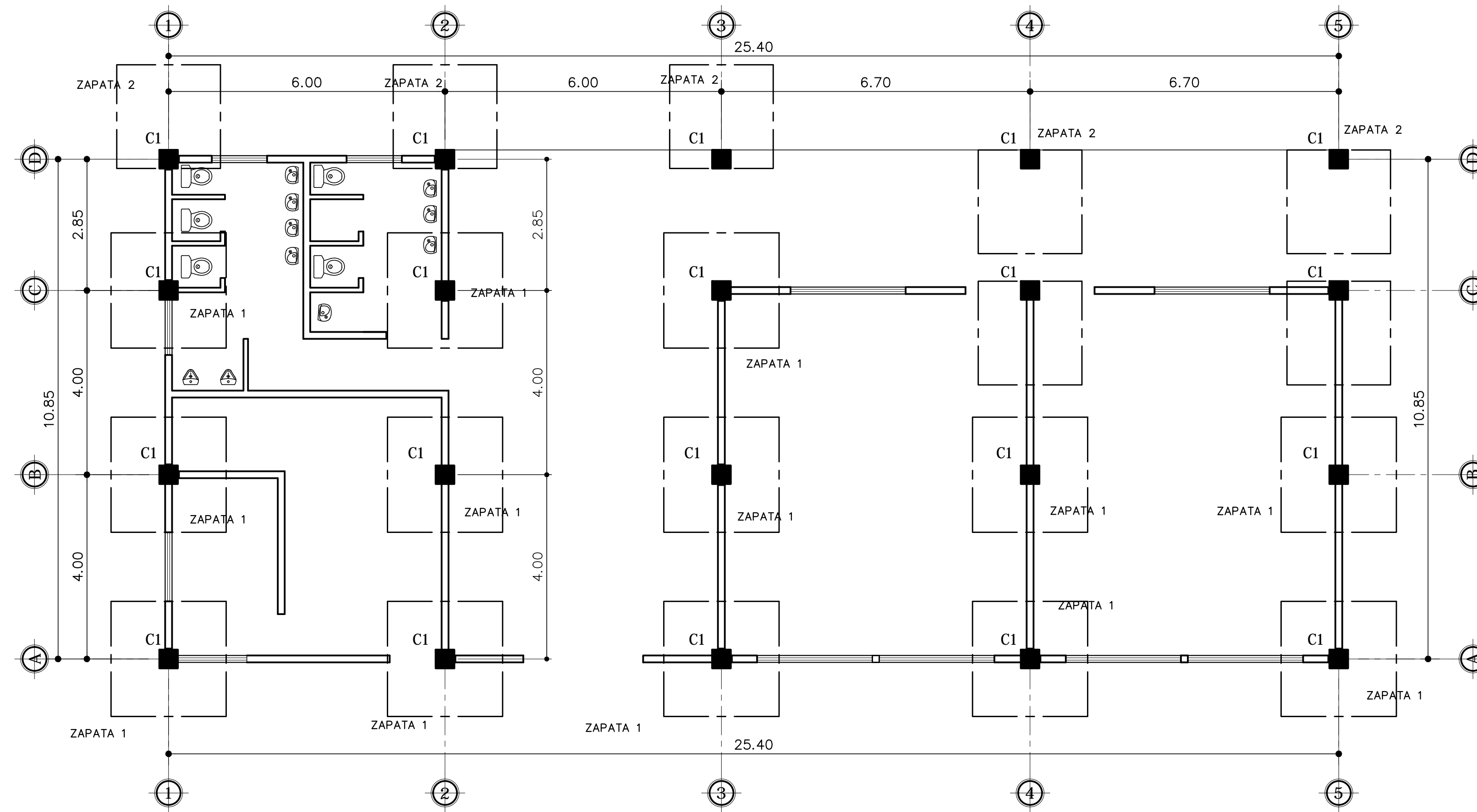
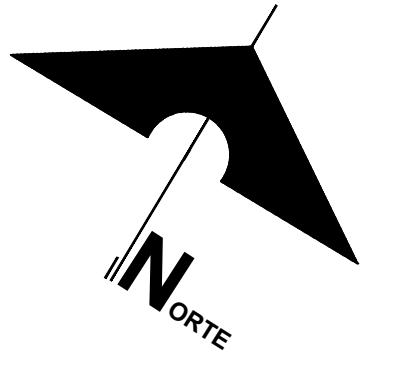
ARQUITECTURA:   
ESTRUCTURA:   
INSTALACIONES:

ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPELISTA - INGENIERIA CIVIL

1 / 10  
9 / 26





**CIMENTACIÓN Y COLUMNAS**  
PRIMER NIVEL-MODULO 2

ESC:1/75

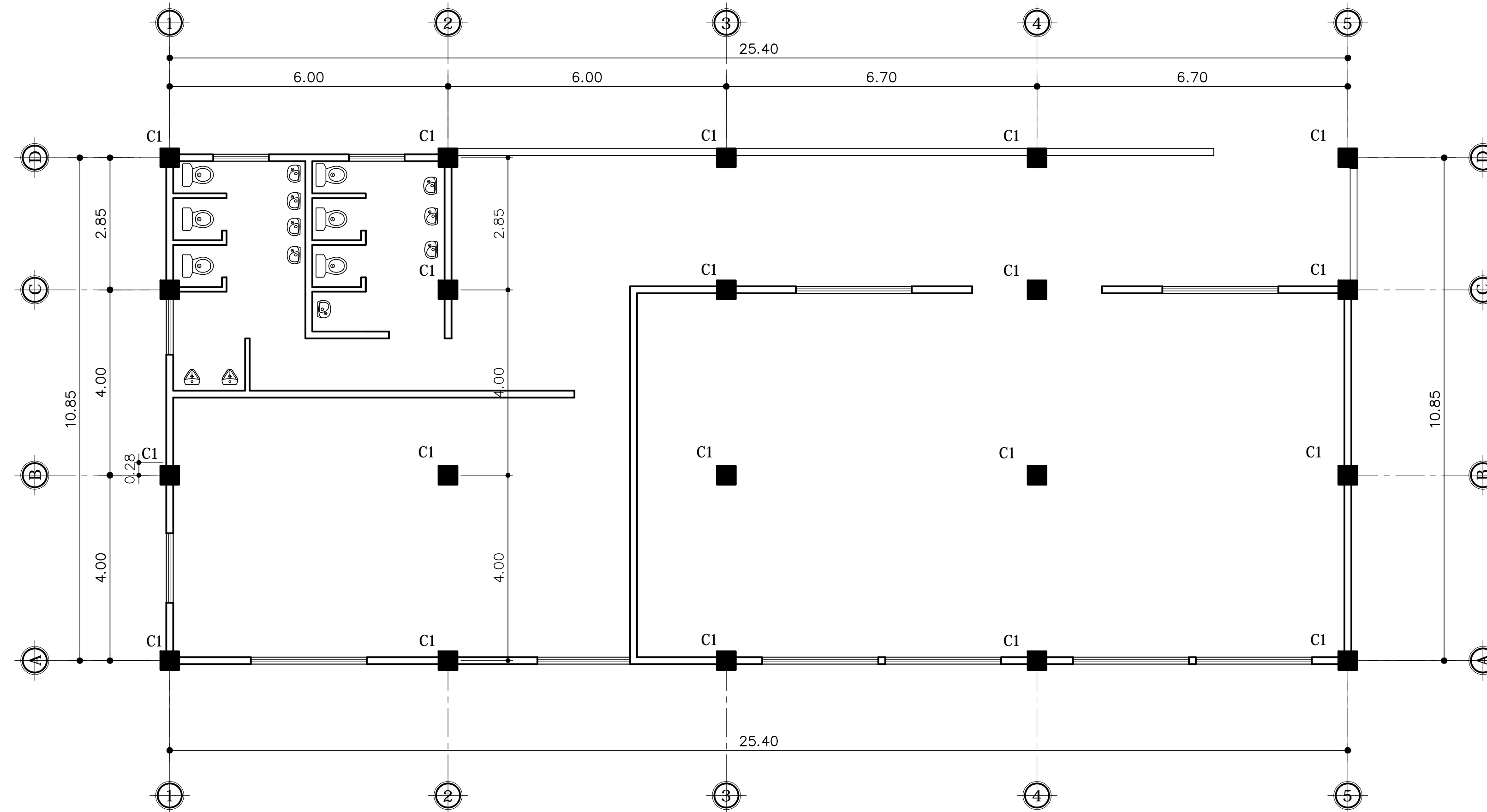
**ESPECIFICACIONES**

EL MODULO DE GRADAS ES INDEPENDIENTE A LOS MARCOS DE CONCRETO

REFUERZO DEL ACERO  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 CONCRETO:  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$   
 MUROS:  $f'_m = 35 \text{ kg/cm}^2, 0.15 \times 0.20 \times 0.40$

VALOR SOPORTE DEL SUELO: 19.52 T/M2 (COMPRESIÓN TRIAXIAL)

NOTA: PREVIA A LA CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO, COMPROBAR EL VALOR SOPORTE, PREFERIBLEMENTE, MEDIANTE EL ENSAYO DINÁMICO SPT



**CIMENTACION Y COLUMNAS**  
SEGUNDO NIVEL-MODULO 2

ESC:1/75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK

ESCALA: INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

FECHA: NOV 2019

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN

CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN

DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

HOJA

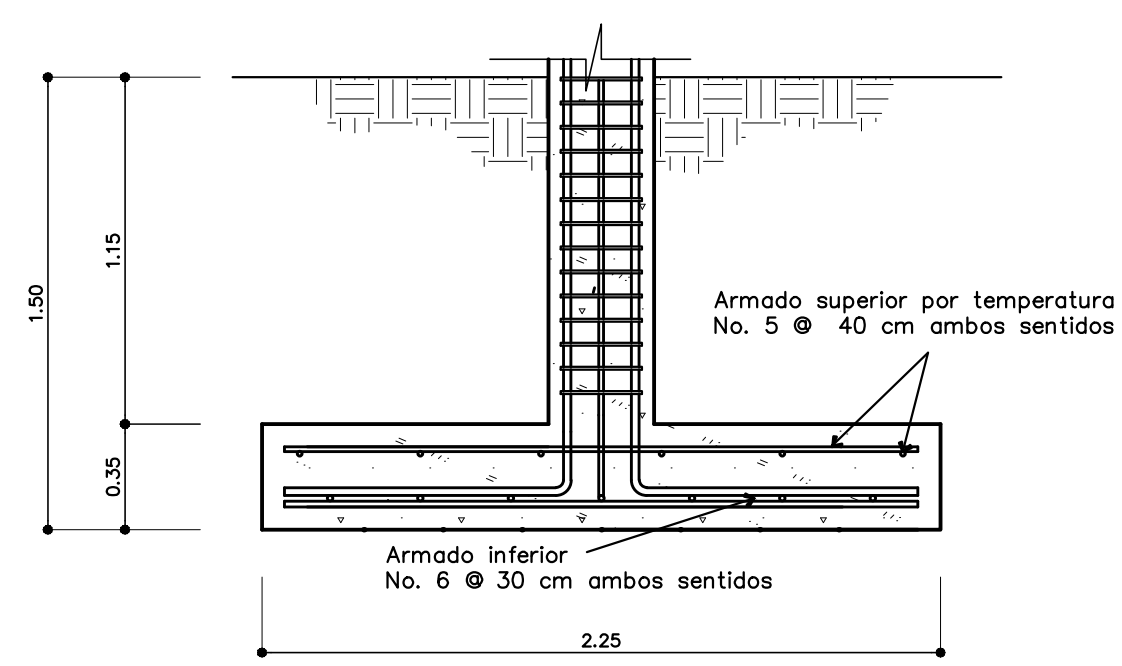
CONTENIDO: PLANTA DE CIMENTACION Y COLUMNAS

ARQUITECTURA:   
 ESTRUCTURA:   
 INSTALACIONES:

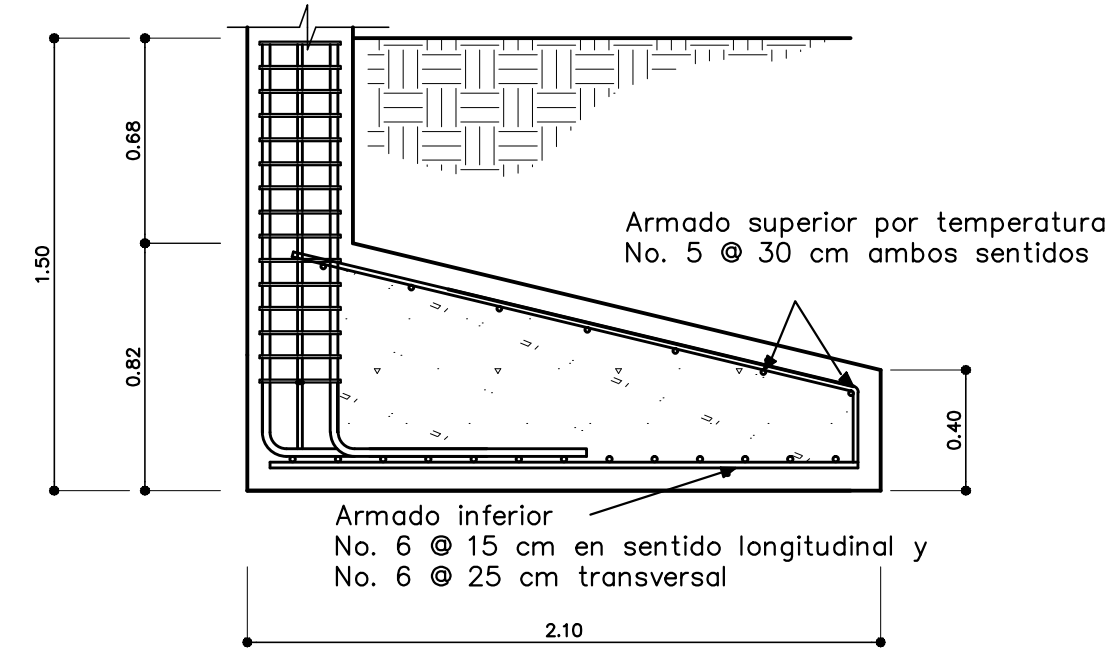
ING. JUAN MERCK COS  
 ASESOR-SUPERVISOR

ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
 EPESISTA - INGENIERIA CIVIL

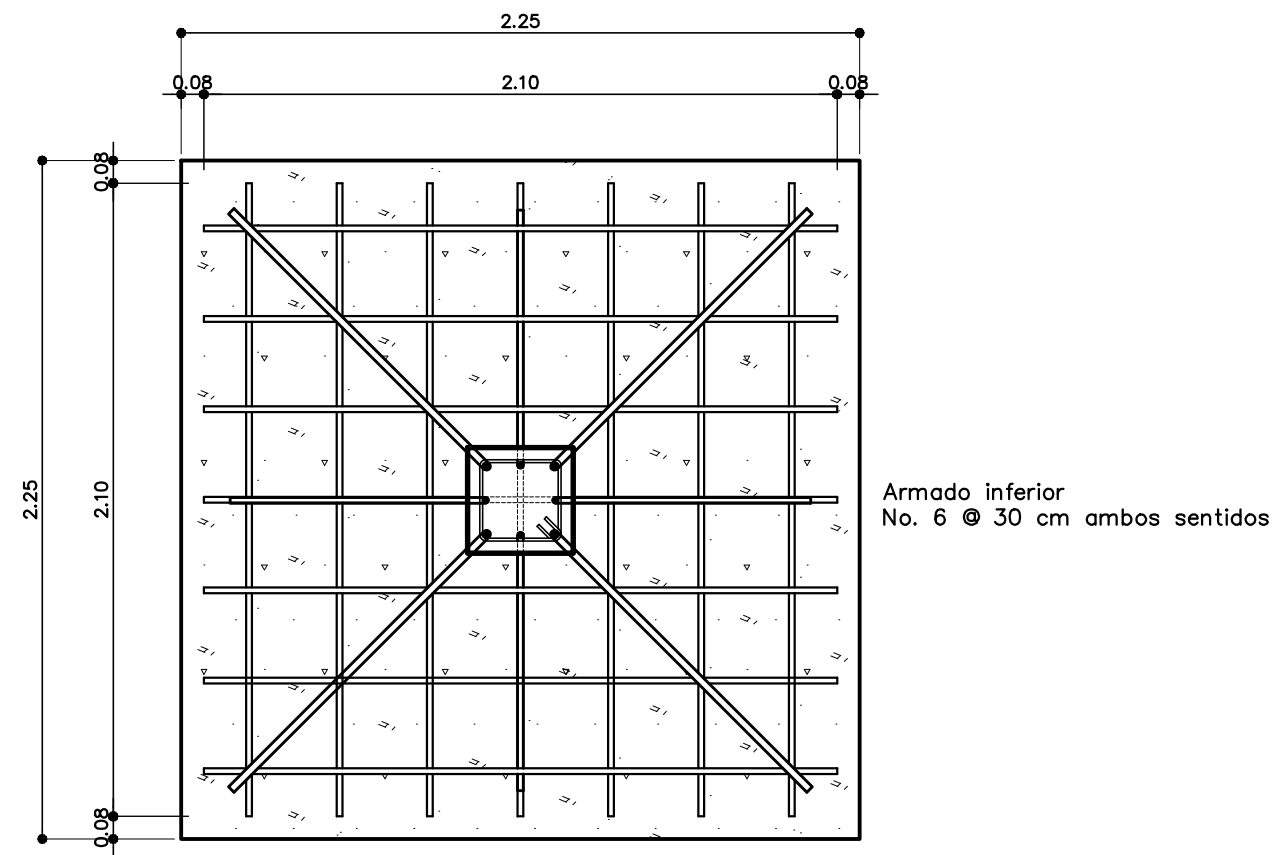
2 / 11  
 9 / 26



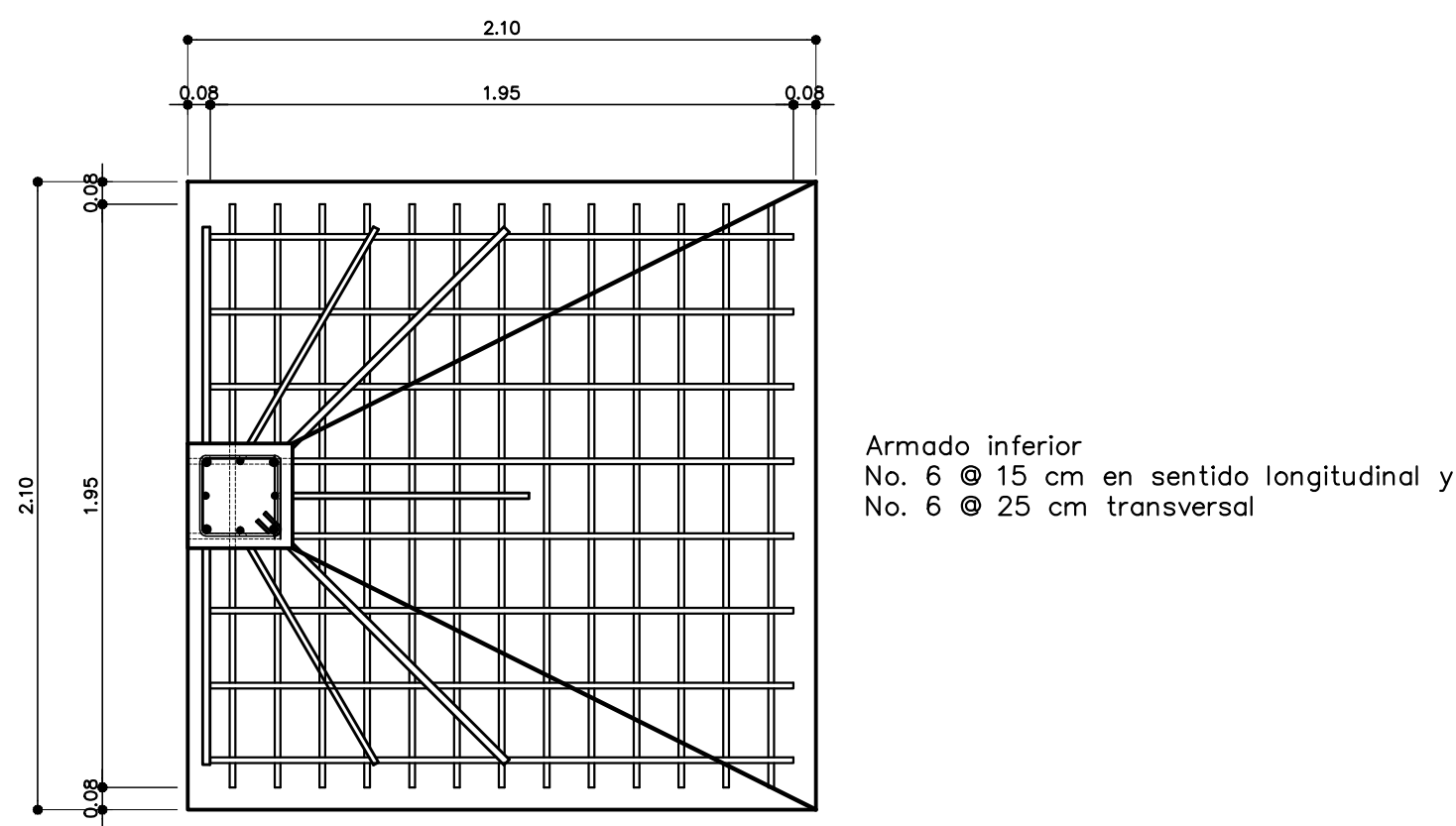
**ARMADO DE ZAPATA TIPO 1**  
CENTRO DE CAPACITACION EN SALUD MODULO 1  
ESC:1/25



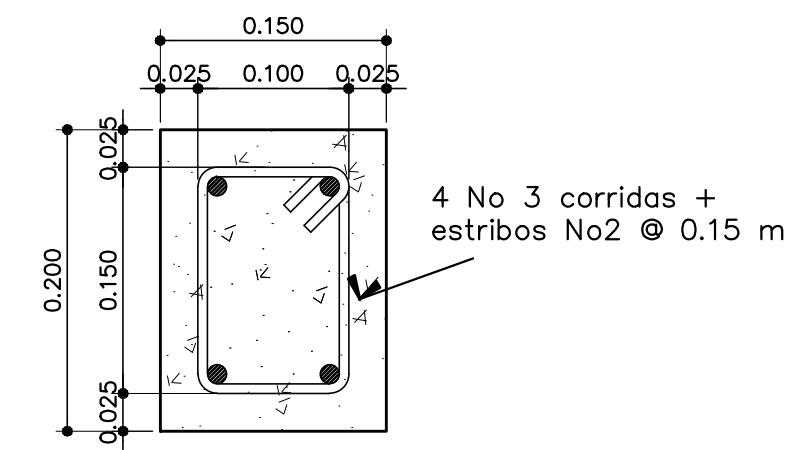
**ARMADO DE ZAPATA TIPO 2**  
CENTRO DE CAPACITACION EN SALUD MODULO 1  
ESC:1/25



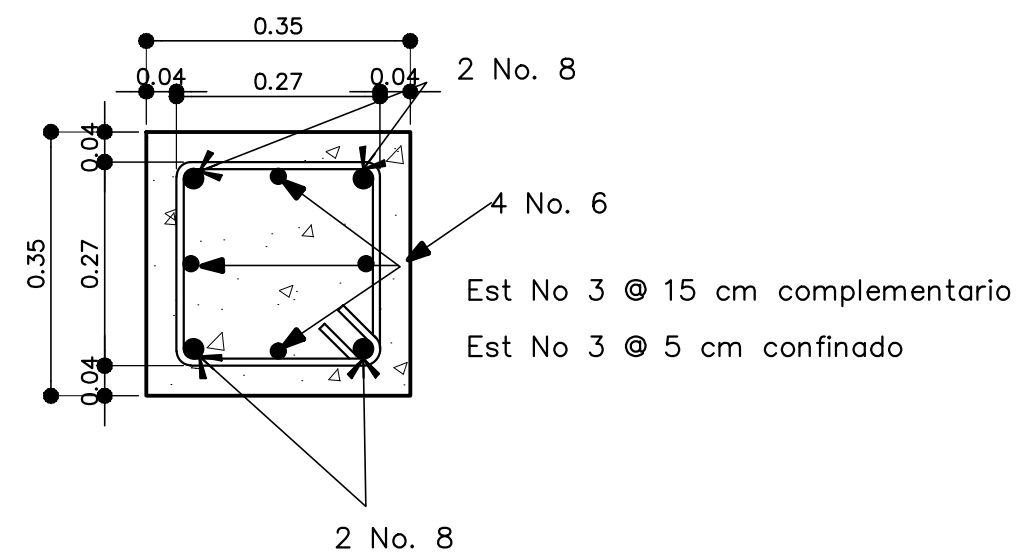
**ARMADO DE ZAPATA TIPO 1**  
CENTRO DE CAPACITACION EN SALUD MODULO 1  
ESC:1/25



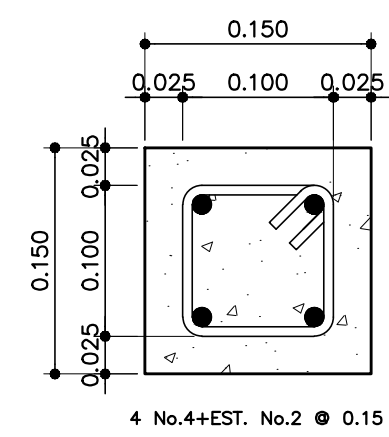
**ARMADO DE ZAPATA TIPO 2**  
CENTRO DE CAPACITACION EN SALUD MODULO 1  
ESC:1/25



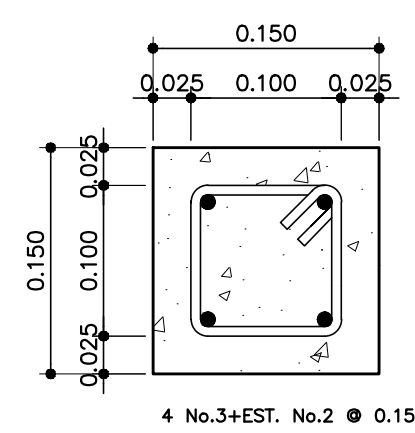
**ARMADO DE SOLERA HUMEDAD**  
CENTRO DE CAPACITACION EN SALUD MODULO 1  
ESC:1/5



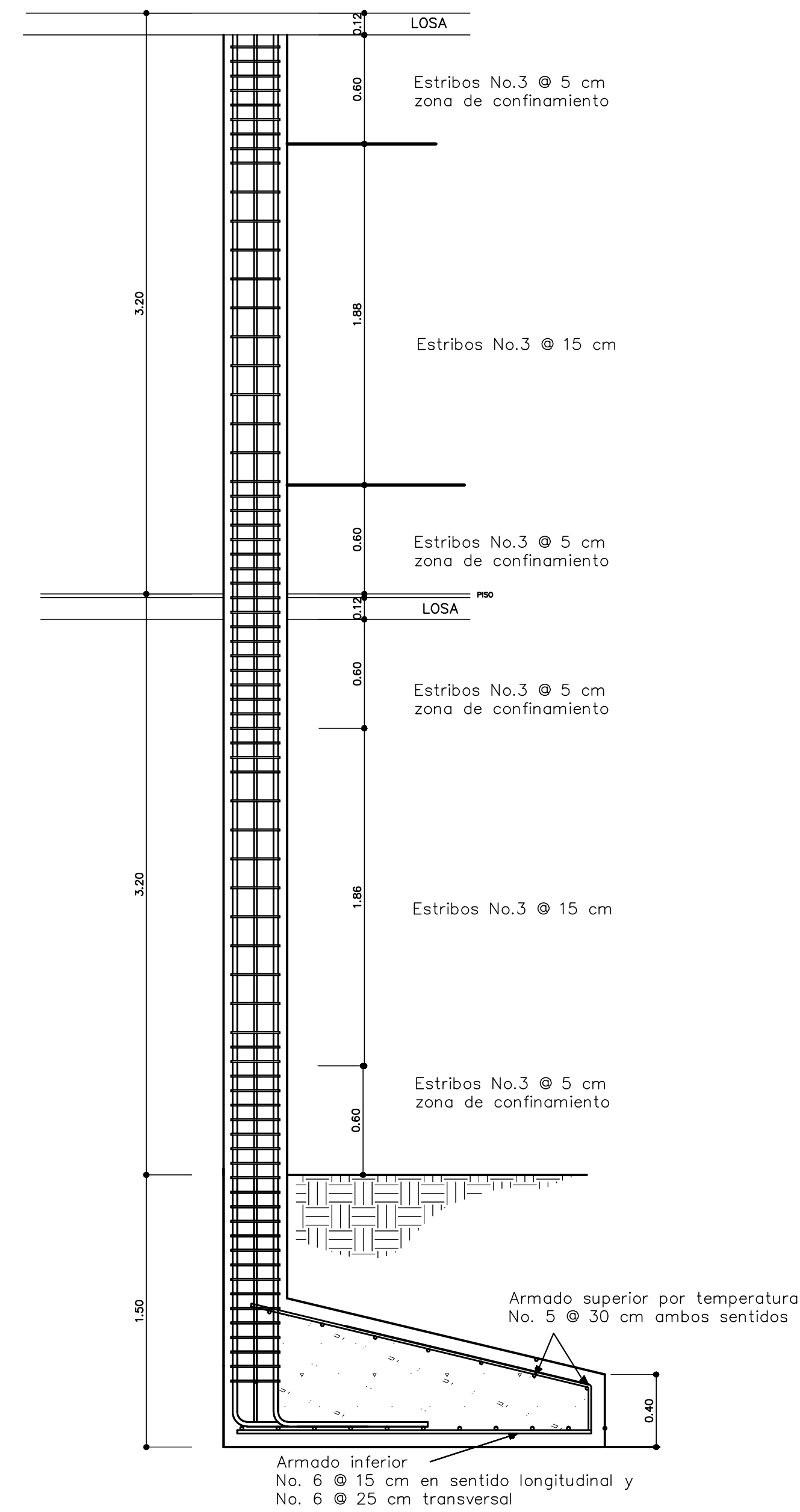
**COLUMNA TIPO C1**  
CENTRO DE CAPACITACION EN SALUD  
ESC:1/10



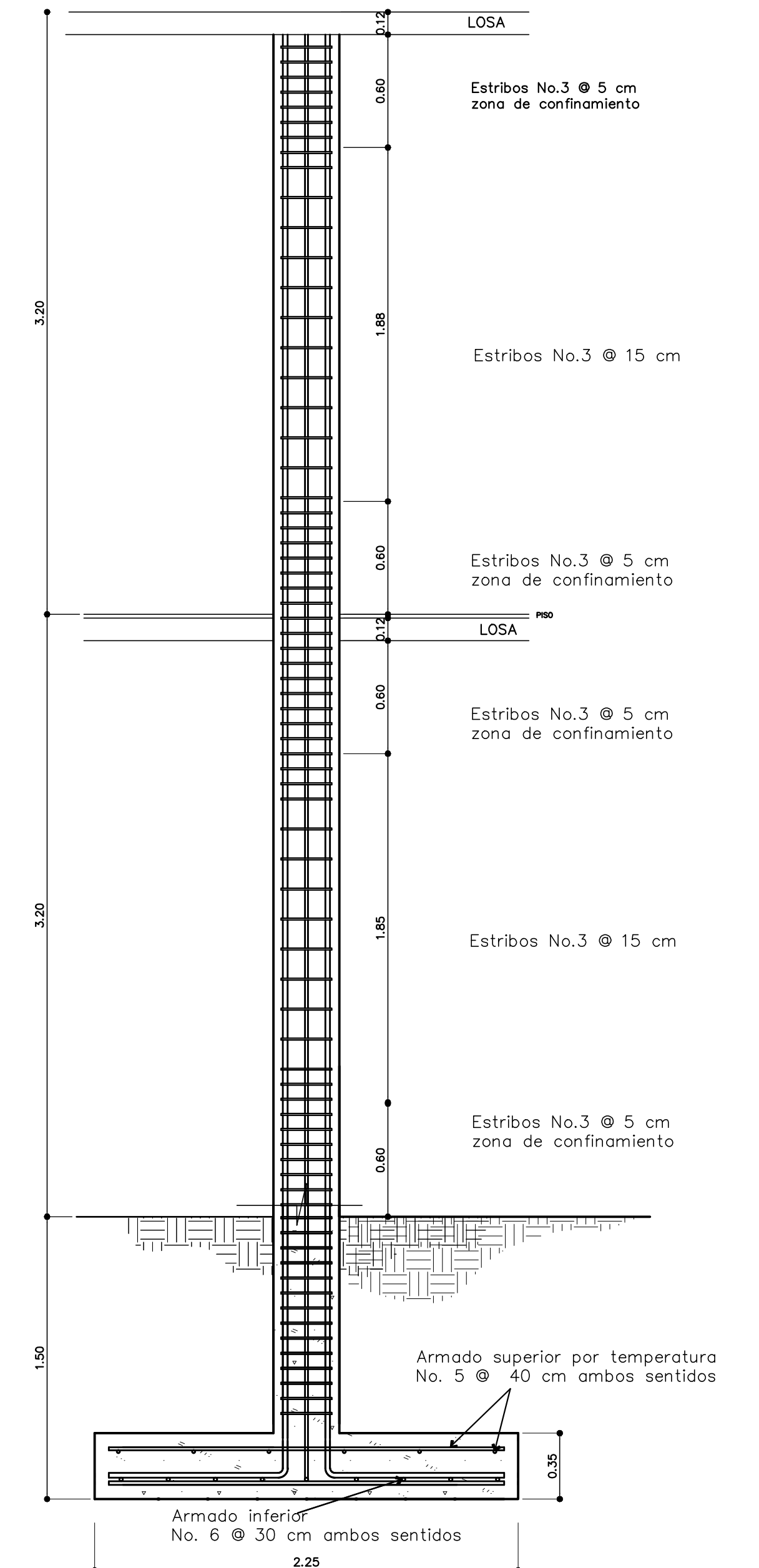
**COLUMNA TIPO C2**  
CENTRO DE CAPACITACION EN SALUD  
ESC:1/5



**COLUMNA TIPO C3**  
CENTRO DE CAPACITACION EN SALUD  
ESC:1/5



**DETALLE DE COLUMNA CON ZAPATA EXCENTRICA**  
CENTRO DE CAPACITACION EN SALUD MODULO 1  
ESC:1/25



**DETALLE DE COLUMNA CON ZAPATA CENTRICA**  
CENTRO DE CAPACITACION EN SALUD MODULO 1  
ESC:1/25



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK

ESCALA: INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

FECHA: NOV 2019

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

HOJA

CONTENIDO: DETALLE DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS

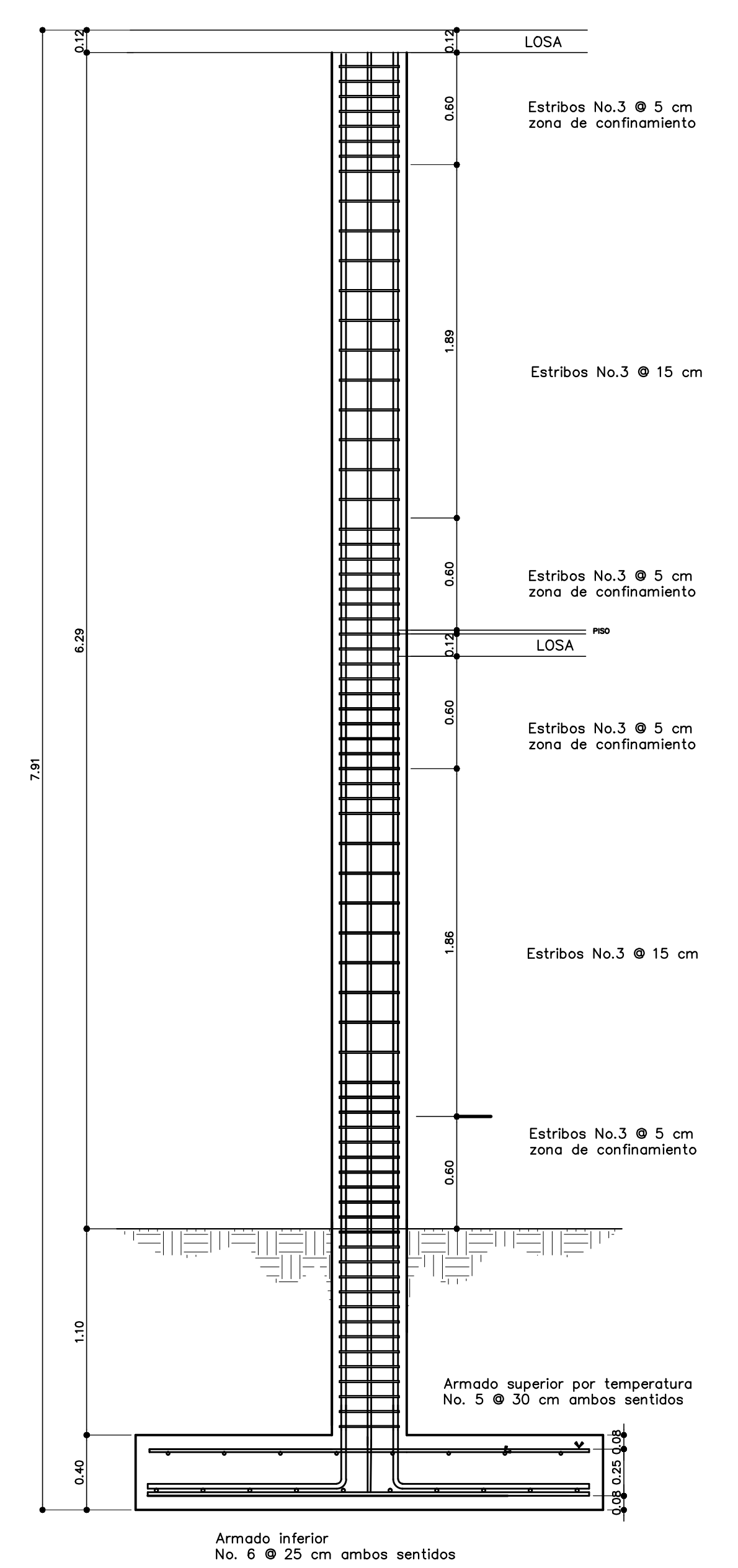
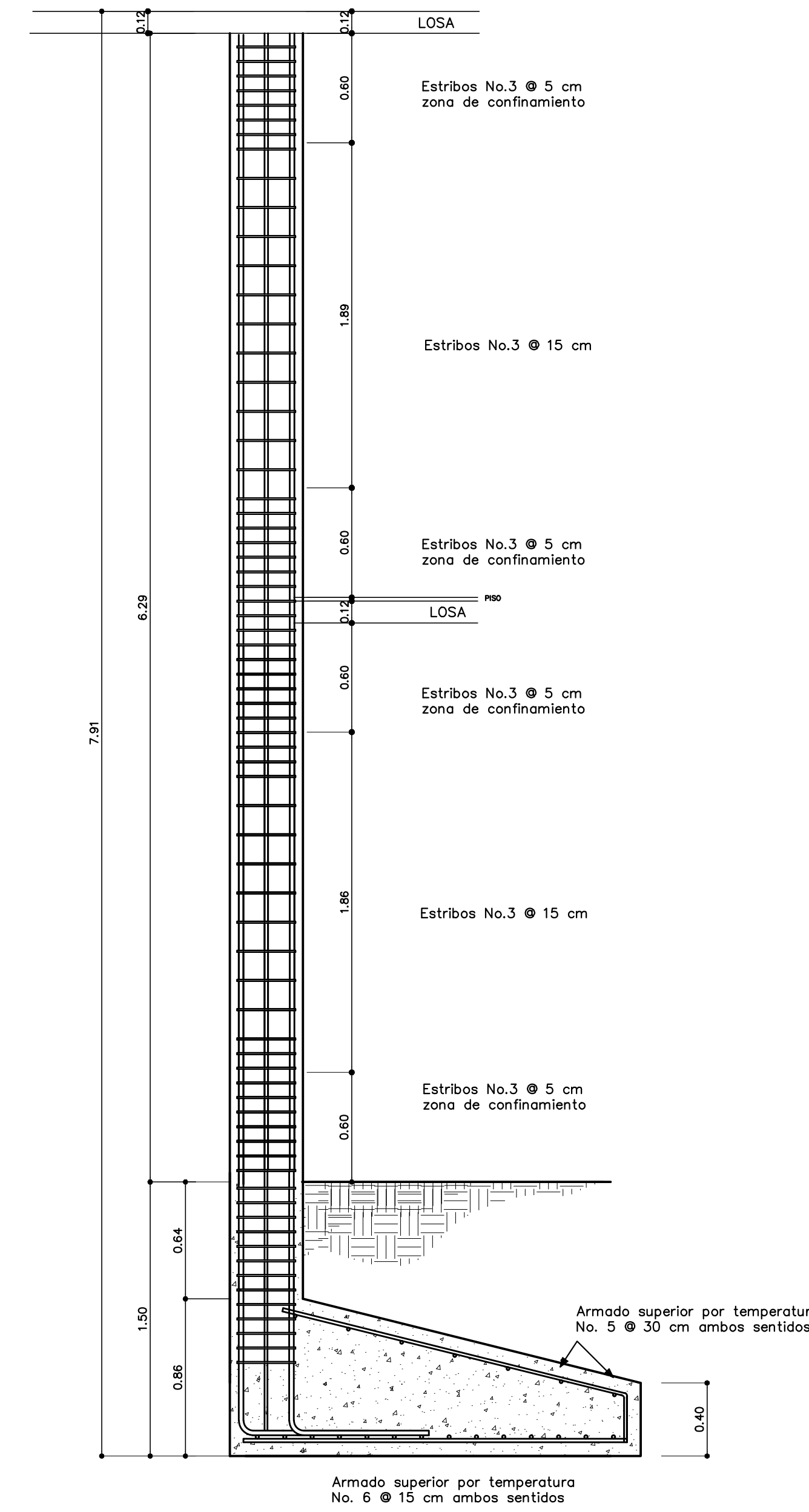
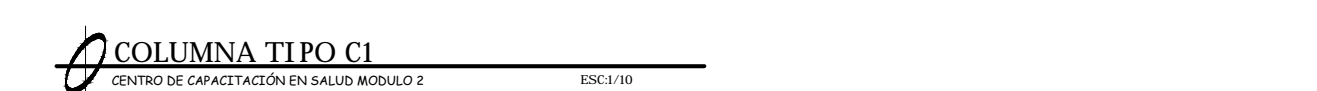
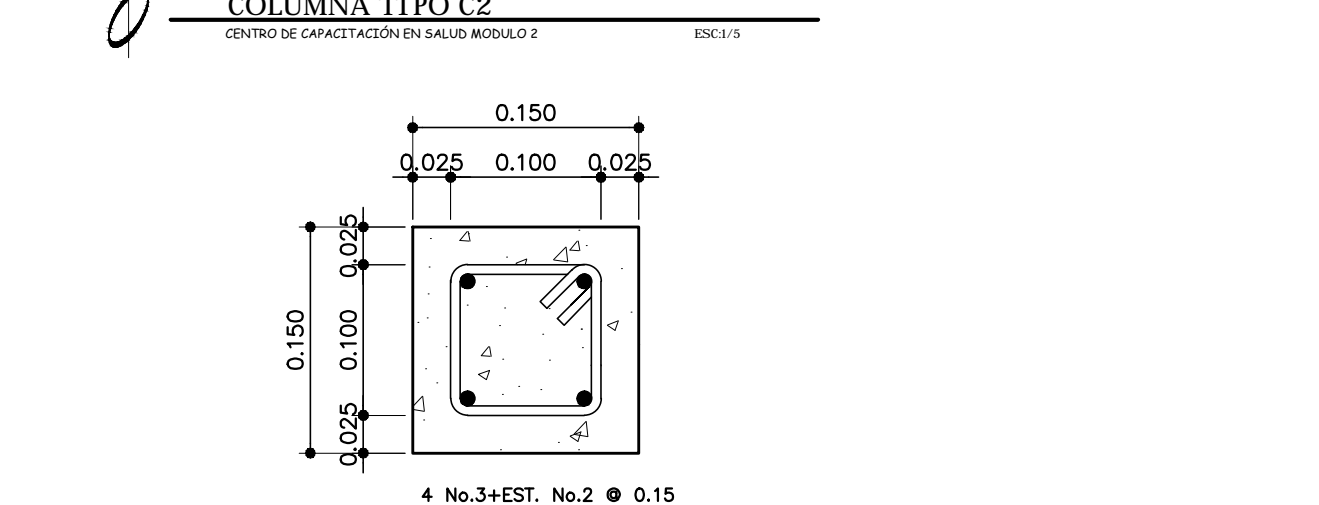
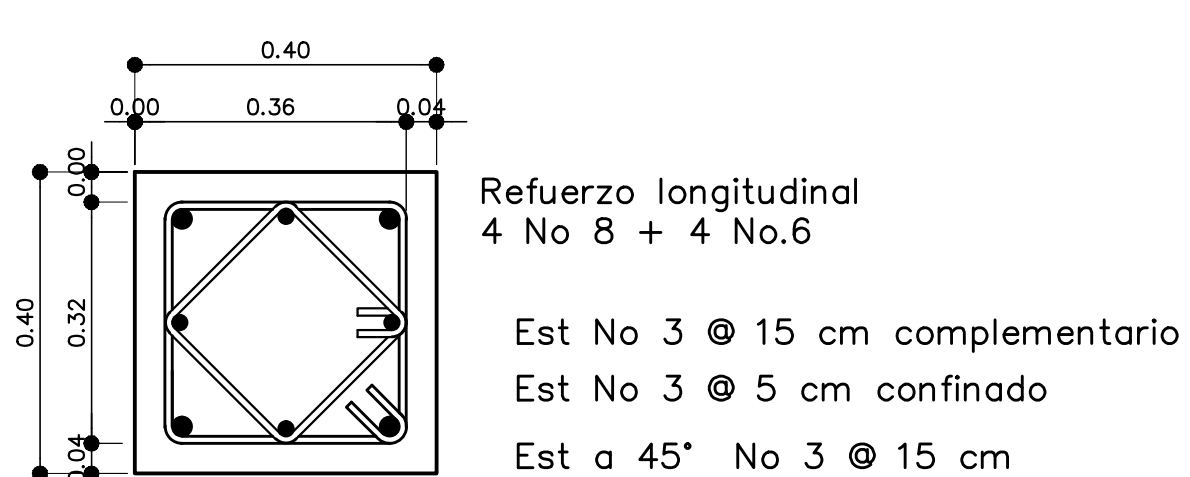
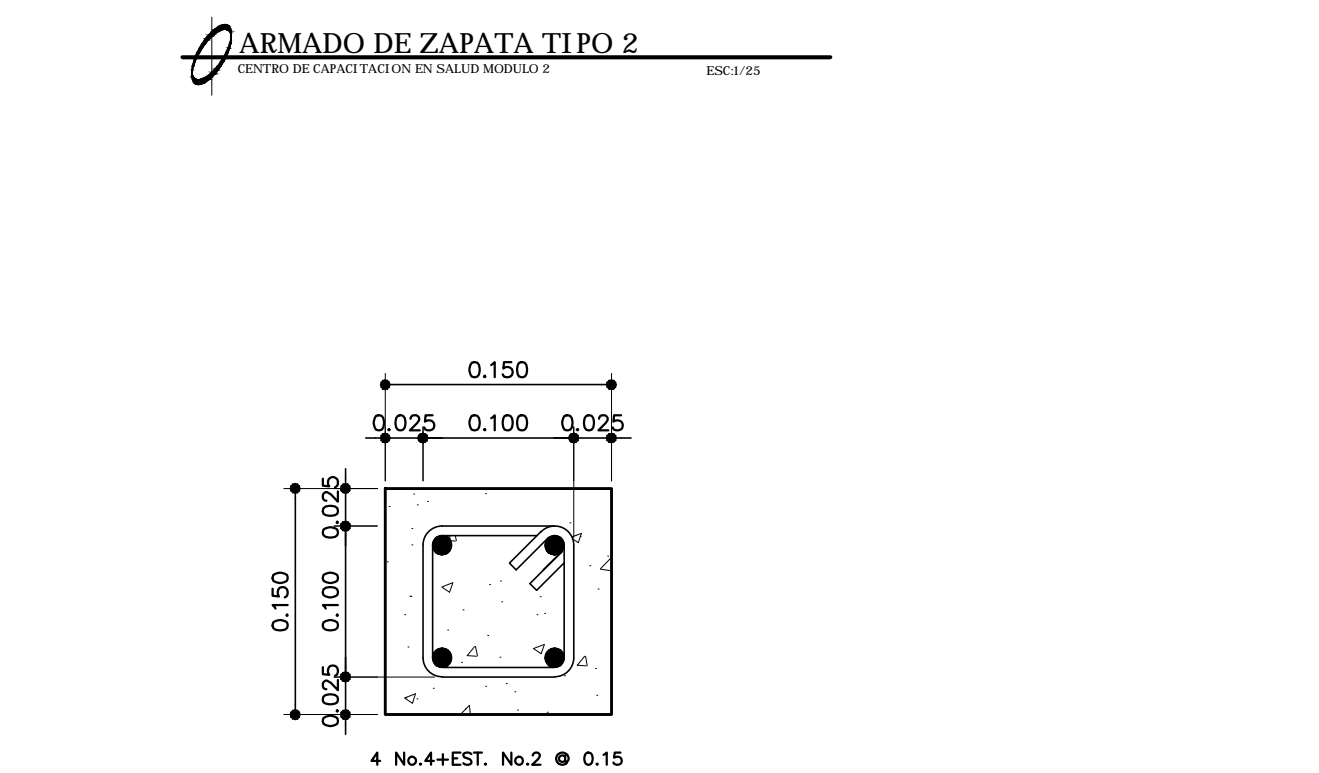
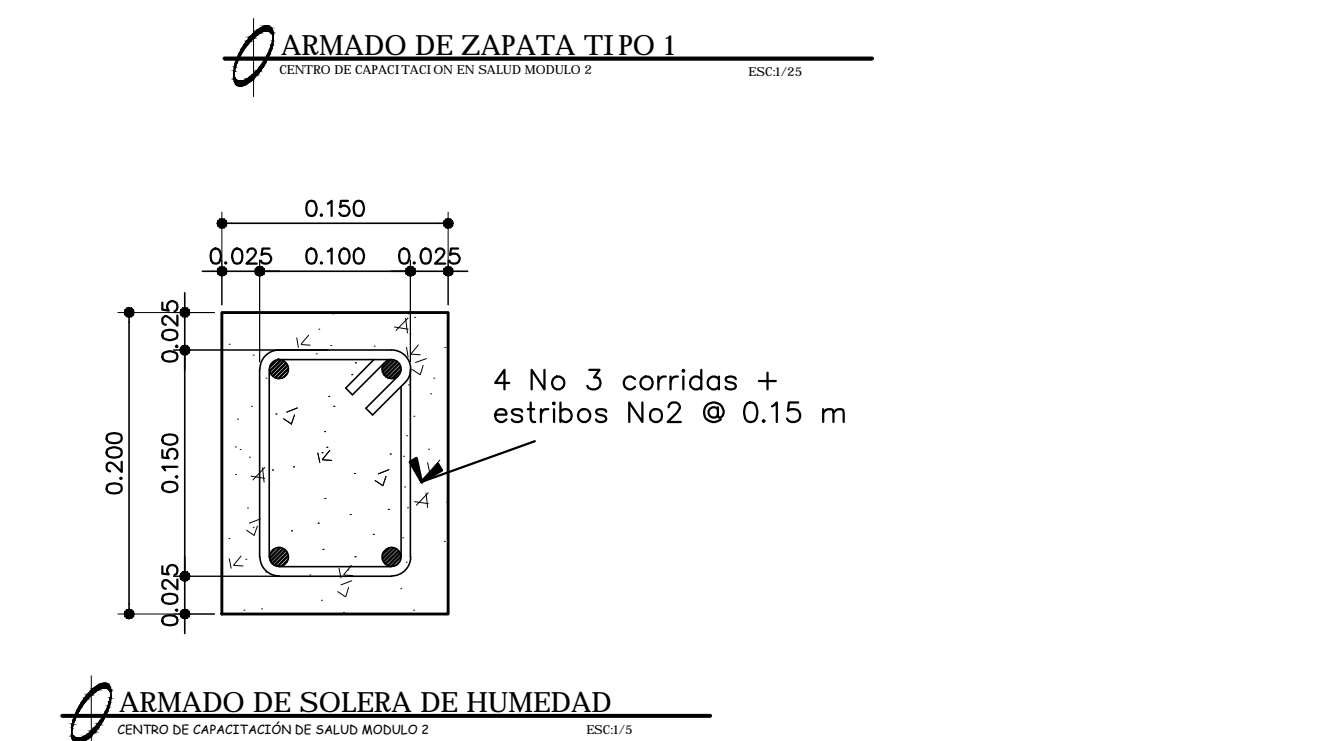
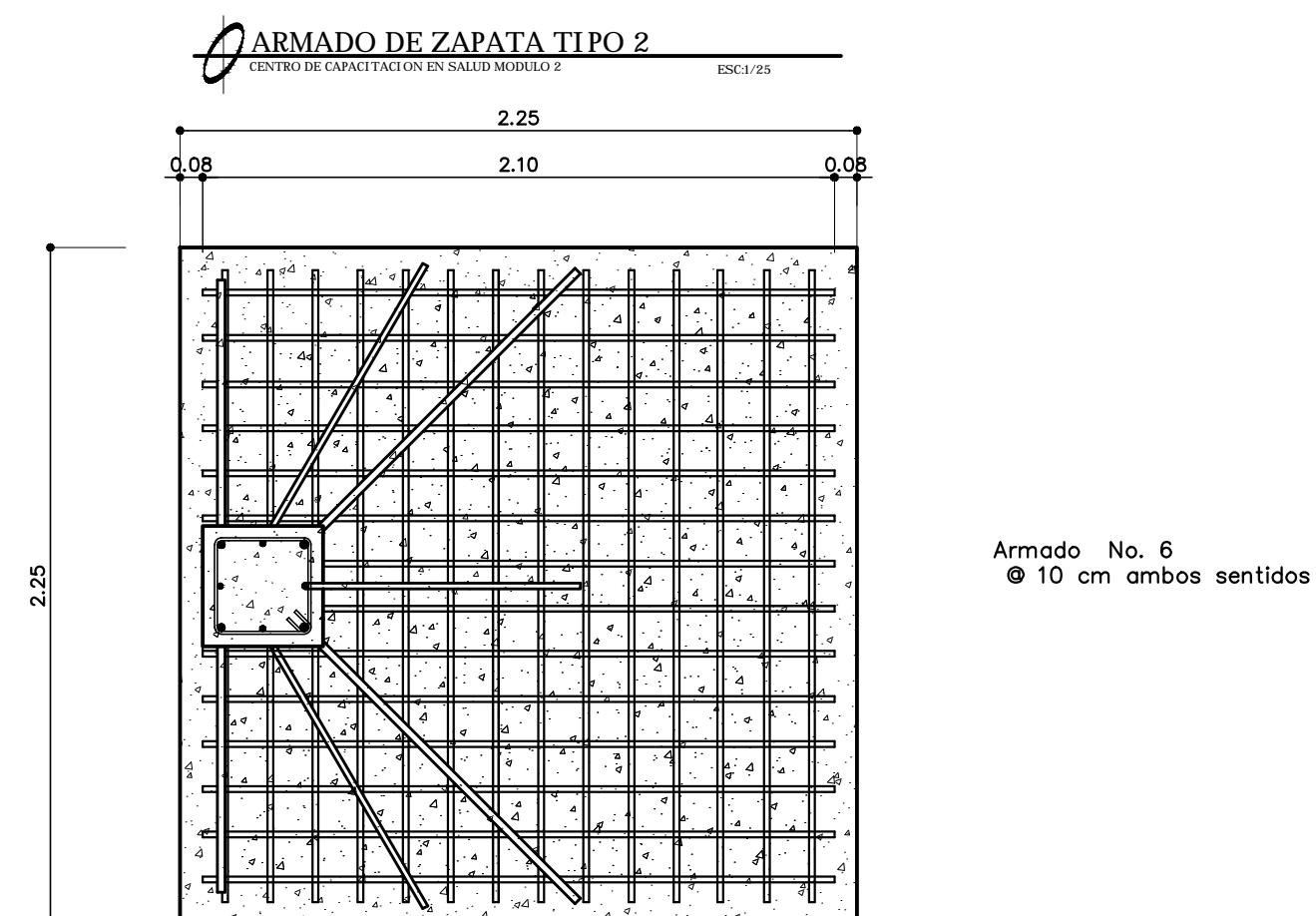
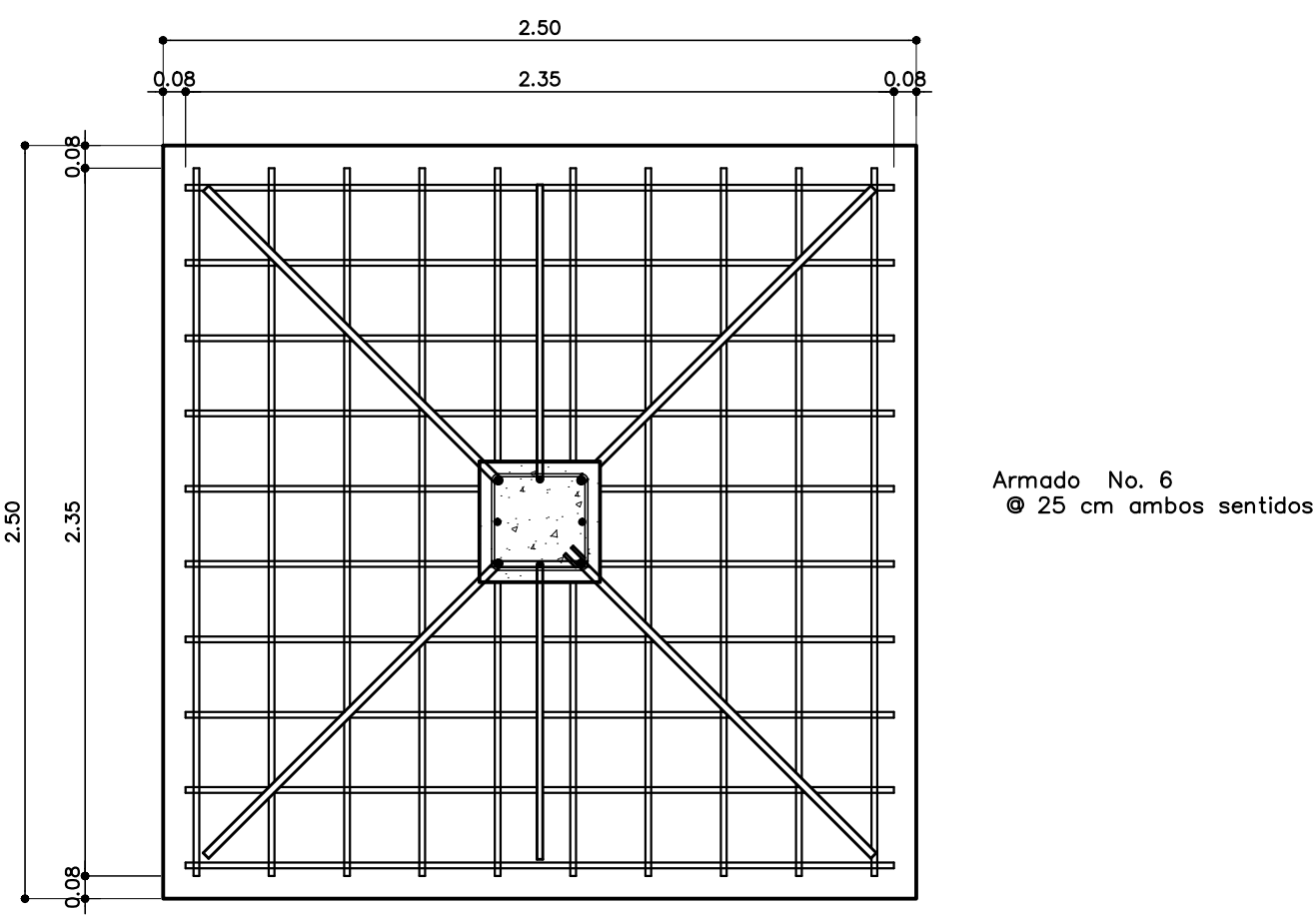
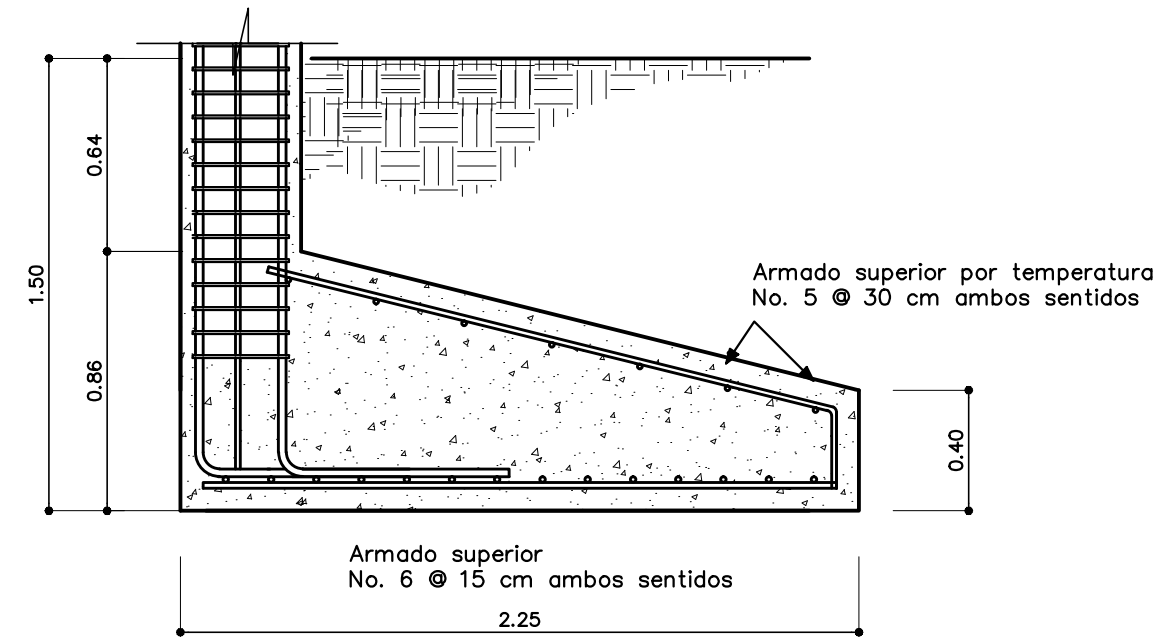
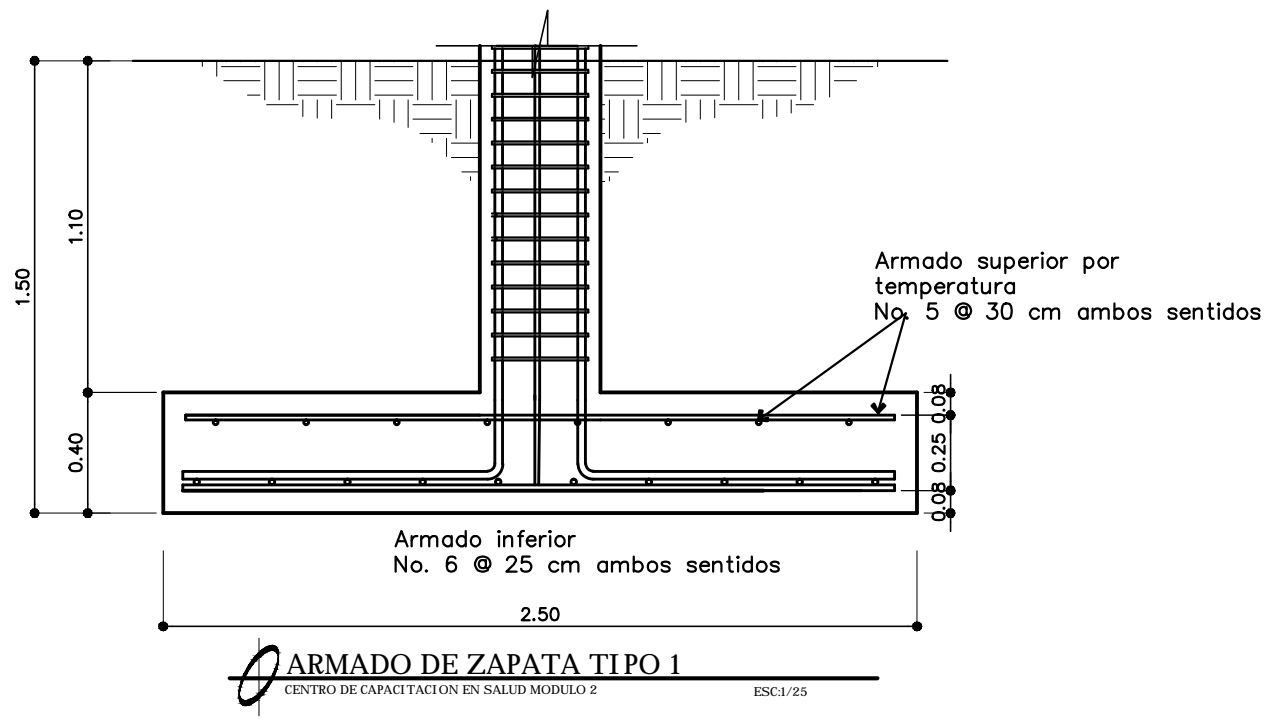
ARQUITECTURA:  ESTRUCTURA:  INSTALACIONES:

ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPESISTA - INGENIERIA CIVIL

3 / 12  
9 / 26





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK

ESCALA: INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

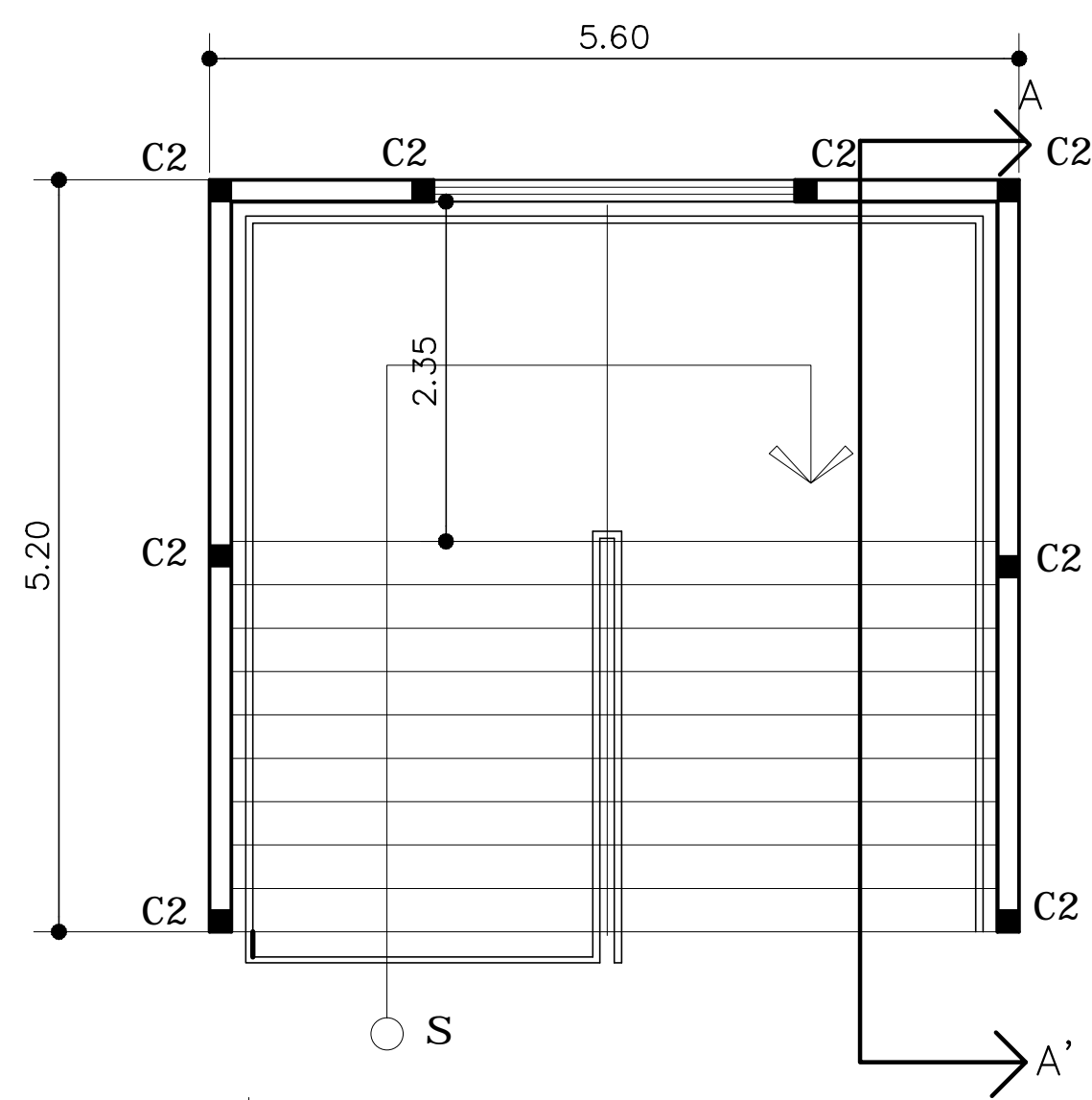
FECHA: NOV 2019

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

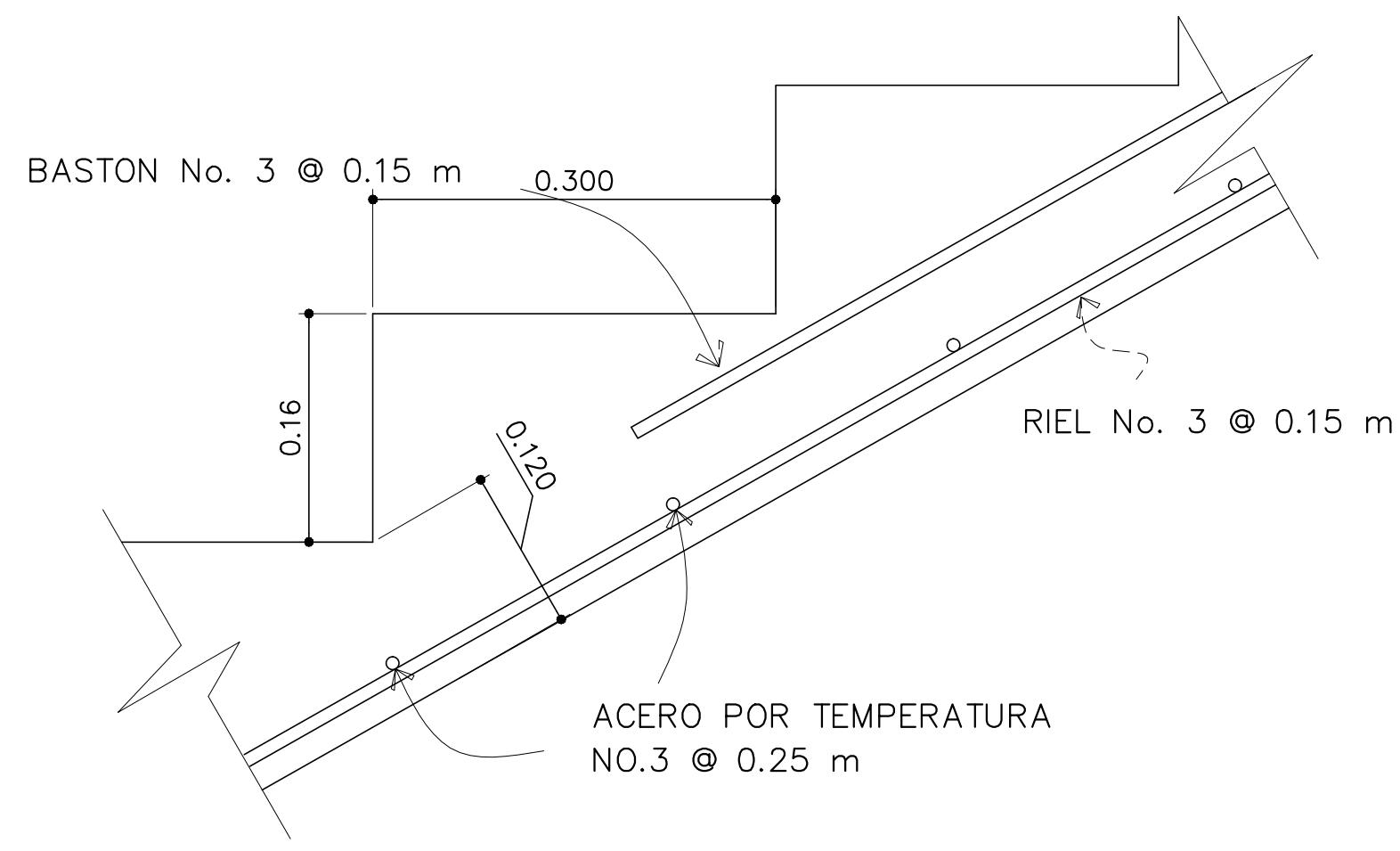
CONTENIDO: DETALLE DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS

ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES EPELISTA - INGENIERIA CIVIL

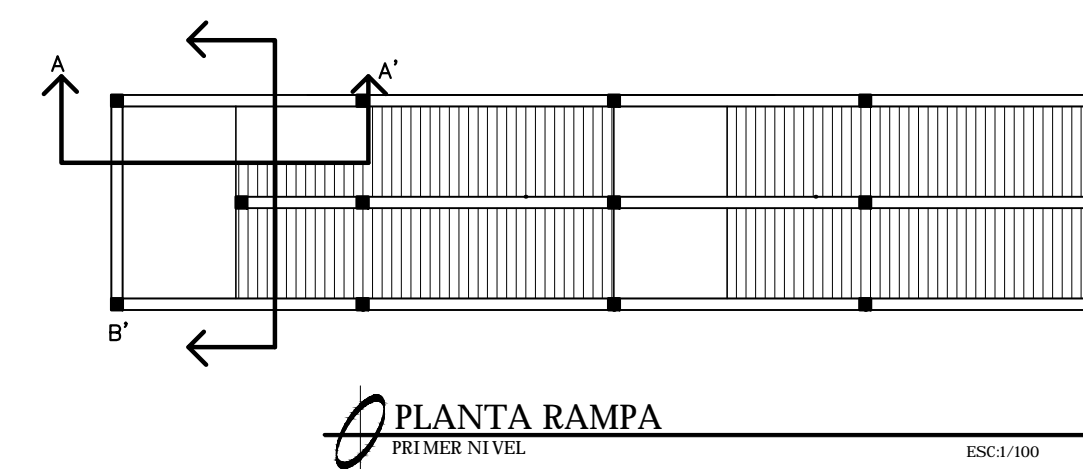
HOJA 4/13 9/26



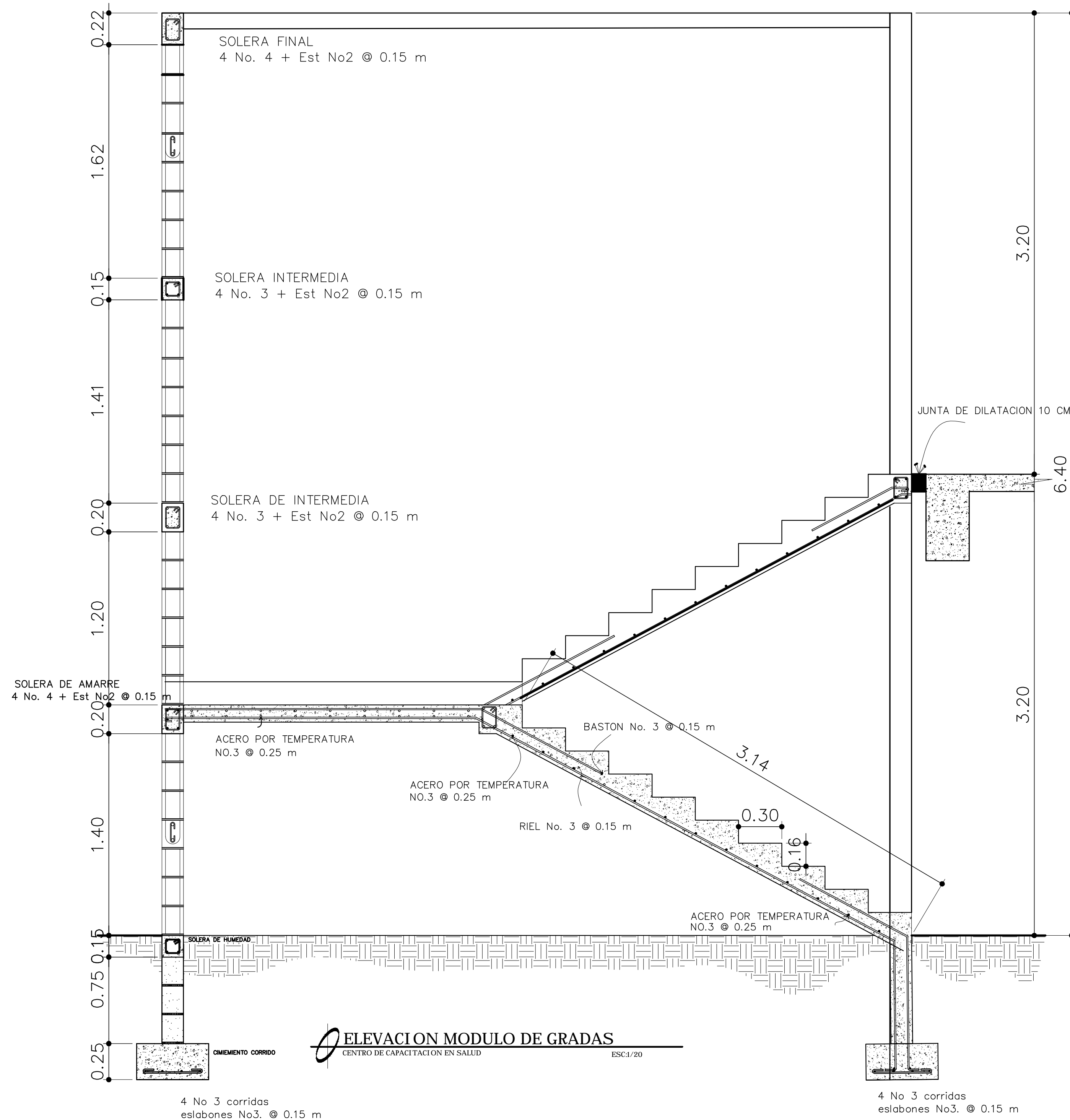
PLANTA MODULO DE GRADAS  
MERCADO COMUNAL ESC:1/50



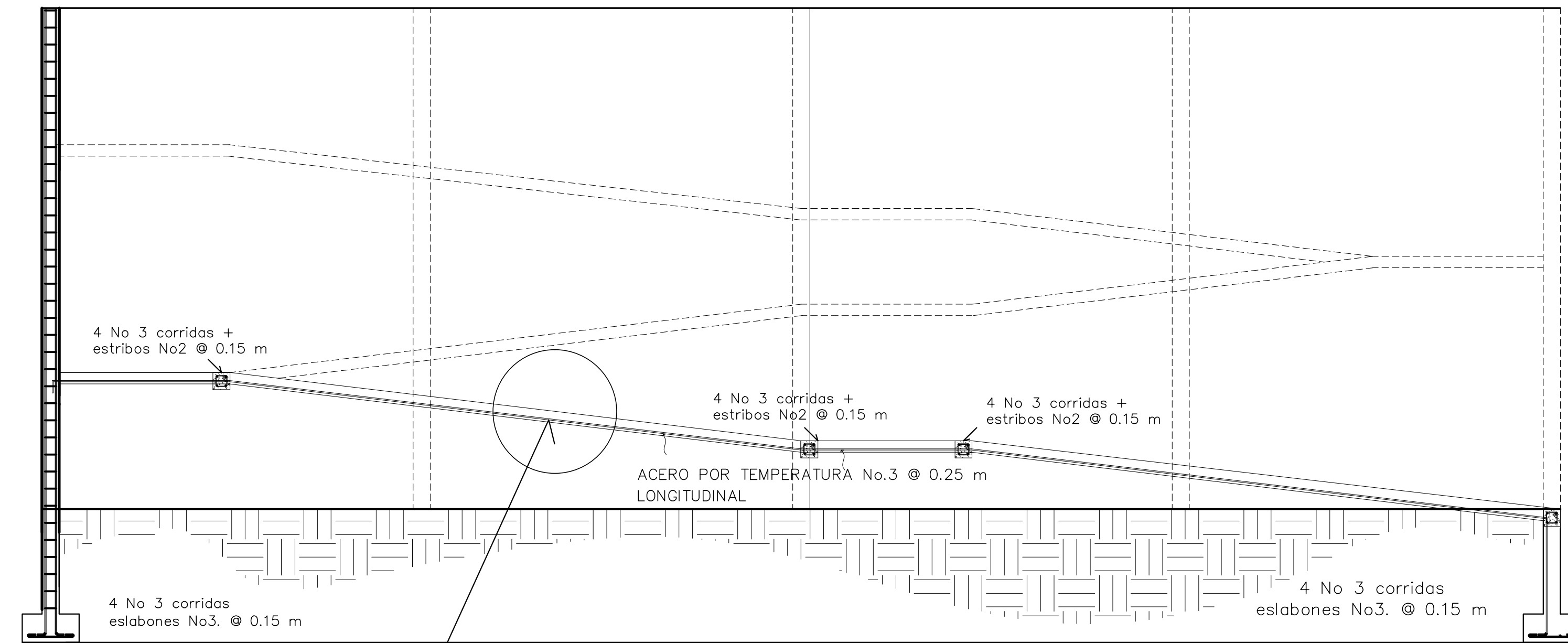
DETALLE DE ARMADO  
MERCADO COMUNAL ESC:1/5



PLANTA RAMPA  
PRIMER NIVEL ESC:1/100

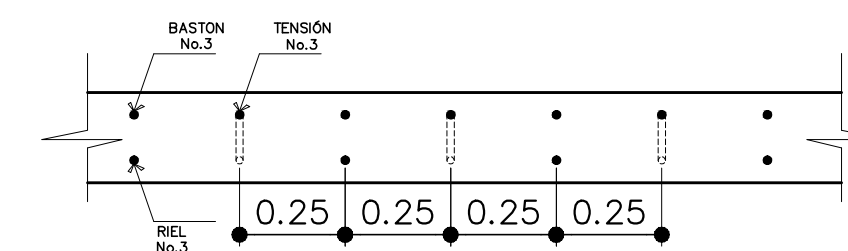


ELEVACION MODULO DE GRADAS  
CENTRO DE CAPACITACION EN SALUD ESC:1/20

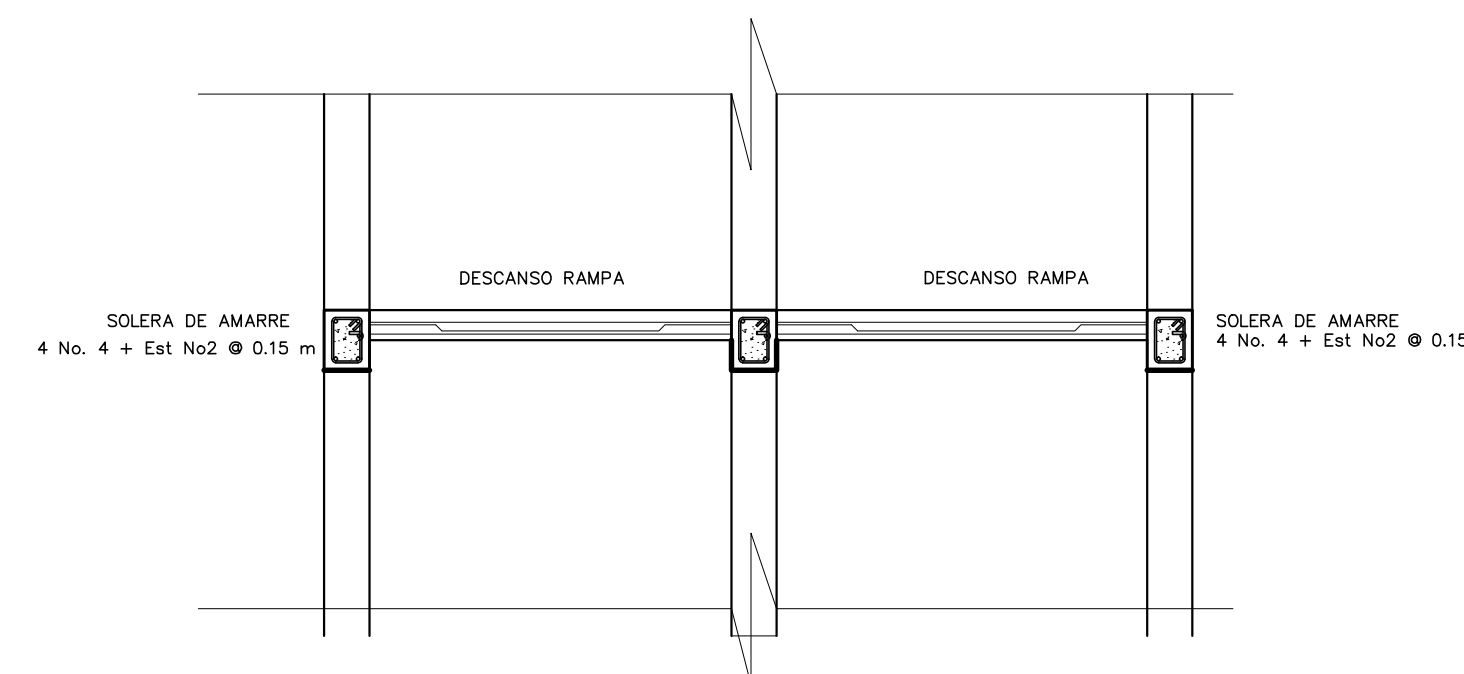


ELEVACION RAMPA  
ESC:1/50 ESCALA

REFUERZO PRINCIPAL TRANSVERSAL CORTE A-A'



CORTE A-A' RAMPA  
RAMP ESC:1/50 ESCALA



CORTE B-B'  
RAMP ESC:1/50 ESCALA

### ESPECIFICACIONES

LOS MUROS NO DEBEN SER ANCLADOS A LAS COLUMNAS NI A LAS VIGAS POR NINGUNA RAZON

EL MODULO DE GRADAS Y RAMPA ES INDEPENDIENTE A LOS MARCOS DE CONCRETO

EL MODULO DE GRADAS ES UNA LOSA EN UNA DIRECCION CON UN ESPESOR DE 0.12 CM, Y CON REFUERZO LONGITUDINAL No.3 @ 0.15 CM Y ACERO POR TEMPERATURA No.3 @ 0.25 CM.

LOS COLUMNAS SERAN TIPO C2 de 0.15\*0.15 CON 4 VARILLAS LONGITUDINALES No.4 y ESTRIBOS No.2 @ 0.15 cm

LA RAMPA ES UNA LOSA EN UNA DIRECCION CON UN ESPESOR DE 0.10 CM, Y CON REFUERZO LONGITUDINAL No.3 @ 0.25 CM Y ACERO POR TEMPERATURA No.3 @ 0.25 CM.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACION DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK

ESCALA: INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

FECHA: NOV 2019

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN

CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN

DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

CONTENIDO: DETALLE DE GRADAS

HOJA

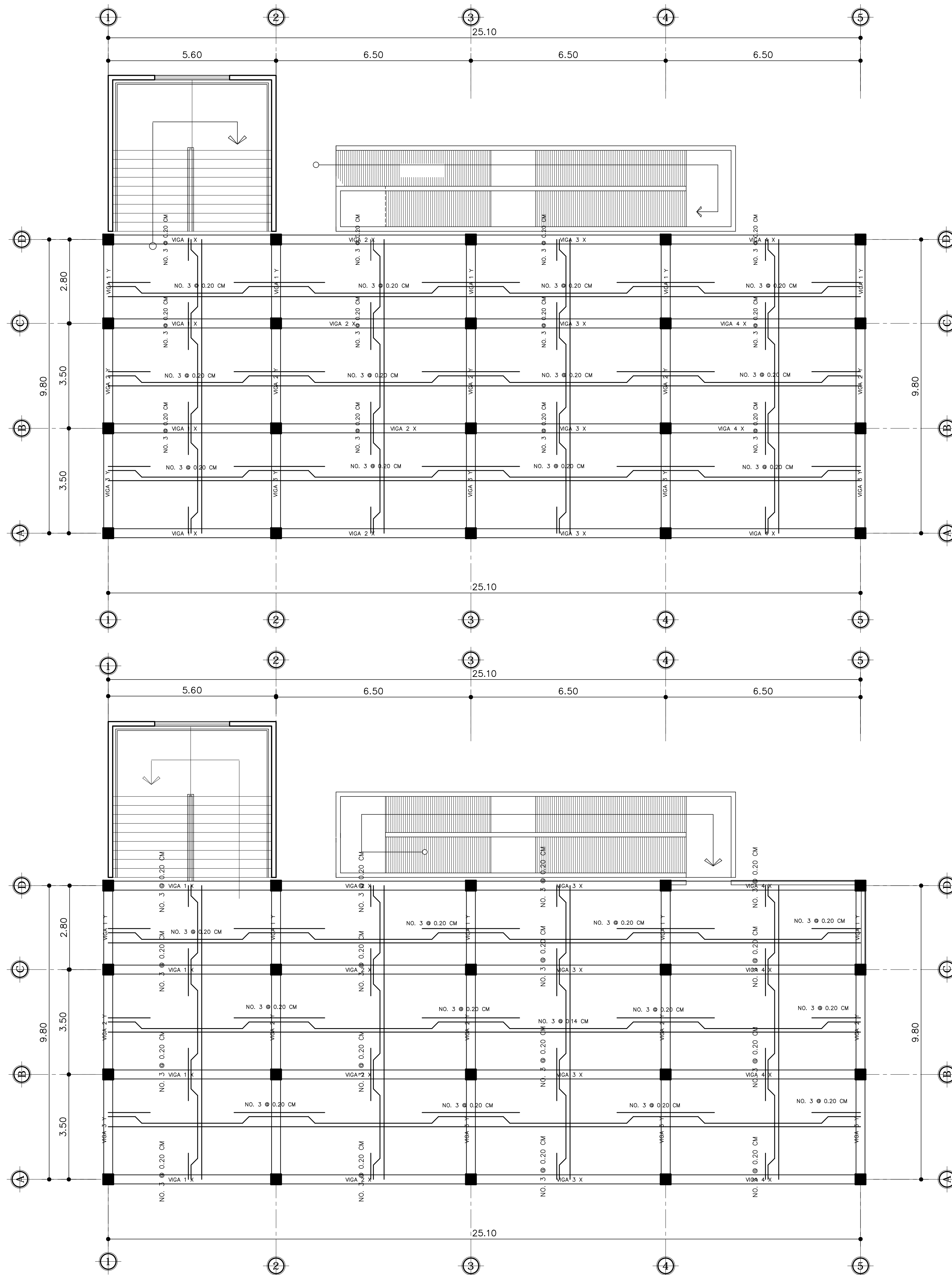
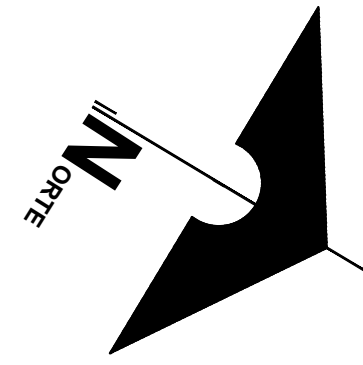
ARQUITECTURA:   
ESTRUCTURA:   
INSTALACIONES:

ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPESISTA - INGENIERIA CIVIL

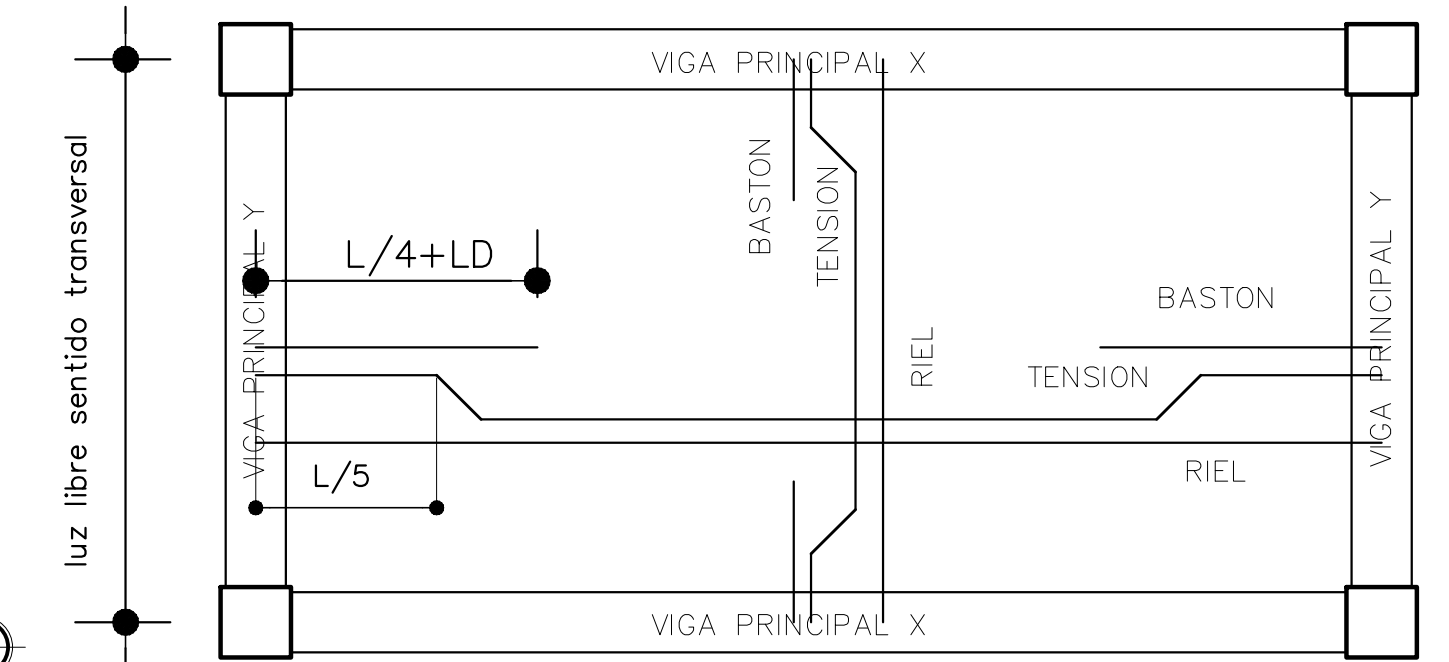
5 / 14  
9 / 26



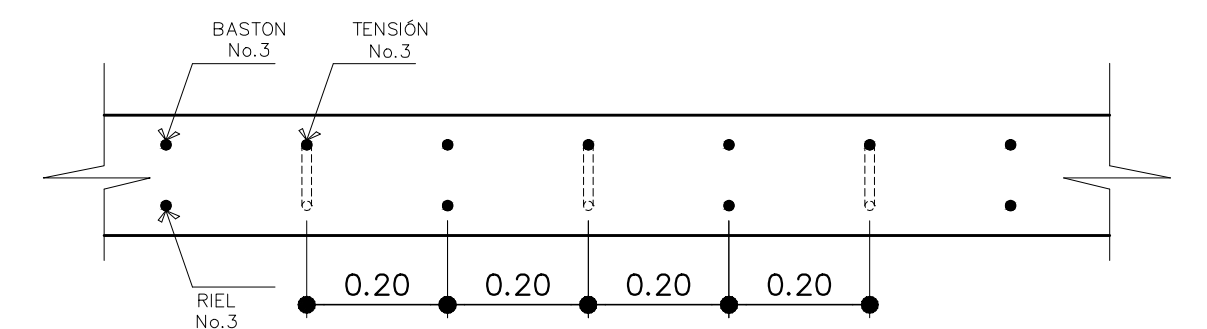


**PLANTA ARMADO DE LOSA Y VIGA**  
PRIMER NIVEL-MODULO 1 ESC:1/75

**PLANTA ARMADO DE LOSA Y VIGA**  
SEGUNDO NIVEL-MODULO 1 ESC:1/75



**DETALLE DE ARMADO LOSA**  
PRIMER NIVEL ESC:1/50



**CORTE DE LOSA**  
PRIMER NIVEL ESC:1/10

### ESPECIFICACIONES

- EL RECUBRIMIENTO SERA DE 2.5 CM.
- EL ESPESOR DE LOSA PARA EL PRIMER Y SEGUNDO NIVEL ES DE 12 CM.
- LONGITUD DE BASTON =  $L/4 + LD$
- TENSION =  $L/5$
- CONCRETO  $f'c$  de 280 kg/cm<sup>2</sup> (4000 psi)
- ACERO  $f_y$  de 4200 kg/cm<sup>2</sup> (GRADO 60)
- PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO 2400 kg/cm<sup>3</sup>
- EL TAMAÑO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO SERA DE  $\frac{3}{4}$ "

### ESPECIFICACIONES ACERO

NO.	TRASLAPE	GANCHO	LONGITUD DE DESARROLLO
3	30 cm	90°	15 cm
4	40 cm	90°	20 cm
5	50 cm	90°	25 cm
6	60 cm	90°	30 cm
7	70 cm	90°	35 cm
8	80 cm	90°	40 cm



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: **DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION EN SALUD EN LA COMUNIDAD CHUKMUK**

ESCALA: INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

FECHA: NOV 2019

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN

CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN

DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

HOJA

CONTENIDO: **PLANO DE ARMADO DE LOSA Y VIGA MÓDULO 1**

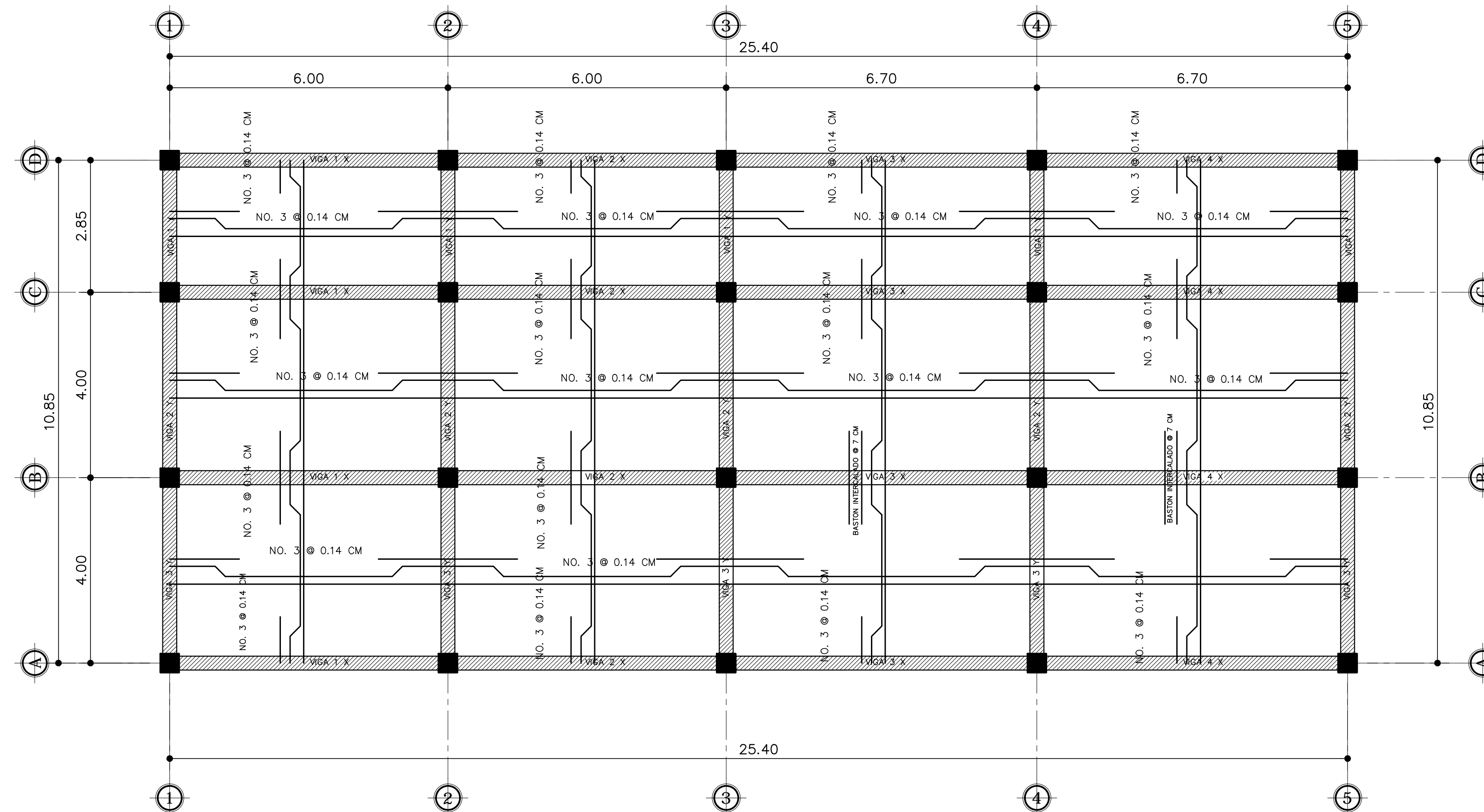
ARQUITECTURA:   
ESTRUCTURA:   
INSTALACIONES:

ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

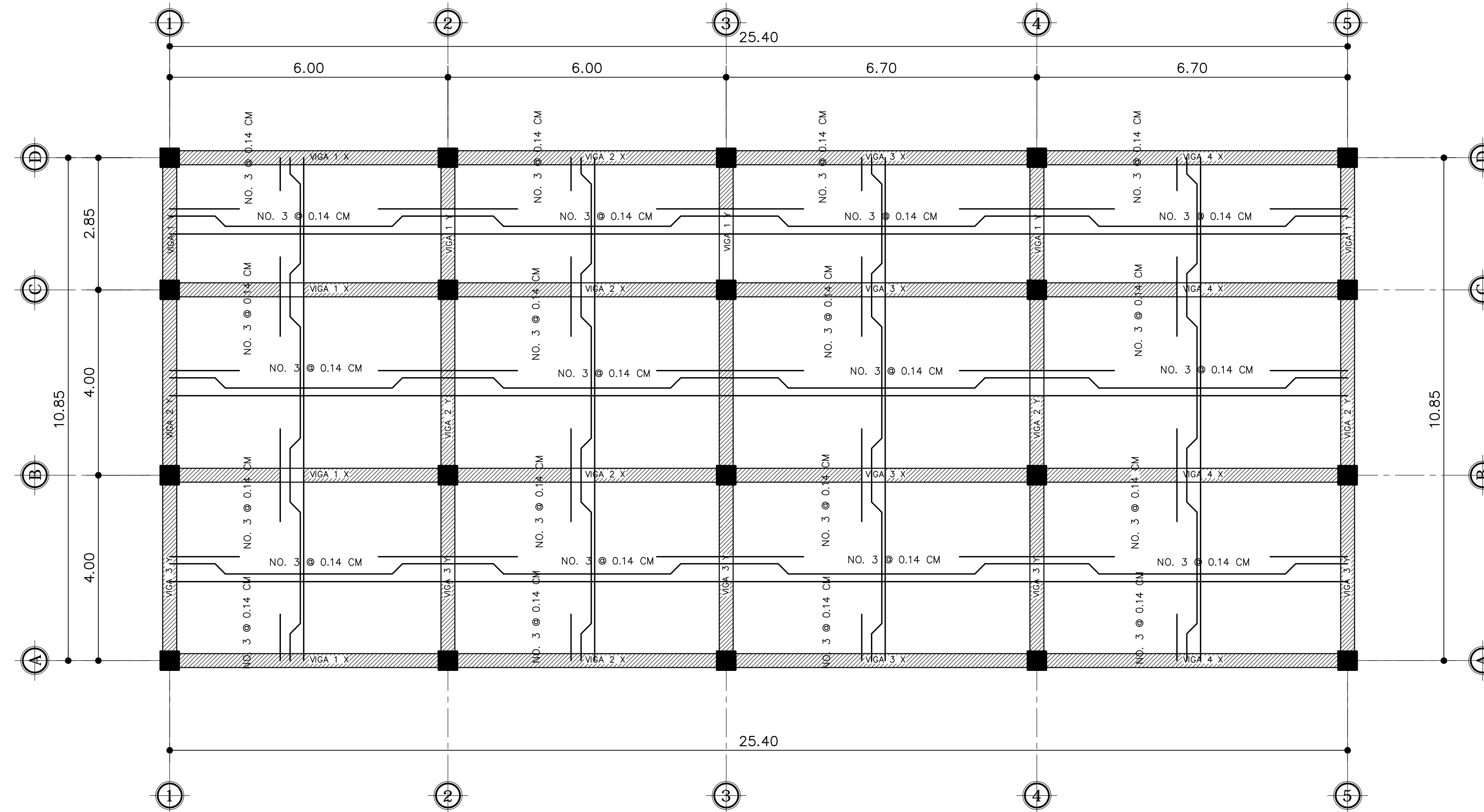
ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPELISTA - INGENIERIA CIVIL

6 / 15  
9 / 26

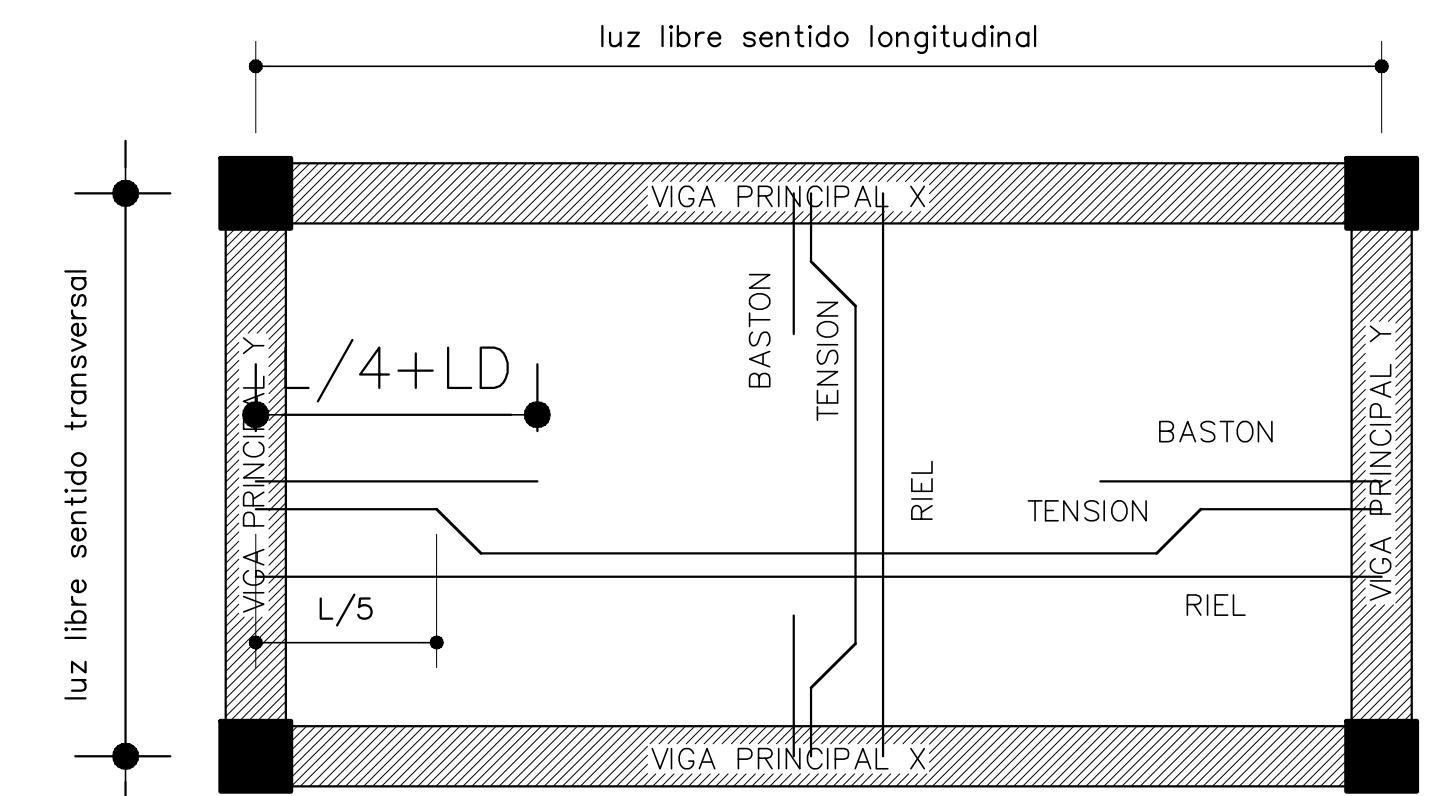




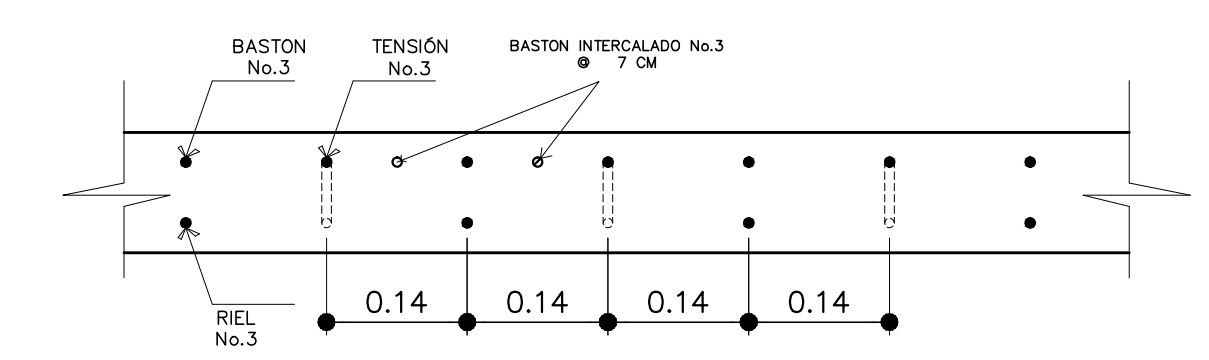
**PLANTA ARMADO DE LOSA Y VIGA**  
PRIMER NIVEL-MODULO 2  
ESC:1/75



**PLANTA ARMADO DE LOSA Y VIGA**  
SEGUNDO NIVEL-MODULO 2  
ESC:1/75



**DETALLE DE ARMADO LOSA**  
PRIMER NIVEL  
ESC:1/50



**CORTE DE LOSA**  
PRIMER NIVEL  
ESC:1/10

**ESPECIFICACIONES**

- SE DEBE INTERCALAR UN BASTÓN No. 3 ENTRE TENSION Y BASTÓN, ÚNICAMENTE DONDE EL PLANO LO INDIQUE.
- EL RECUBRIMIENTO SERA DE 2.5 CM.
- EL ESPESOR DE LOSA PARA EL PRIMER Y SEGUNDO NIVEL ES DE 12 CM.
- LONGITUD DE BASTON =  $L/4 + LD$
- TENSION =  $L/5$
- CONCRETO  $f'c$  de 280 kg/cm<sup>2</sup> (4000 psi)
- ACERO  $f_y$  de 4200 kg/cm<sup>2</sup> (GRADO 60)
- PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO 2400 kg/cm<sup>3</sup>
- EL TAMAÑO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO SERA DE  $\frac{3}{4}$ "

**ESPECIFICACIONES ACERO**

NO.	TRASLAPE	GANCHO	LONGITUD DE DESARROLLO
3	30 cm	90°	15 cm
4	40 cm	90°	20 cm
5	50 cm	90°	25 cm
6	60 cm	90°	30 cm
7	70 cm	90°	35 cm
8	80 cm	90°	40 cm



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION EN SALUD EN LA COMUNIDAD CHUKMUK

ESCALA: INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

FECHA: NOV 2019

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN

CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN

DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

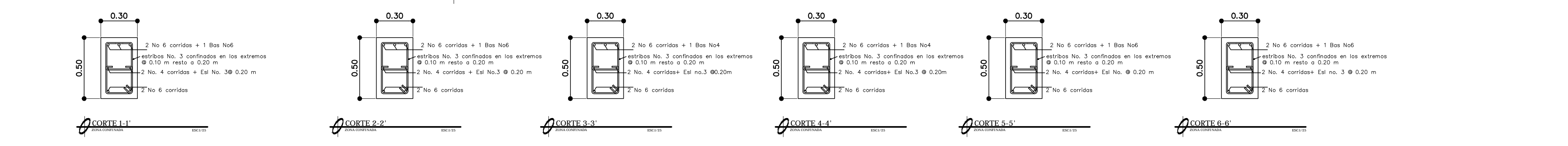
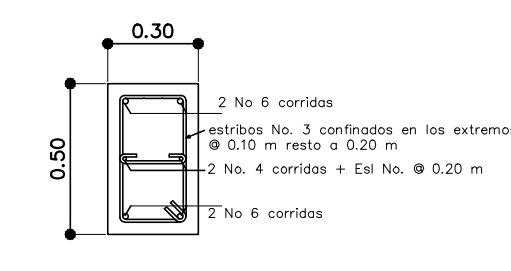
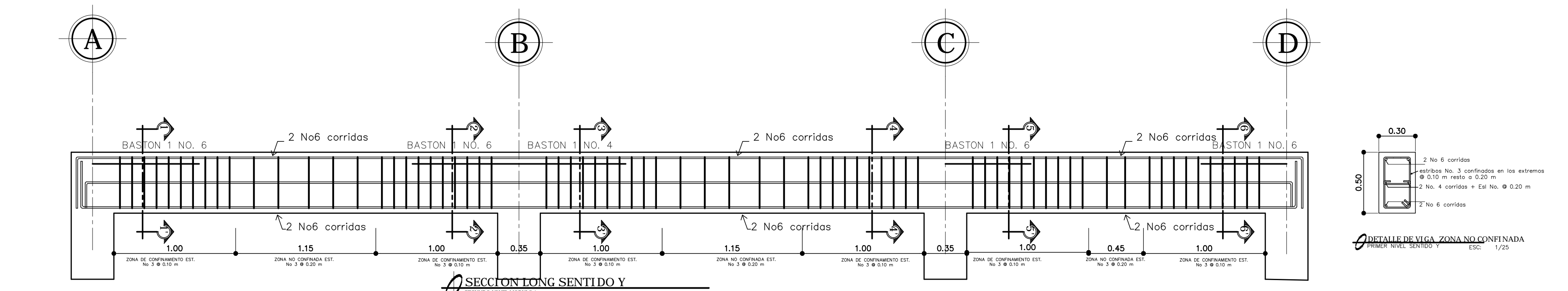
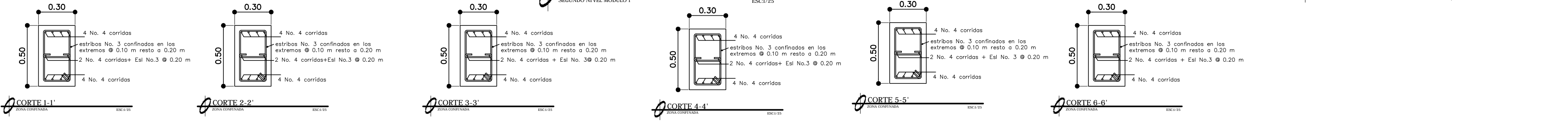
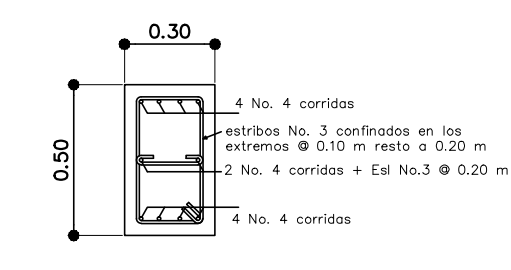
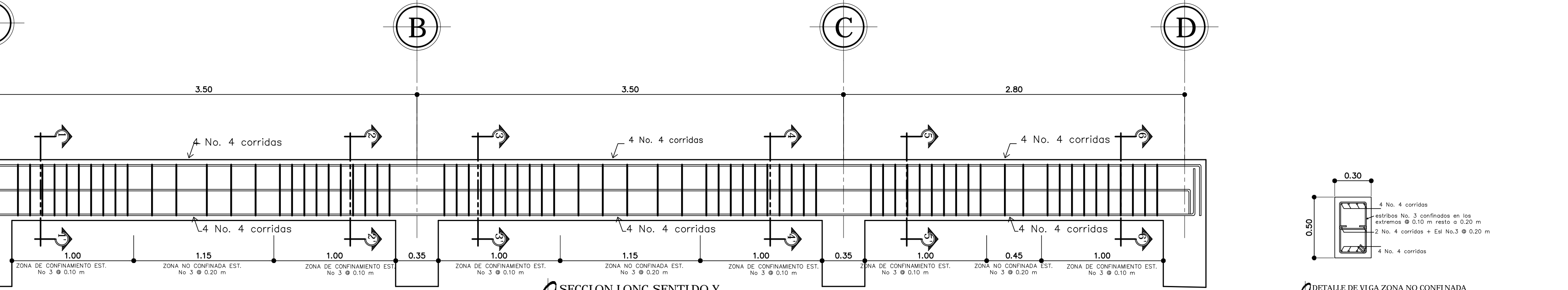
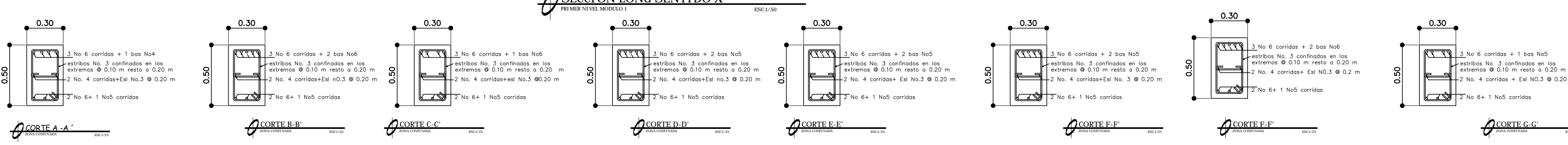
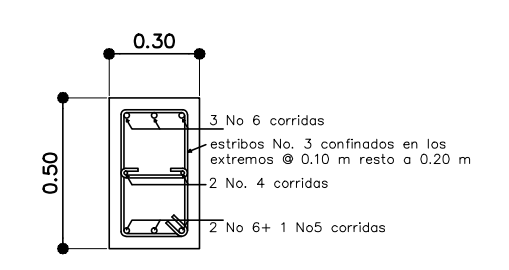
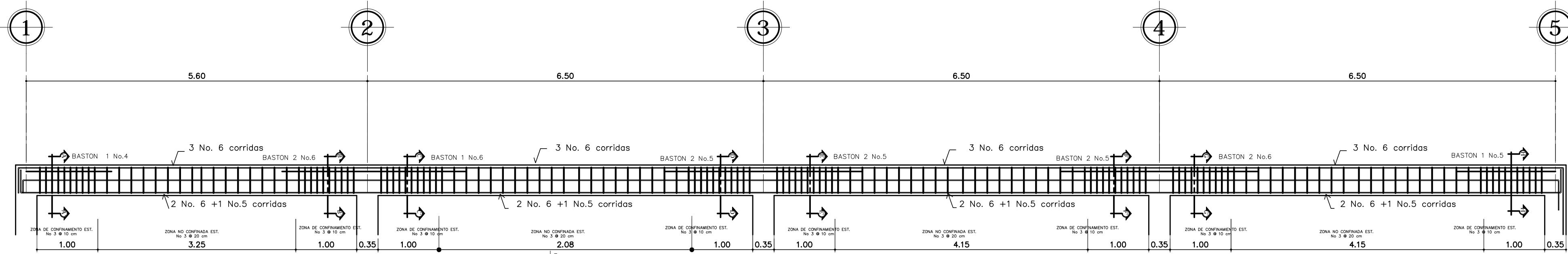
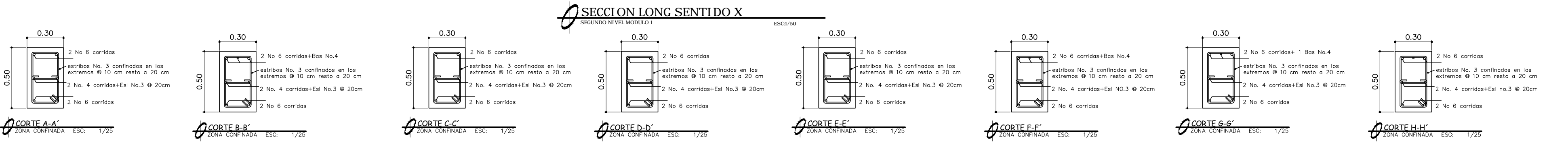
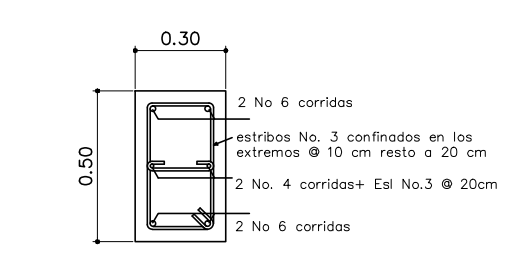
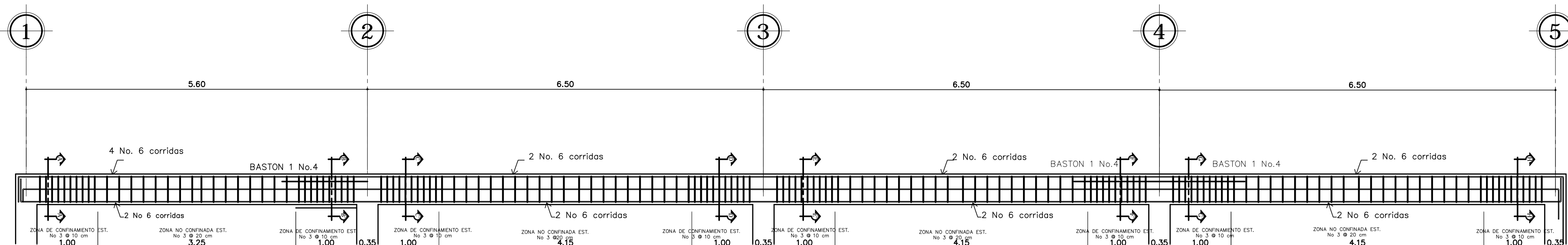
**HOJA**

CONTENIDO: PLANTA AMUEBLADA PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

ARQUITECTURA:   
ESTRUCTURA:   
INSTALACIONES:

ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR  
ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES EPELISTA - INGENIERIA CIVIL





ESPECIFICACIONES ACERO			
NO.	TRASLAPE	GANCHO	LONGITUD DE DESARROLLO
3	30 cm	90°	15 cm
4	40 cm	90°	20 cm
5	50 cm	90°	25 cm
6	60 cm	90°	30 cm
7	70 cm	90°	35 cm
8	80 cm	90°	40 cm

**ESPECIFICACIONES**

LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.

LOS RECUBRIMIENTOS SERAN DE 4 CM, ESTE SE MEDIRA DEL ROSTRO DE LA VARILLA HACIA LA SUPERFICIE DEL CONCRETO.

EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A 5 CM DE LA CARA DE APOYO


ESTRIBOS EN LA ZONA CONFINADA @ 10 CM

ESTIBOS EN LA ZONA NO CONFINADA @ 20 CM

CONCRETO  $f_c$  280 KG/CM<sup>2</sup>

ACERO  $f_y$  = 4200 kg/cm<sup>2</sup>

LONGITUD DE BASTON= L/4+LD



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: **DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK**

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

DISERÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

CONTENIDO: **DETALLE DE VIGA MODULO 1 SENTIDO X, Y**

ESCALA: INDICADA

FECHA: NOV 2019

**HOJA**

ARQUITECTURA:

ESTRUCTURA:

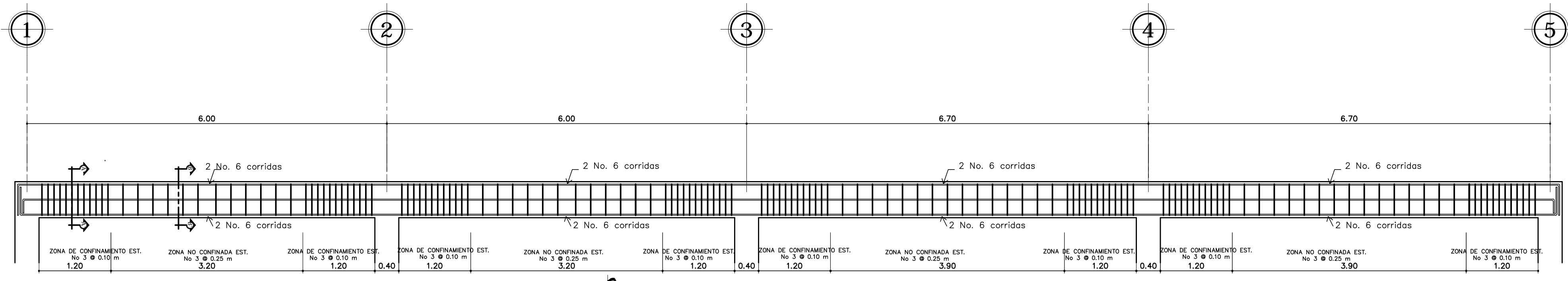
INSTALACIONES:

8/17  
9/26

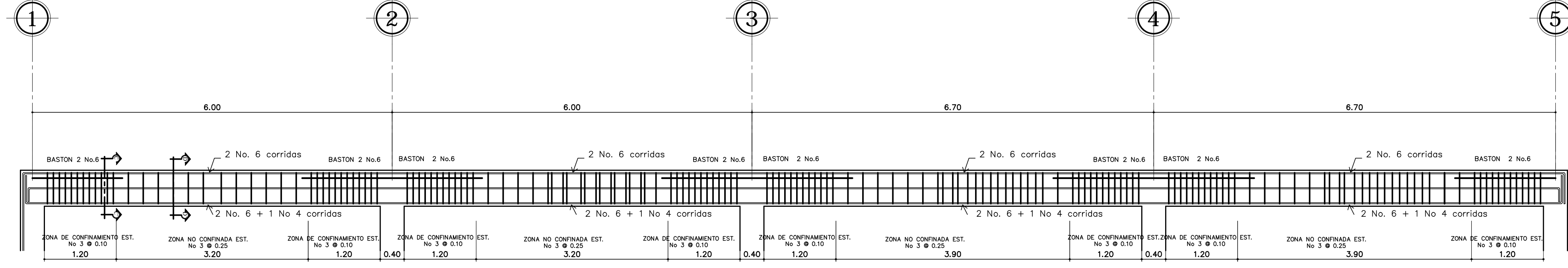
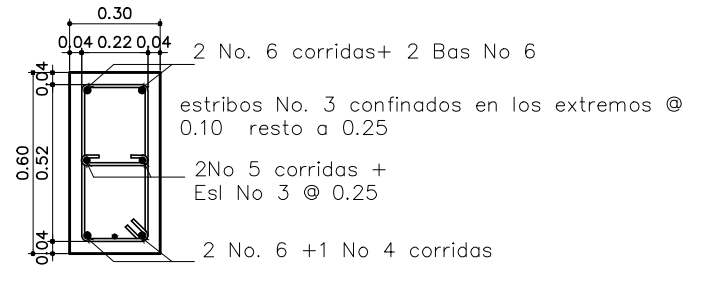
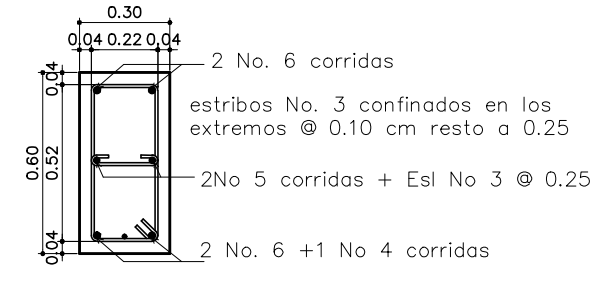
ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPESISTA - INGENIERIA CIVIL

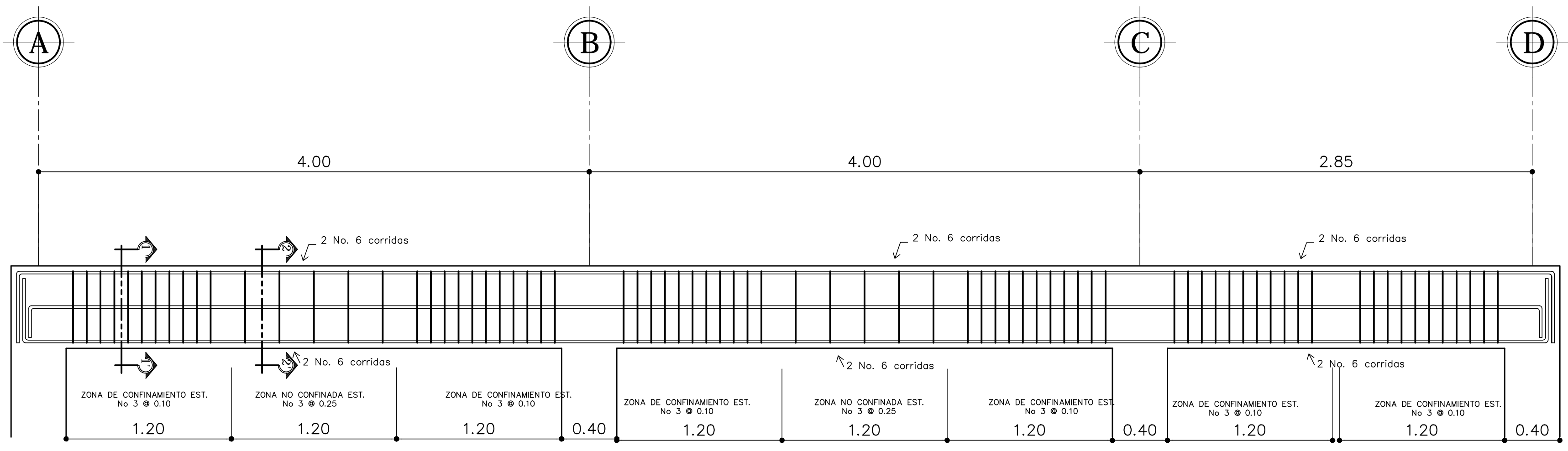
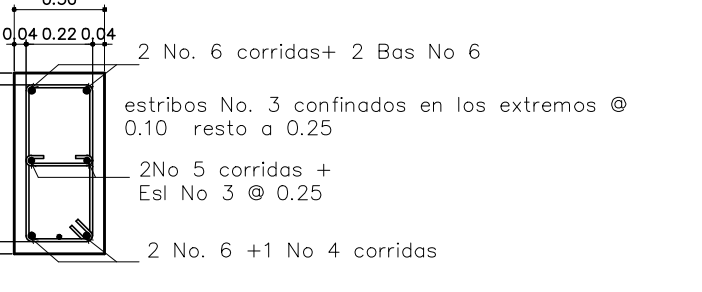
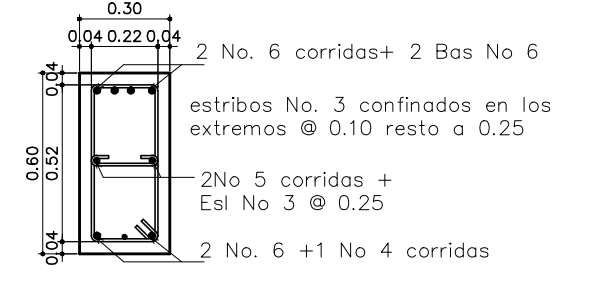




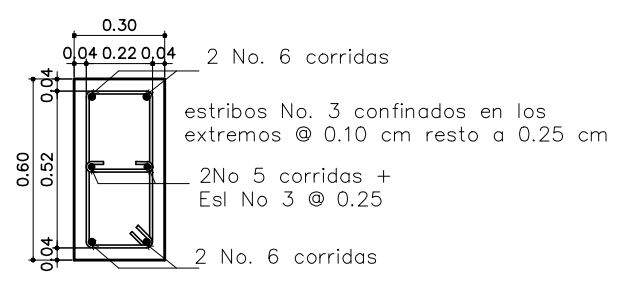
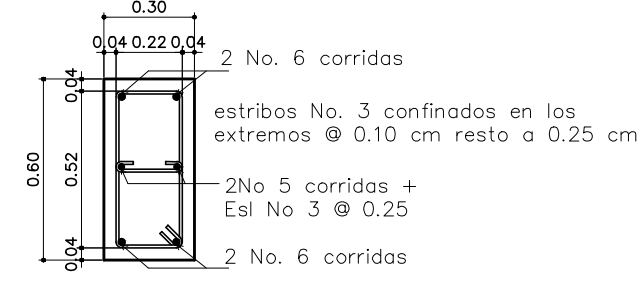
SECCION LONG SENTIDO X  
SEGUNDO NIVEL, MODELO 2



SECCION LONG SENTIDO X  
PRIMER NIVEL, MODELO 2



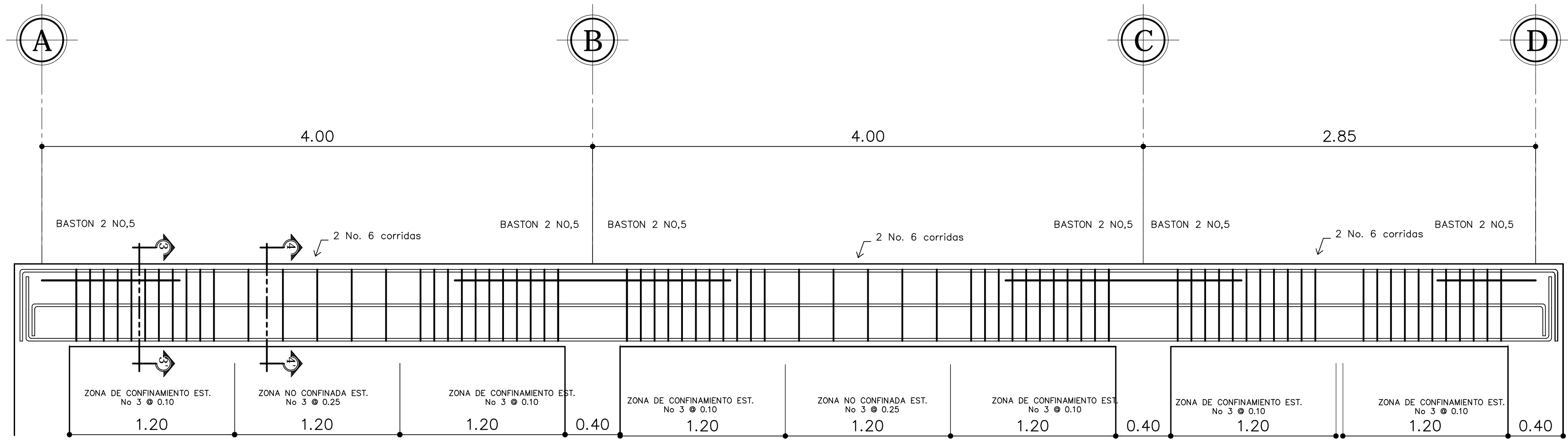
SECCION LONG SENTIDO Y  
SEGUNDO NIVEL, MODELO 2



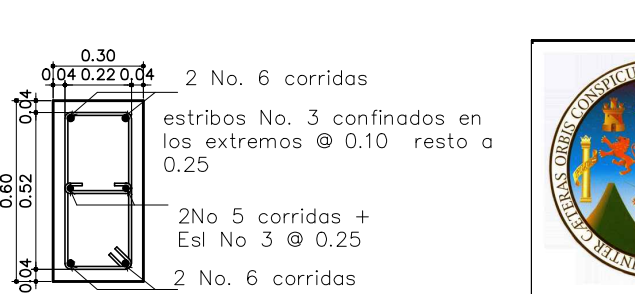
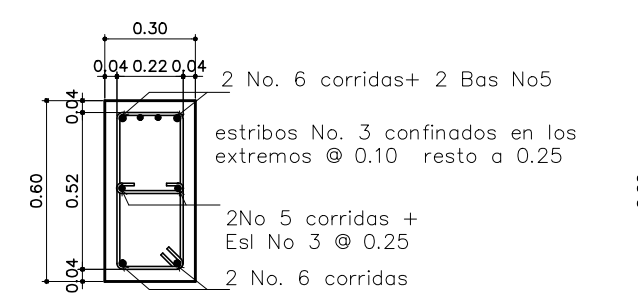
ESPECIFICACIONES ACERO			
NO.	TRASLAPE	GANCHO	LONGITUD DE DESARROLLO
3	30 cm	90°	15 cm
4	40 cm	90°	20 cm
5	50 cm	90°	25 cm
6	60 cm	90°	30 cm
7	70 cm	90°	35 cm
8	80 cm	90°	40 cm

CORTE 1-1 DE VIGA EN Y

CORTE 2-2 DE VIGA EN Y



SECCION LONG SENTIDO Y  
PRIMER NIVEL, MODELO 2




CORTE 3-3 DE VIGA EN Y

CORTE 4-4 DE VIGA EN Y

ESPECIFICACIONES

LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.  
LOS RECUBRIMIENTOS SERAN DE 4 CM, ESTE SE MEDIRA DEL ROSTRO DE LA VARILLA HACIA LA SUPERFICIE DEL CONCRETO.  
EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A 5 CM DE LA CARA DE APOYO  
ESTRIBOS EN LA ZONA CONFINADA @ 10 CM  
ESTIBOS EN LA ZONA NO CONFINADA @ 20 CM  
CONCRETO f'c 280 KG/CM2  
ACERO fy = 4200 kg/cm2  
LONGITUD DE BASTON= L/4+LD



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: **DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK**

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES      CARNE: 201213357

DISERÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN      CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN      DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

CONTENIDO: **DETALLE DE VIGA MODULO 1 SENTIDO X**

ESCALA: INDICADA

FECHA: NOV 2019

**HOJA**

ARQUITECTURA:

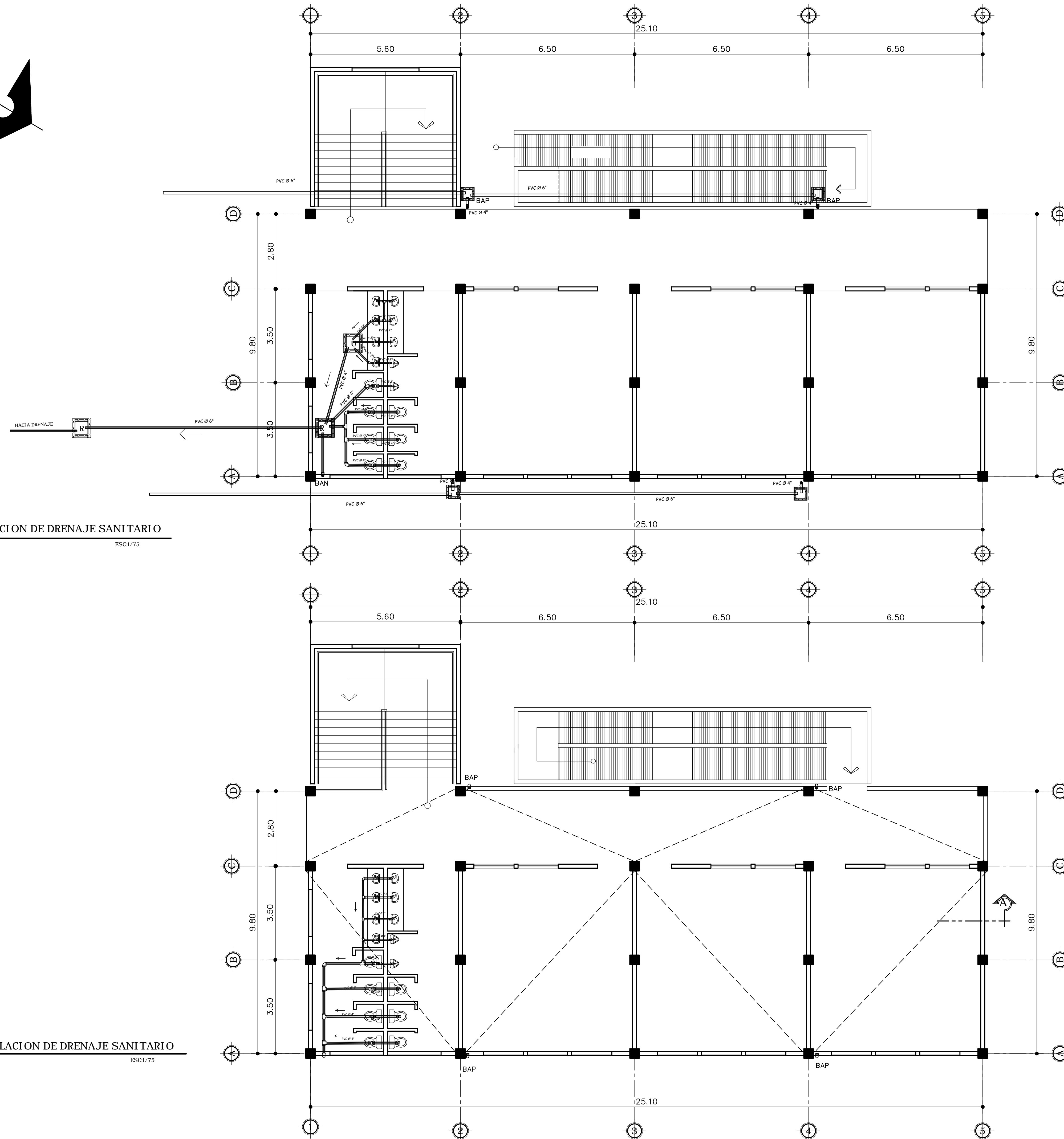
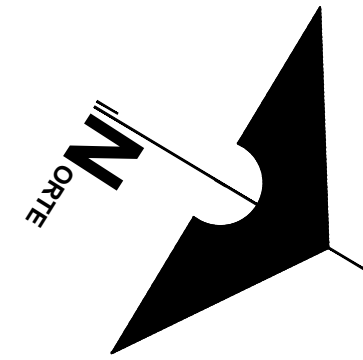
ESTRUCTURA:

INSTALACIONES:

9 / 18  
9 / 26

ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPESISTA - INGENIERIA CIVIL



PLANTA INSTALACION DE DRENAJE SANITARIO  
PRIMER NIVEL-MODULO 1 ESC1/75

PLANTA INSTALACION DE DRENAJE SANITARIO  
SEGUNDO NIVEL-MODULO 1 ESC1/75

**SIMBOLOGIA DE DRENAJES**

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	CAJA DE REGISTRO
	INDICA SENTIDO DE PENDIENTE
	TUBO DE DRAJAJE AGUAS NEGRAS
	CODO 45°
	SIFÓN TERMINAL PERFIL
	CODO 90° ELEVACIÓN
	YE
	TEE
	CAJA UNION
	CAJA TRAMPA DE GRASA
	CAJA PARA PILA
	TUBO DE DRAJAJE AGUA PLUVIAL
BAN	BAJADA DE AGUAS NEGRAS
BAP	BAJADA DE AGUA PLUVIAL

ESPECIFICACIONES

- TODA LA TUBERIA SERA DE CLORURO DE POLIVINILO (P.V.C)
- TODA LA TUBERIA DEBERÁ INSTALARSE CON UNA PENDIENTE MINIMA DEL 2 %
- LA INSTALACIÓN SANITARIA DEBE SER COLOCADA DEBAJO DE LA INSTALACIÓN HIDRÁULICA, PARA EVITAR LA CONTAMINACIÓN POR FILTRACIÓN
- DE 1 A 4 TUBOS LA CAJA SERA DE 0.59X0.59 m.
- DE 5 A 7 TUBOS LA CAJA SERA DE 0.79X0.89 m.
- LA PROFUNDIDAD DE LAS AJAS DEPENDERA DE LSO NIVELES FINALES DEL TERRENO



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK

ESCALA: INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

FECHA: NOV 2019

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN

CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN

DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

**HOJA**

CONTENIDO: PLANTA INSTALACIÓN DE DRENAJE SANITARIO

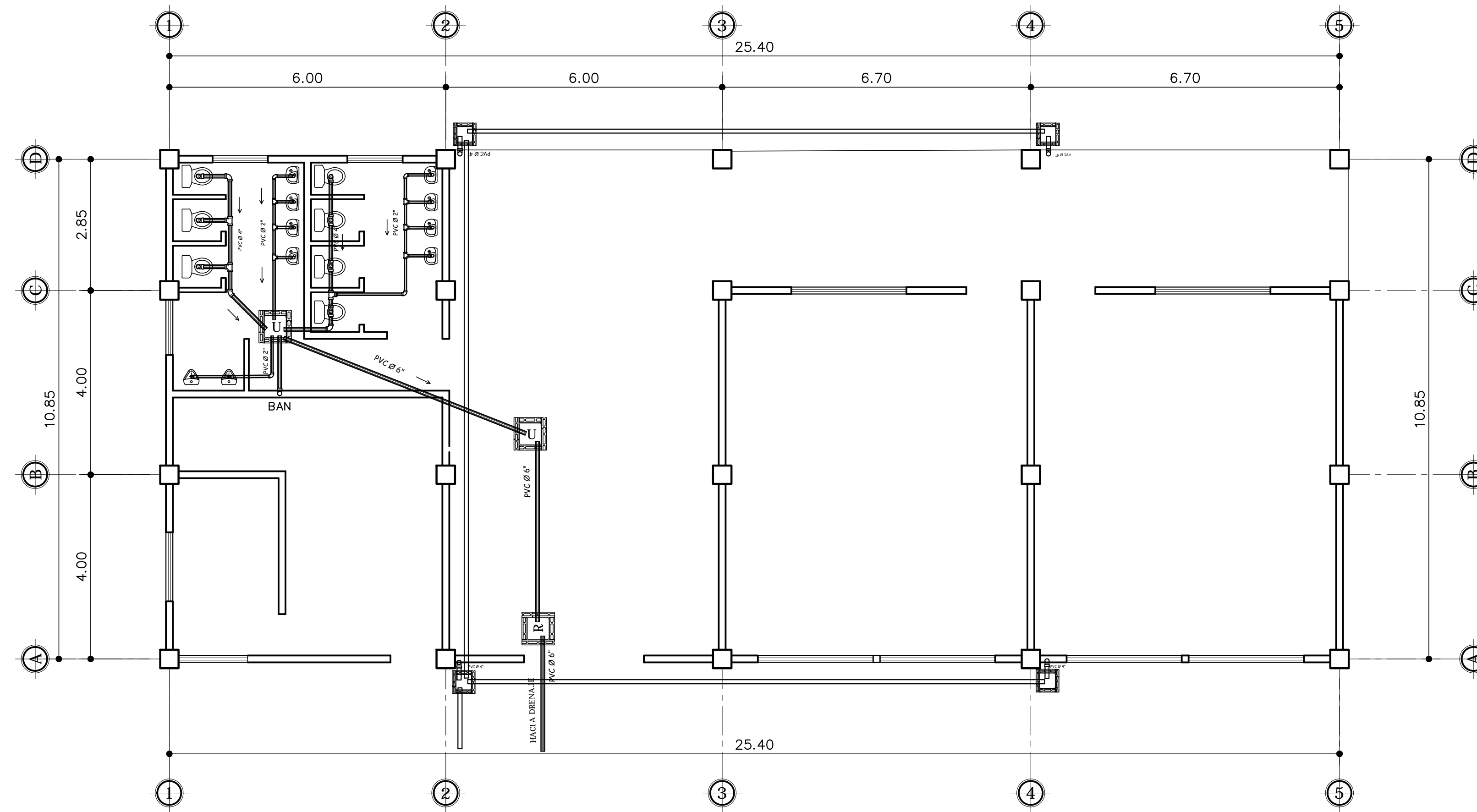
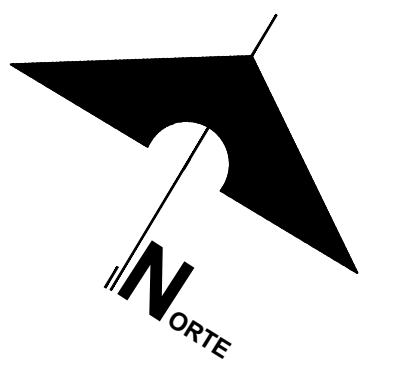
ARQUITECTURA:   
ESTRUCTURA:   
INSTALACIONES:

ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

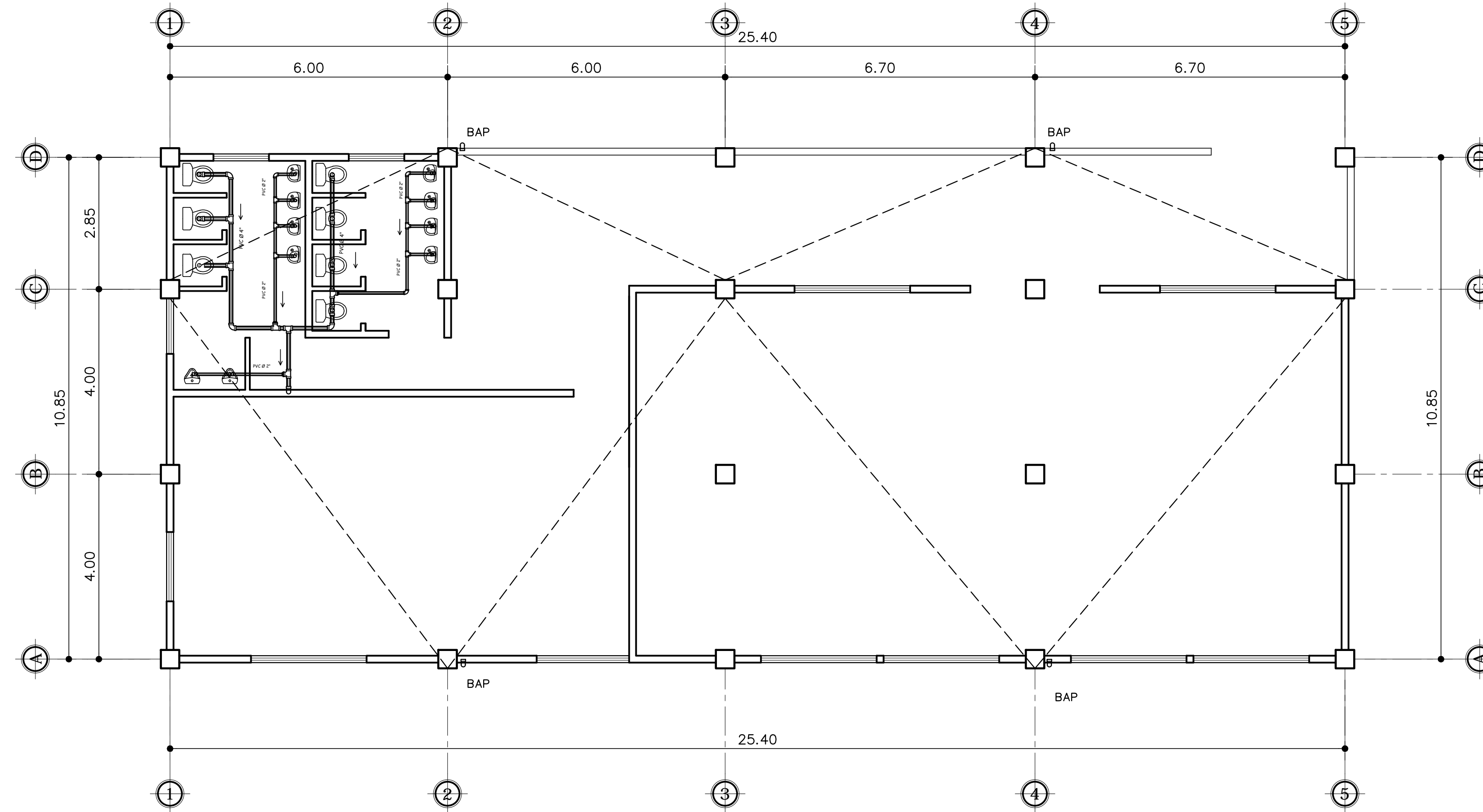
ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPESISTA - INGENIERIA CIVIL

1 / 19  
8 / 26





**PLANTA INSLACION DE DRENAJE SANITARIO**  
PRIMER NIVEL-MODULO 2  
ESC:1/75



**PLANTA INSTALACION DE DRENAJE SANITARIO**  
SEGUNDO NIVEL-MODULO 2  
ESC:1/75

SIMBOLOGIA DE DRENAJES	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	CAJA DE REGISTRO
	INDICA SENTIDO DE PENDIENTE
	TUBO DE DRENAJE AGUAS NEGRAS
	CODO 45°
	REDUCTOR DE 4" A 2"
	SIFÓN TERMINAL PERFIL
	CODO 90° ELEVACIÓN
	YE
	CAJA UNION
	CAJA TRAMPA DE GRASA
	CAJA PARA PILA
	TUBO DE DRENAJE AGUA PLUVIAL
BAN	BAJADA DE AGUAS NEGRAS
BAP	BAJADA DE AGUA PLUVIAL

**ESPECIFICACIONES**

- TODA LA TUBERIA SERA DE CLORORO DE POLIVINILO (P.V.C)
- TODA LA TUBERIA DEBERÁ INSTALARSE CON UNA PENDIENTE MINIMA DEL 2 %
- LA INSTALACIÓN SANITARIA DEBE SER COLOCADA DEBAJO DE LA INSTALACIÓN HIDRÁULICA, PARA EVITAR LA CONTAMINACIÓN POR FILTRACIÓN
- DE 1 A 4 TUBOS LA CAJA SERA DE 0.59X0.59 m.
- DE 5 A 7 TUBOS LA CAJA SERA DE 0.79X0.89 m.
- LA PROFUNDIDAD DE LAS CAJAS DEPENDERA DE LOS NIVELES FINALES DEL TERRENO



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: **DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK**

ESCALA: INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

FECHA: NOV 2019

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN

CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN

DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

**HOJA**

CONTENIDO: **PLANTA DE INSTALACION DE DRENAJE SANITARIO**

ARQUITECTURA:

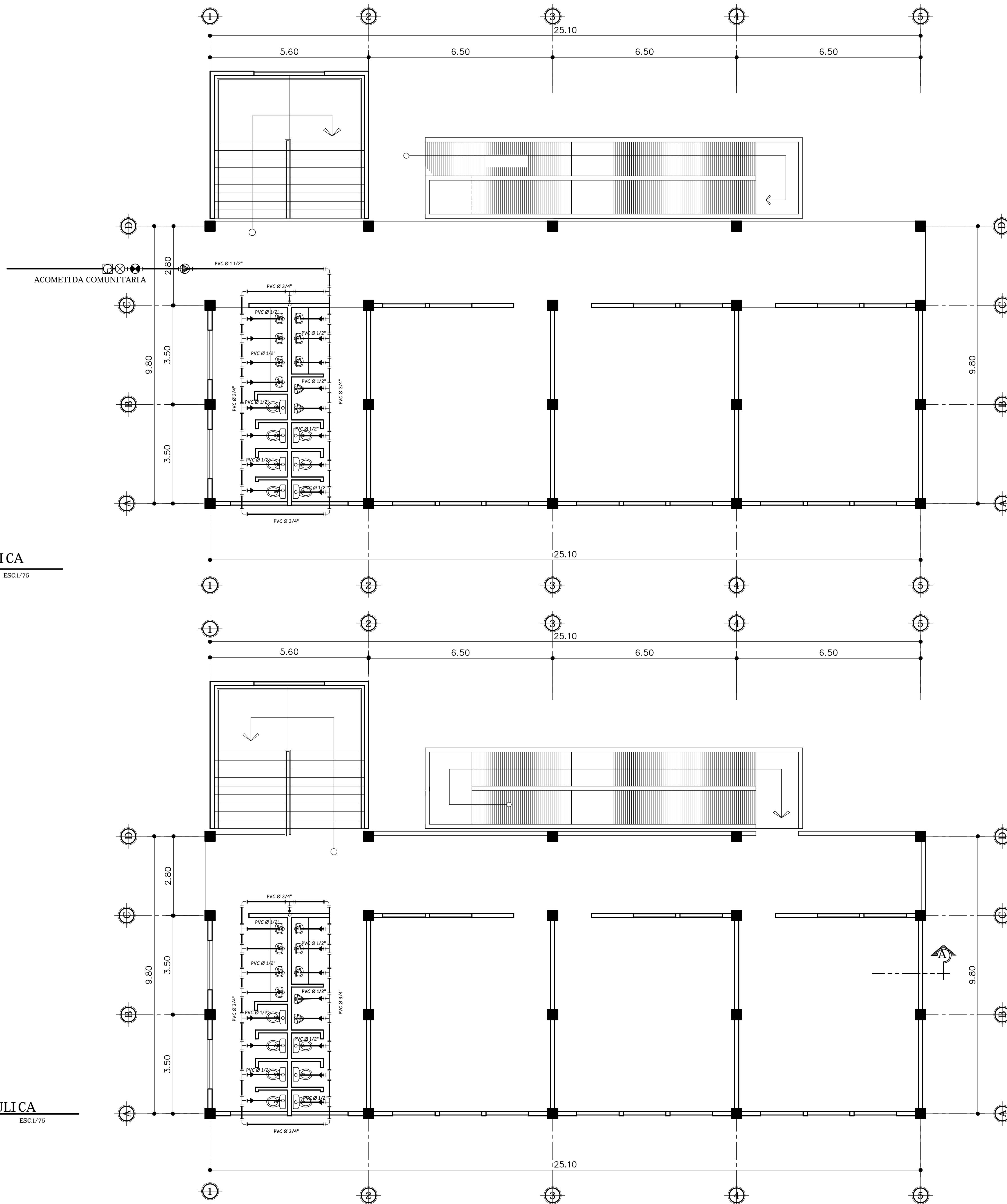
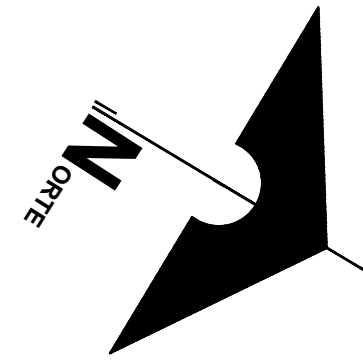
ESTRUCTURA:

INSTALACIONES:

ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPESISTA - INGENIERIA CIVIL

2 / 20  
8 / 26



### SIMBOLOGÍA DE INSTALACION POTABLE

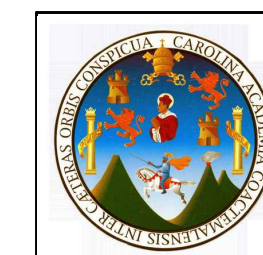
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	LLAVE DE PASO
	CONTADOR
	LLAVE DE COMPUERTA
	LLAVE DE CHEQUE
	TUBERIA PVC Ø INDICADO
	CODO PVC A 90° GRADOS VERTICAL
	CODO PVC A 90° HORIZONTAL
	TEE PVC HORIZONTAL
	REDUCTOR PVC DE Ø 1 1/2" A 3/4", Y 3/4" A Ø 1/2"
	CHORRO

#### NOTAS:

TUBERIA PARA 160 PSI  
TUBERIA DE AGUA - 0.60 BAJO NPT.

PLANTA INSTALCION HIDRAULICA  
PRIMER NIVEL-MODULO 1 ESC:1/75

PLANTA INSTALCION HIDRAULICA  
SEGUNDO NIVEL-MODULO 1 ESC:1/75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK

ESCALA: INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

FECHA: NOV 2019

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN

CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN

DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

HOJA

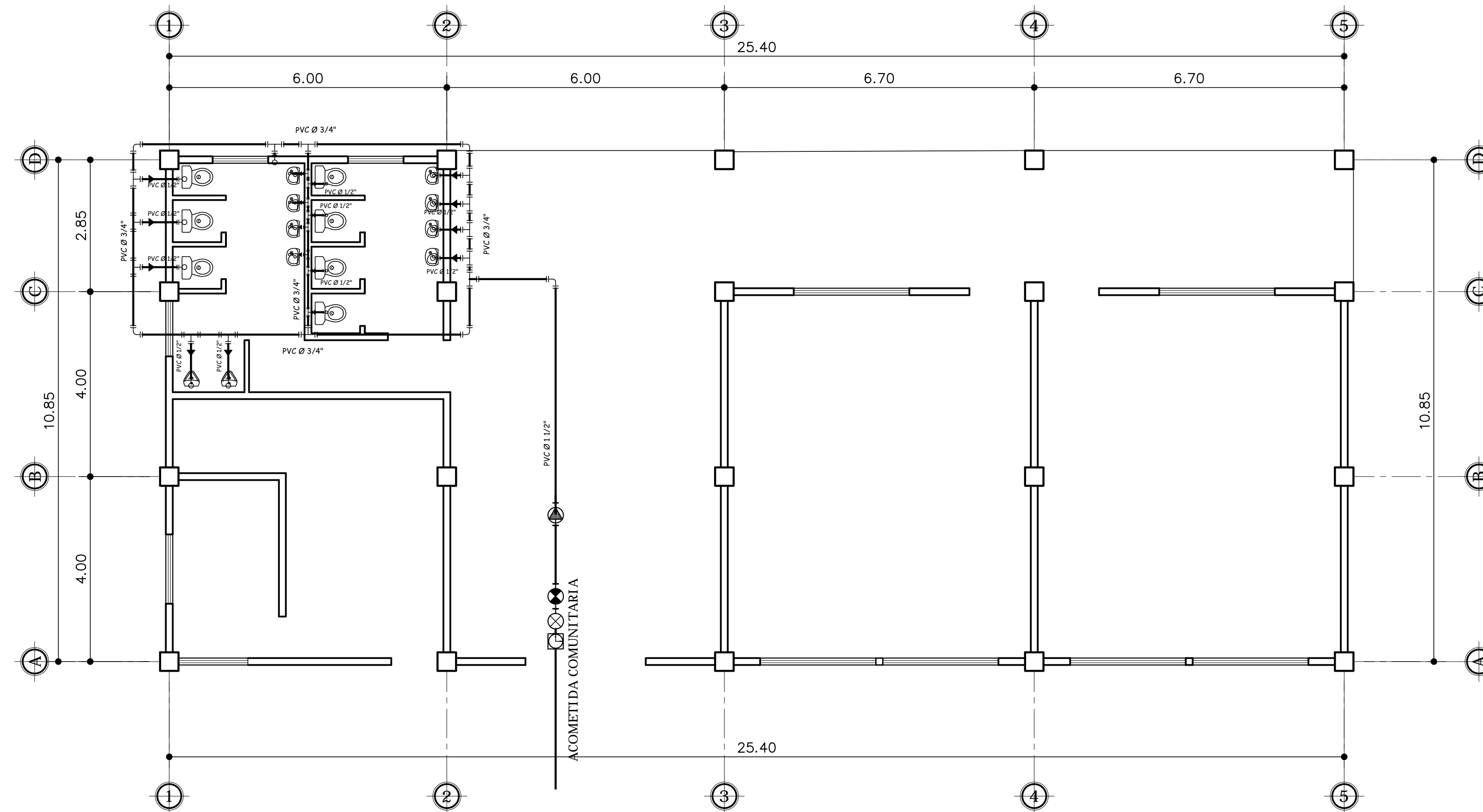
CONTENIDO: PLANTA INSTALCION HIDRÁULICA

ARQUITECTURA:   
ESTRUCTURA:   
INSTALACIONES:

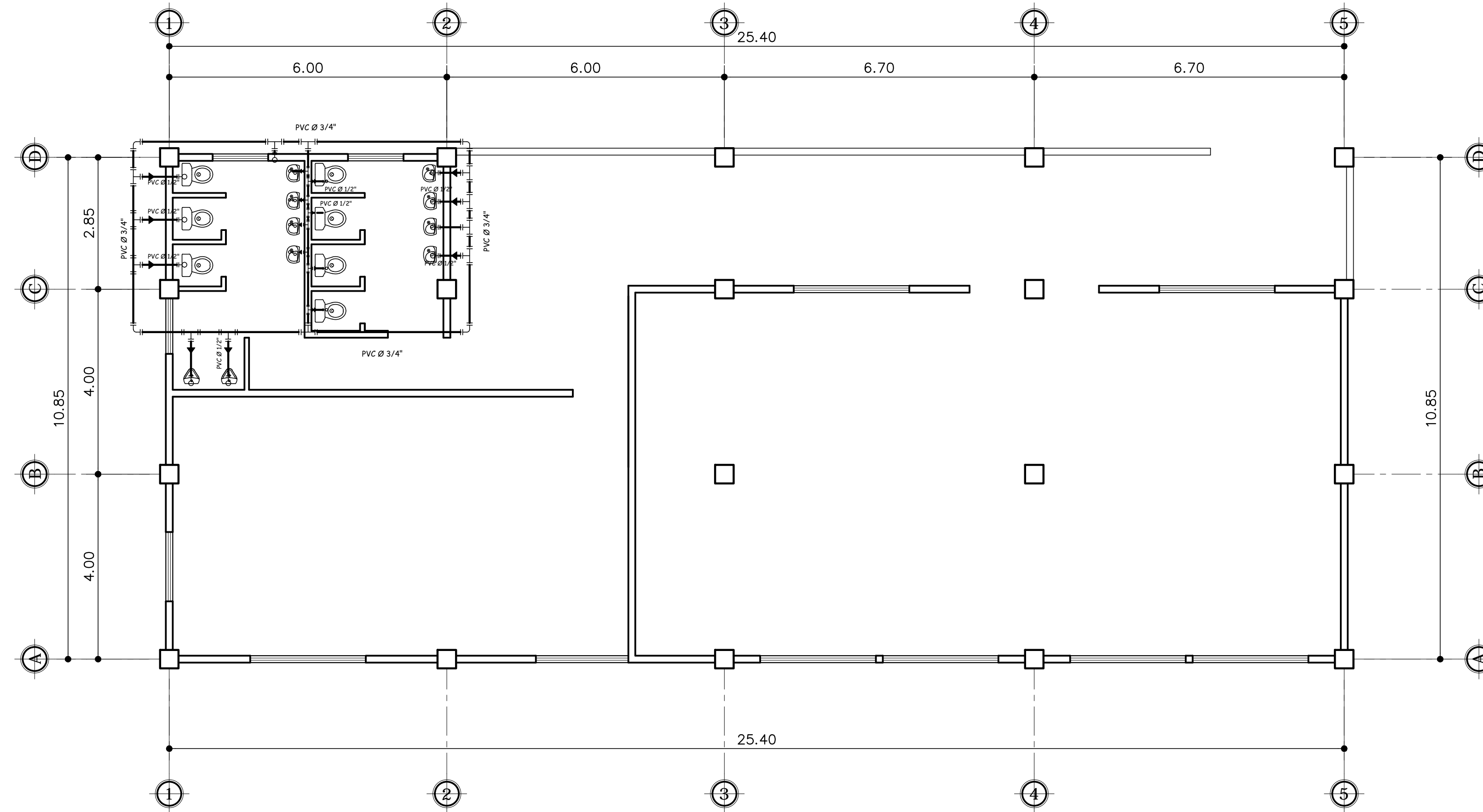
ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPELISTA - INGENIERIA CIVIL

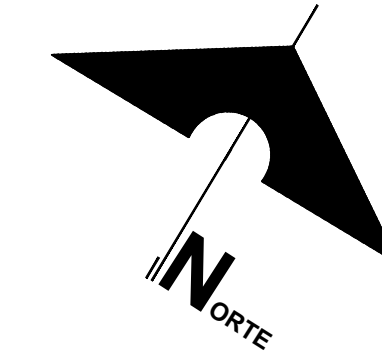
3 / 21  
8 / 26



**PLANTA INSTALACIÓN HIDRAULICA**  
PRIMER NIVEL-MODULO 2 ESC:1/75



**PLANTA INSTALACIÓN HIDRAULICA**  
SEGUNDO NIVEL-MODULO 2 ESC:1/75



**SIMBOLOGÍA DE INSTALACION POTABLE**

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	CONTADOR
	LLAVE DE PASO
	LLAVE DE COMPUERTA
	LLAVE DE CHEQUE
	TUBERIA PVC Ø INDICADO
	CODO PVC A 90° GRADOS VERTICAL
	CODO PVC A 90° HORIZONTAL
	TEE PVC HORIZONTAL
	REDUCTOR PVC DE Ø 1 1/2" A 3/4", Y 3/4" A Ø 1/2"
	CHORRO

NOTAS:  
TUBERIA PARA 160 PSI  
TUBERIA DE AGUA - 0.60 BAJO NPT.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION EN SALUD EN LA COMUNIDAD CHUKMUK

ESCALA: INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

FECHA: JUNIO 2019

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

**HOJA**

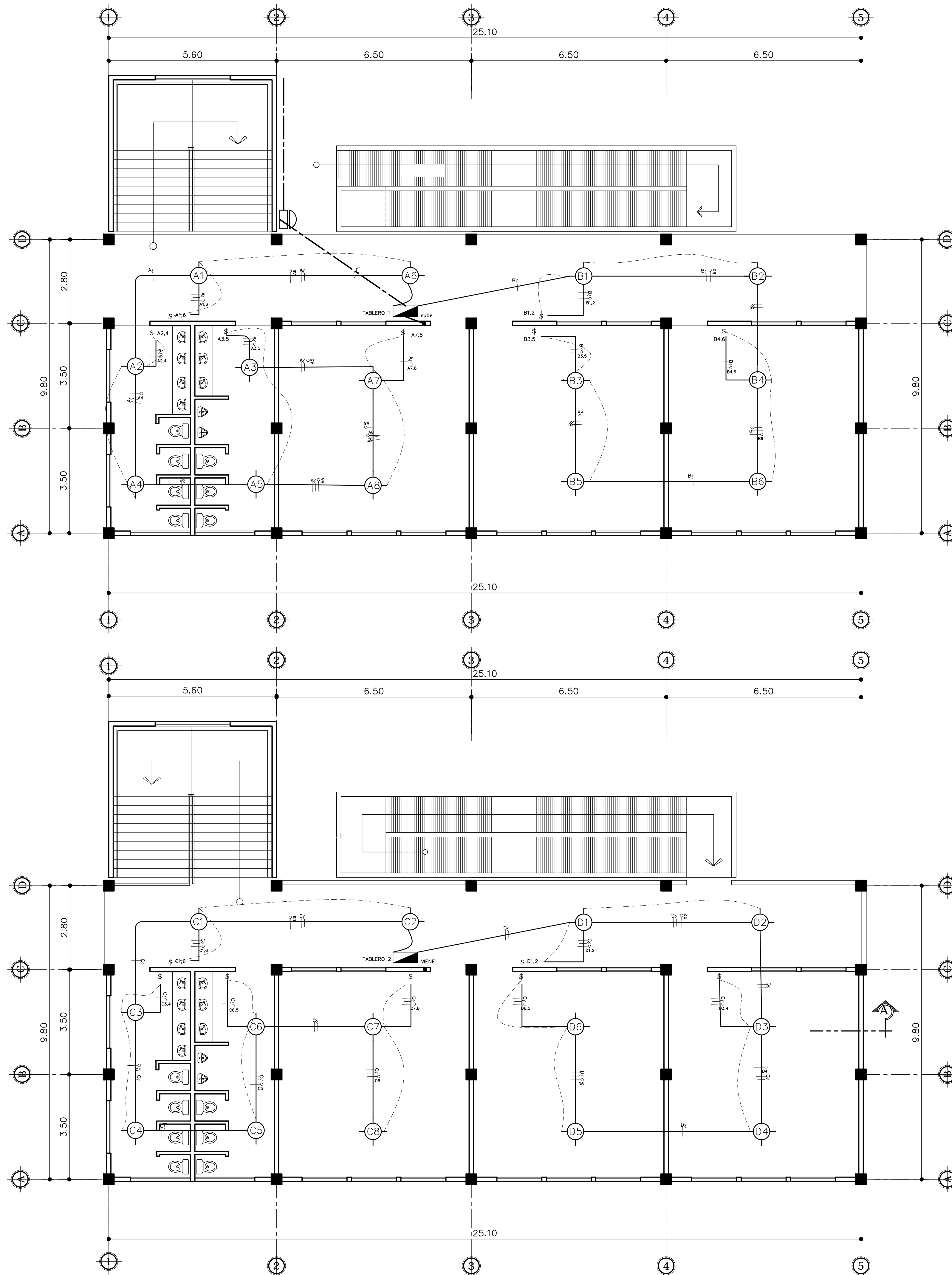
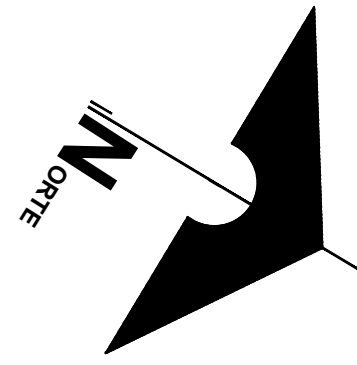
CONTENIDO: PLANTA DE INSTALACION HIDRULICA

ARQUITECTURA:   
ESTRUCTURA:   
INSTALACIONES:

ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES EPEESISTA - INGENIERIA CIVIL

4 / 22  
8 / 26






PLANTA INST. ELECTRICA  
PRIMER NIVEL-MODULO 1 ESC1/75

PLANTA INST. ELECTRICA  
SEGUNDO NIVEL-MODULO 1 ESC1/75

SIMBOLOGIA	
TIPO	SIGNIFICADO
	ILUMINACION EN CIELO
	LINEA DE PUENTE
	LINEA DE RETORNO
	INTERRUPTOR SIMPLE
	LINEA POSITIVO Y NEGATIVO
	ILUMINACION EN PARED
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	CONTADOR
	TUBERIA PVC PISO O PARED
	LINEA 240V ACOMETIDA PRINCIPAL
	LINEA DE CONDUCCION
	INTERRUPTOR THREE WAY
	INTERRUPTOR DOBLE



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: <b>DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION EN SALUD EN LA COMUNIDAD CHUKMUK</b>		ESCALA: INDICADA
NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES      CARNE: 201213357		FECHA: JUNIO 2019
DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN	CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN	DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN
CONTENIDO: <b>PLANTA DE ILUMINACION ELECTRICA</b>		
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR		ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES EPESISTA - INGENIERIA CIVIL

**HOJA**

ARQUITECTURA:

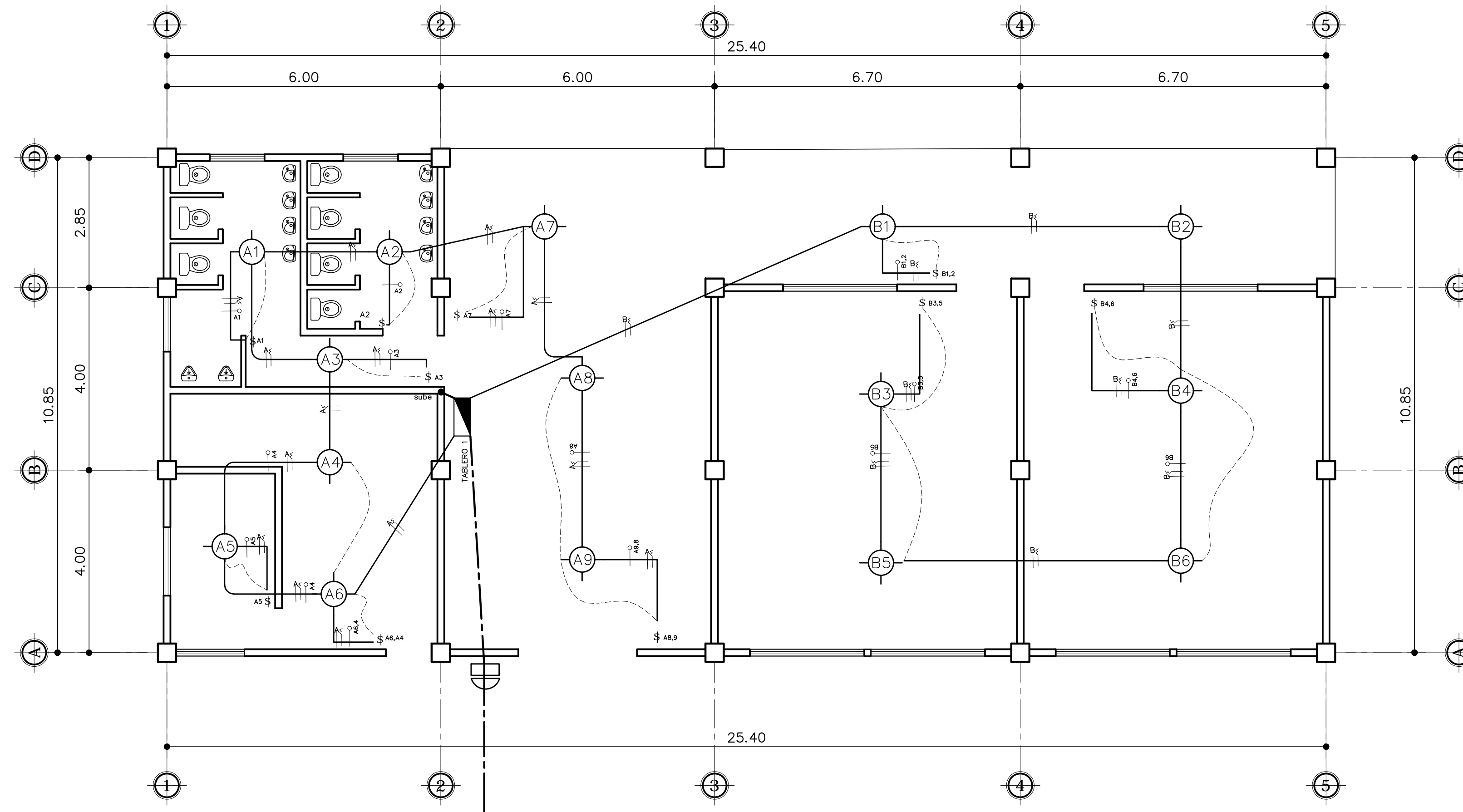
ESTRUCTURA:

INSTALACIONES:

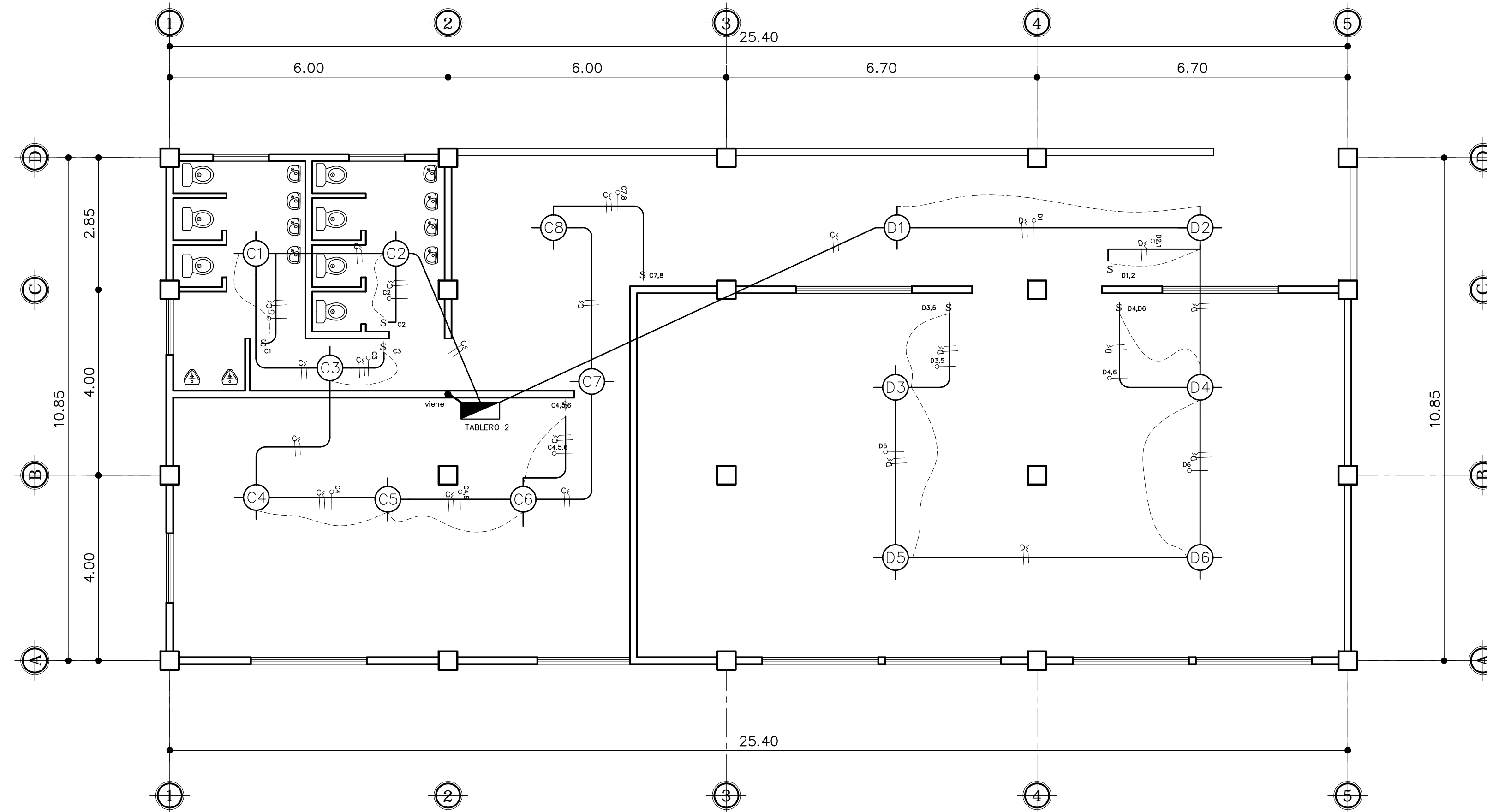
5 / 23

8 / 26

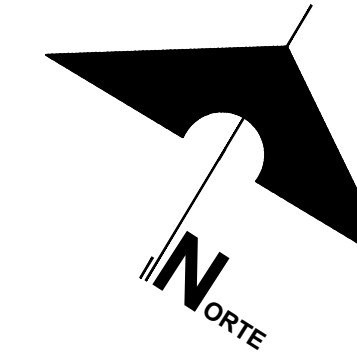




**PLANTA INSTALCION ELECTRICA**  
PRIMER NIVEL-MODULO 2  
ESC:1/75



**PLANTA INSTALCION ELECTRICA**  
SEGUNDO NIVEL-MODULO 2  
ESC:1/75



SIMBOLOGIA	
TIPO	SIGNIFICADO
	ILUMINACION EN CIELO
	LINEA DE PUENTE
	LINEA DE RETORNO
	INTERRUPTOR SIMPLE
	LINIA POSITIVO Y NEGATIVO
	ILUMINACION EN PARED
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	CONTADOR
	TUBERIA PVC PISO O PARED
	LINIA 240V ACOMETIDA PRINCIPAL
	LINIA DE CONDUCCION
	INTERRUPTOR THREE WAY
	INTERRUPTOR DOBLE



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD EN LA COMUNIDAD CHUK MUK

ESCALA: INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

FECHA: NOV 2019

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

HOJA

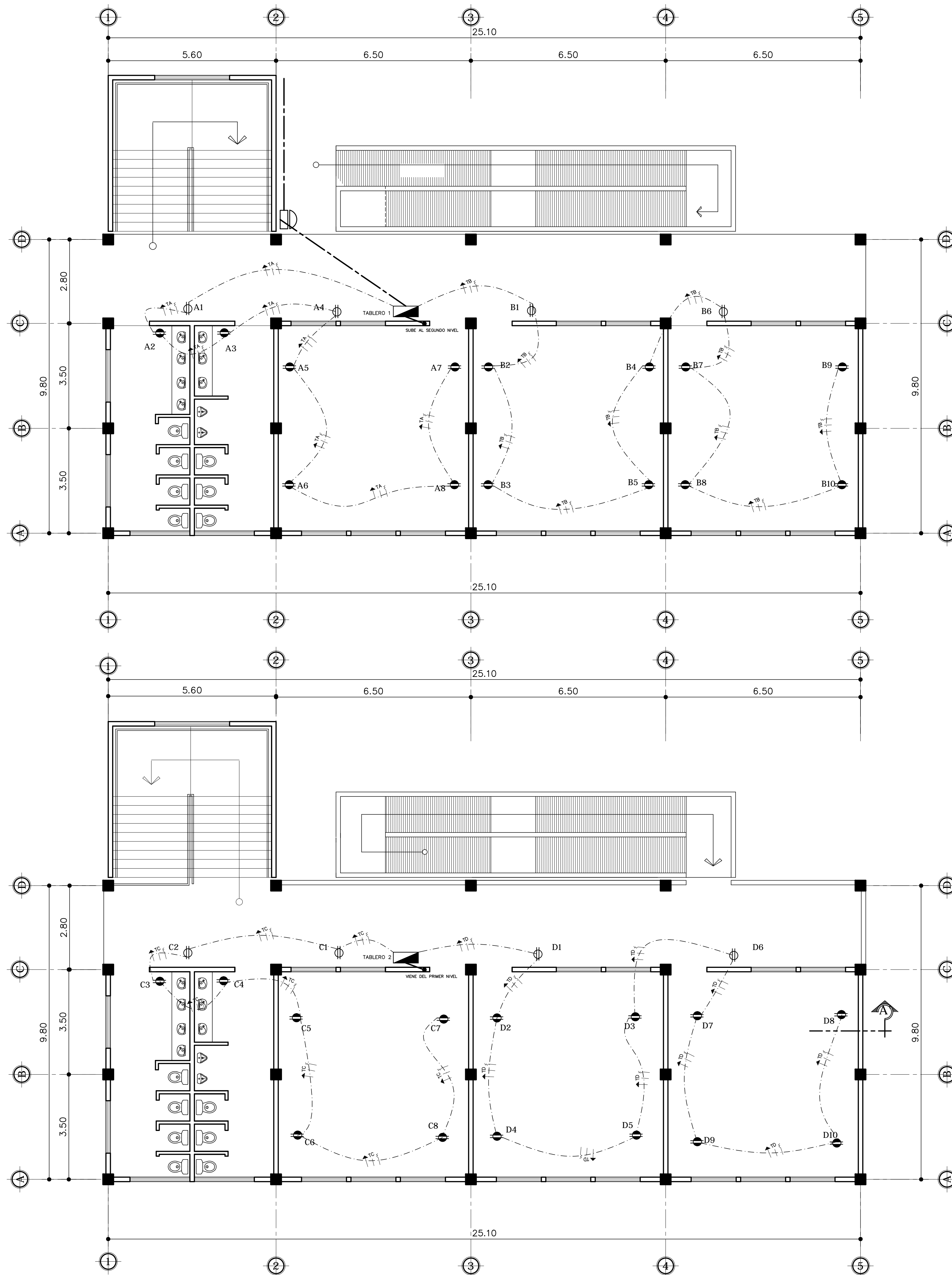
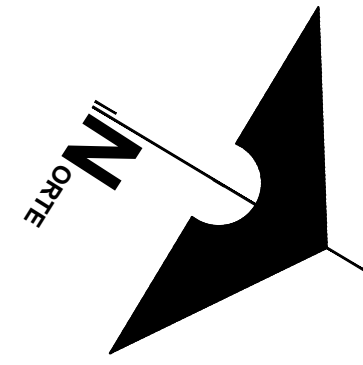
CONTENIDO: PLANTA DE INSTALACION ELECTRICA

ARQUITECTURA:   
ESTRUCTURA:   
INSTALACIONES:

ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPESISTA - INGENIERIA CIVIL


6 / 24  
8 / 26



SIMBOLOGIA	
TIPO	SIGNIFICADO
	TOMACORRIENTE DOBLE h: 0.30
	TOMACORRIENTE SIMPLE
	TOMACORRIENTE 240 v
	LINEA VIVA CALIBRE 12 TW
	LINEA NEUTRAL CALIBRE 12TW
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	CONTADOR
	TUBERIA EN PISO O PARED
	LINEA 240V
	LINEA TIERRA 12 TW

PLANTA DE INST. ELECTRI CA FUERZA  
PRIMER NIVEL-MODULO 1 ESC:1/75

PLANTA DEL INST. ELECTRI CA FUERZA  
SEGUNDO NIVEL-MODULO 1 ESC:1/75



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

ESCALA: INDICADA

FECHA: FEBRERO 2019

PROYECTO: **DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACION EN SALUD EN LA COMUNIDAD CHUKMUK**

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN	CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN	DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN
---------------------------------	----------------------------------	---------------------------------

CONTENIDO: **PLANTA DE FUERZA**

ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPESISTA - INGENIERIA CIVIL

**HOJA**

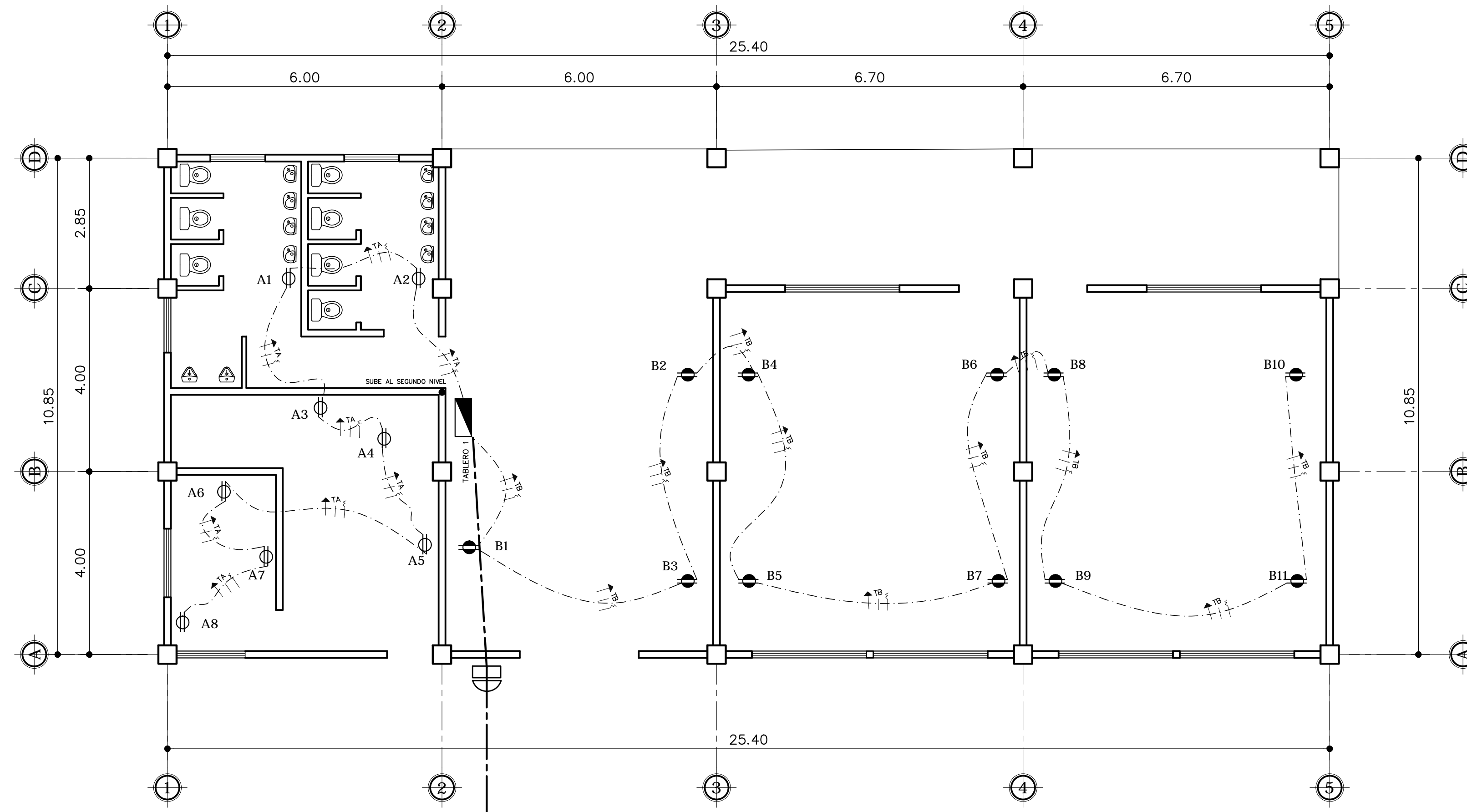
ARQUITECTURA:

ESTRUCTURA:

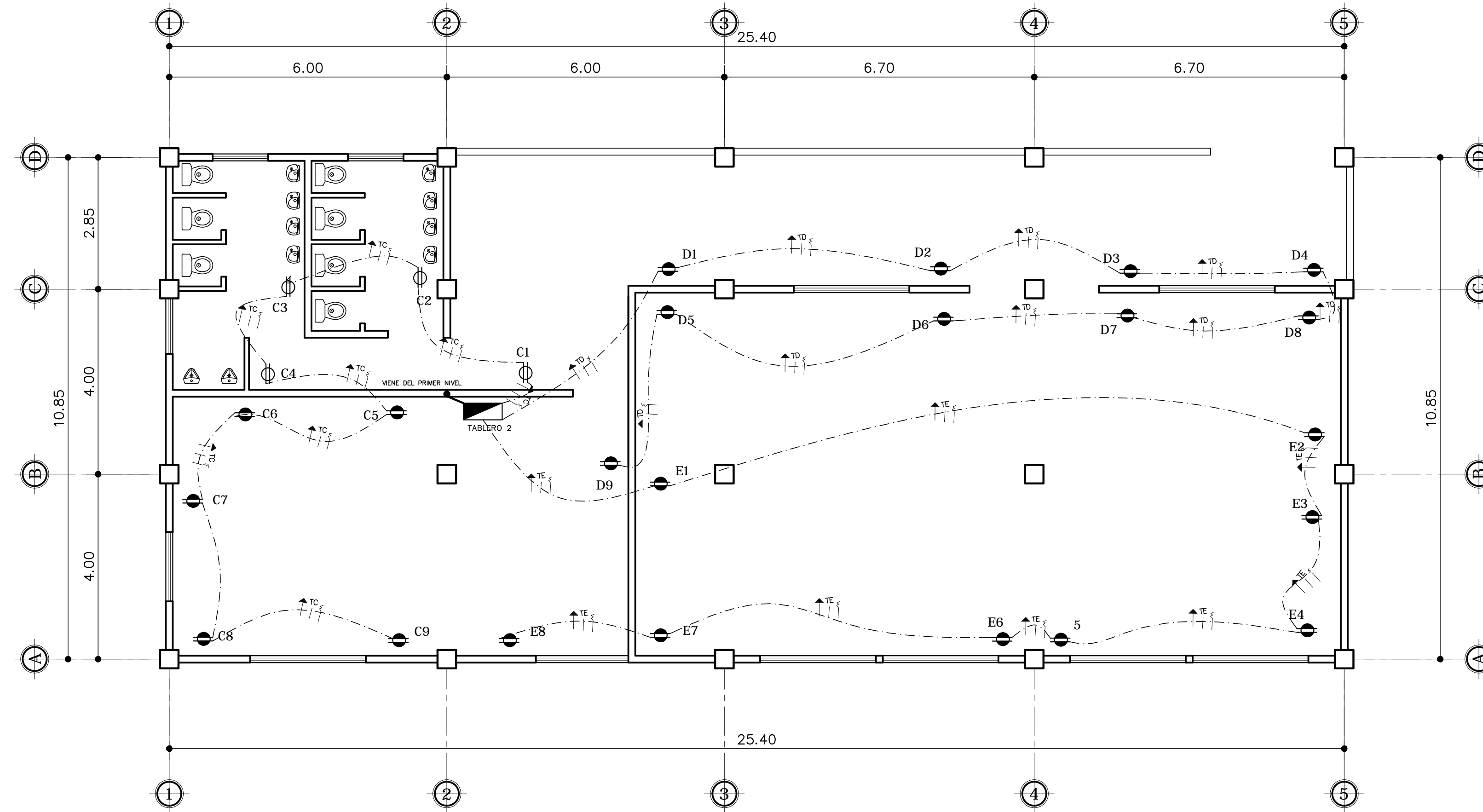
INSTALACIONES:

7 / 25

8 / 26




**PLANTA DE INST. ELECTRICA FUERZA**  
PRIMER NIVEL-MODULO 2  
ESC:1/75



**PLANTA DE INST. ELECTRICA FUERZA**  
SEGUNDO NIVEL-MODULO 2  
ESC:1/75



SIMBOLOGIA	
TIPO	SIGNIFICADO
	TOMACORRIENTE DOBLE h: 0.30
	TOMACORRIENTE SIMPLE
	TOMACORRIENTE 240 v
	LINEA VIVA CALIBRE 12 TW
	LINEA NEUTRAL CALIBRE 12TW
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	CONTADOR
	TUBERIA EN PISO O PARED
	LINEA 240V
	LINEA TIERRA 12 TW



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:  
**DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES  
PARA EL CENTRO DE CAPACITACION DE SALUD  
EN LA COMUNIDAD CHUK MUK**

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES      CARNE: 201213357

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN      CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN      DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

CONTENIDO: **PLANTA DE INSTALACION ELECTRICA FUERZA**

ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

ESCALA:  
INDICADA

FECHA:  
NOV 2019

HOJA  
ARQUITECTURA:   
ESTRUCTURA:   
INSTALACIONES:

8 / 26

26 / 26

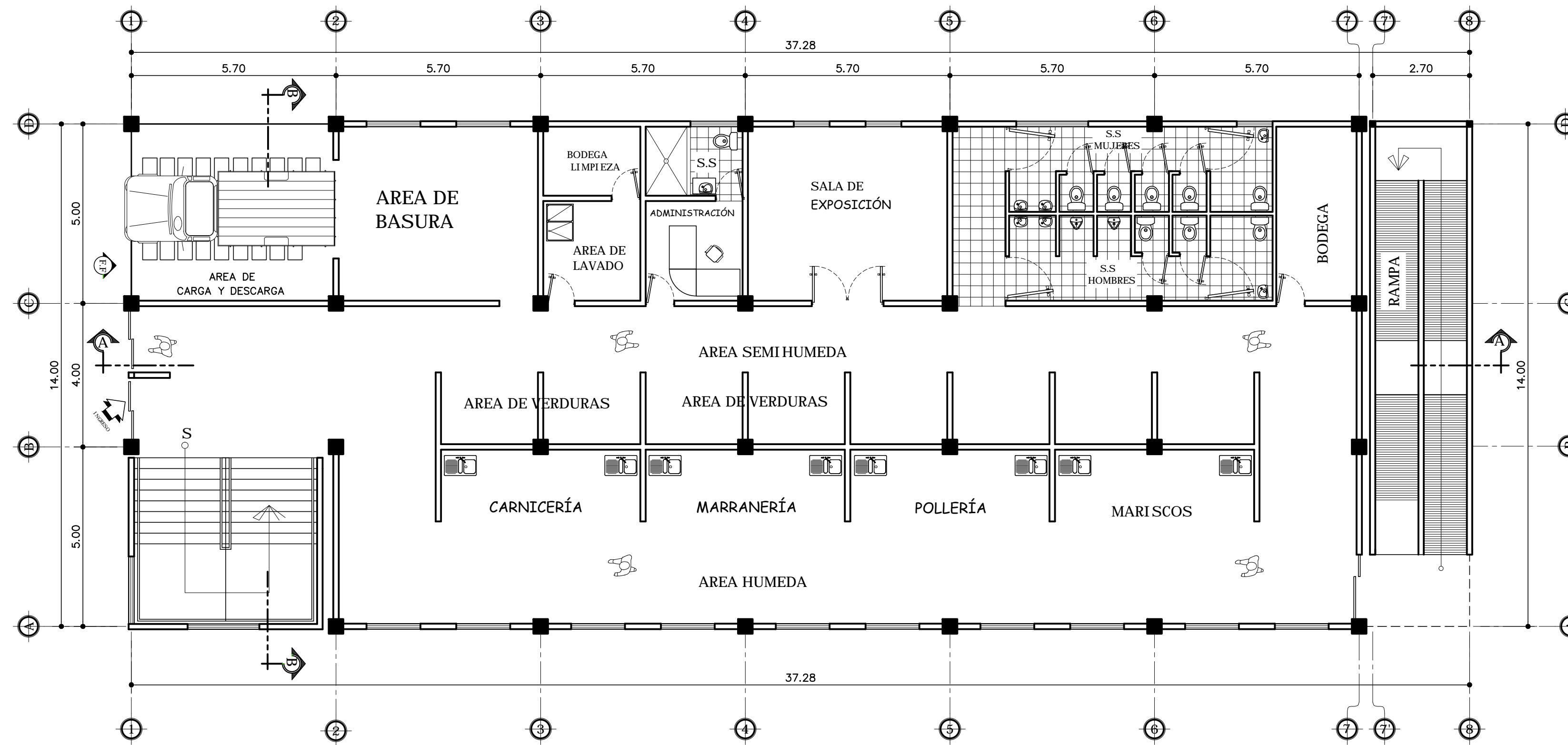
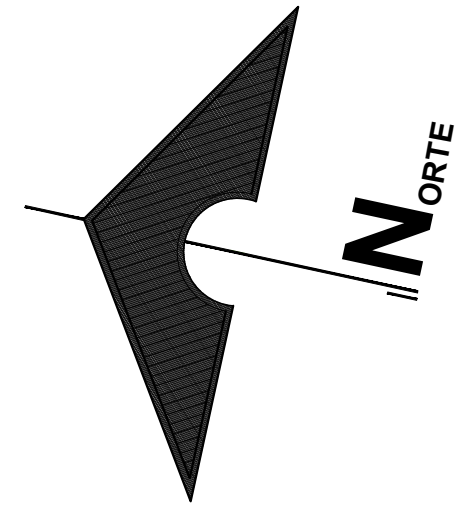
ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPESISTA - INGENIERIA CIVIL

Apéndice 2. **Planos constructivos edificio mercado comunal**

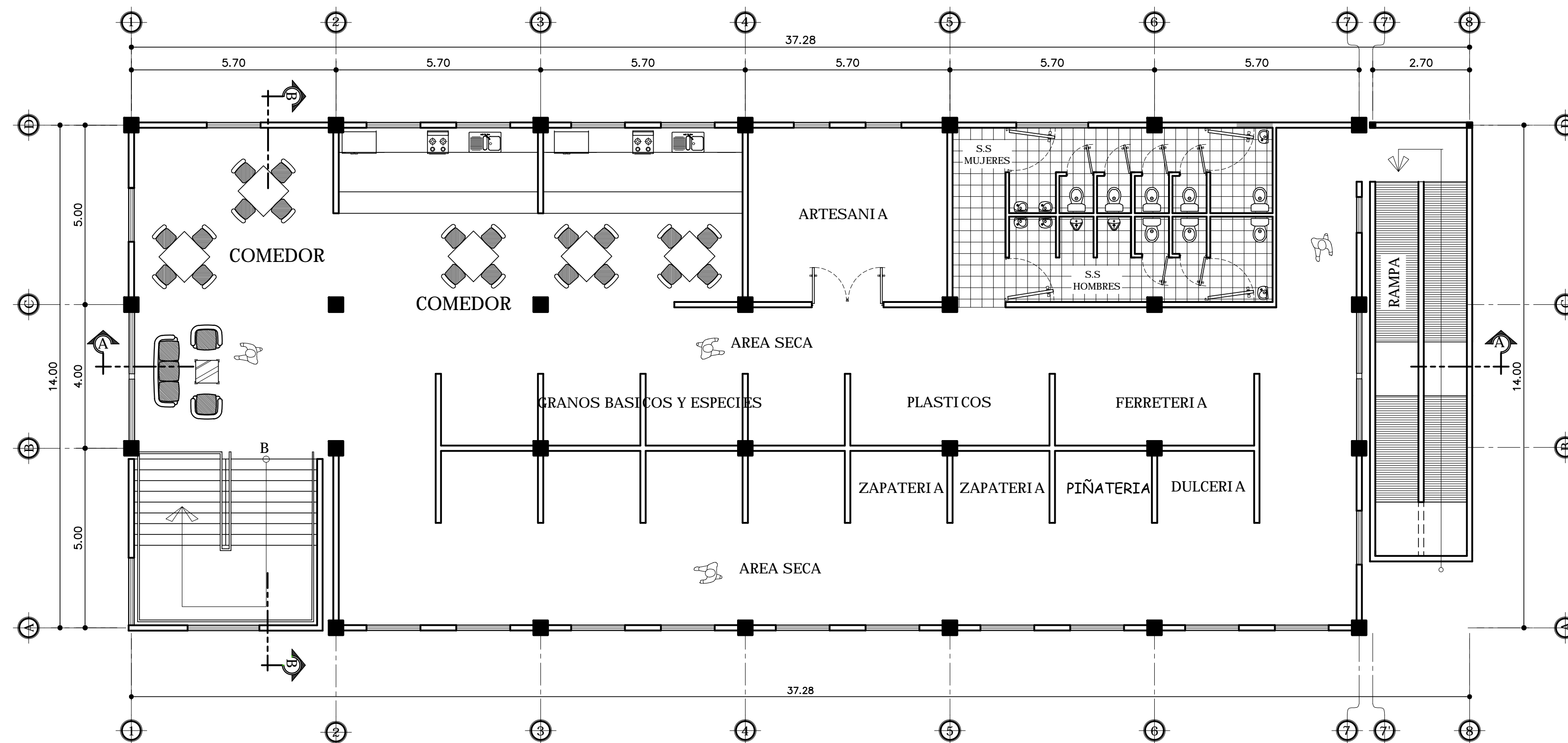
Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3d 2015.






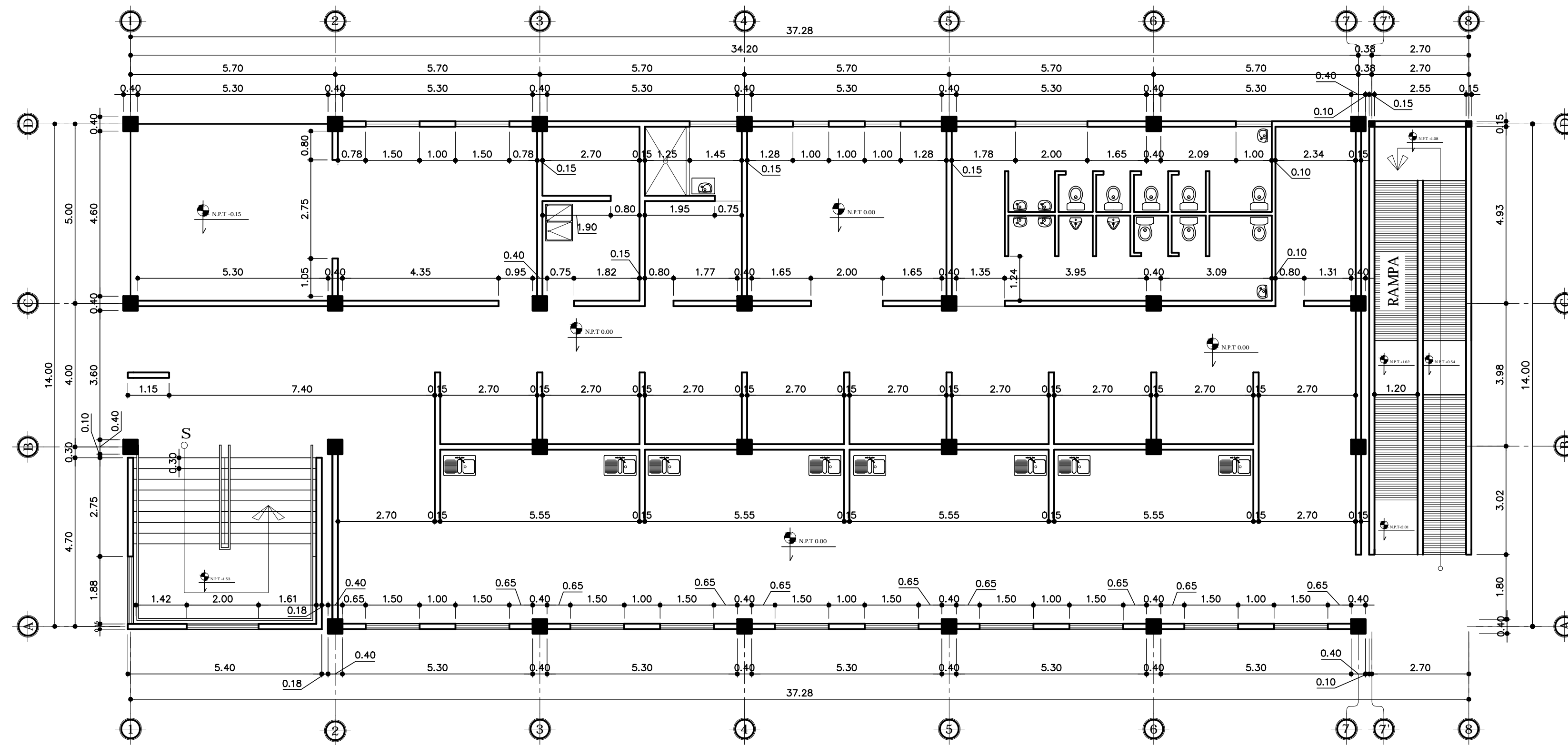
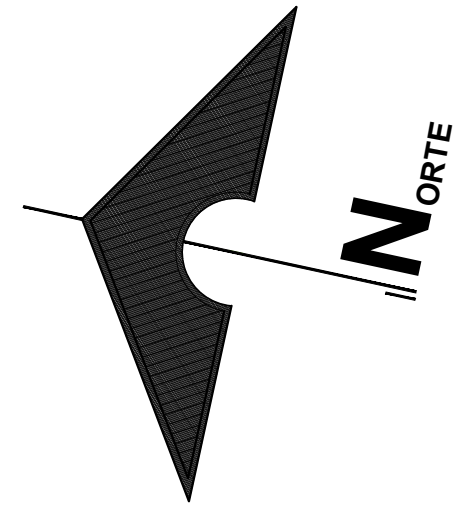


**PLANTA AMUEBLADA**  
PRIMER NIVEL  
ESC:1/100



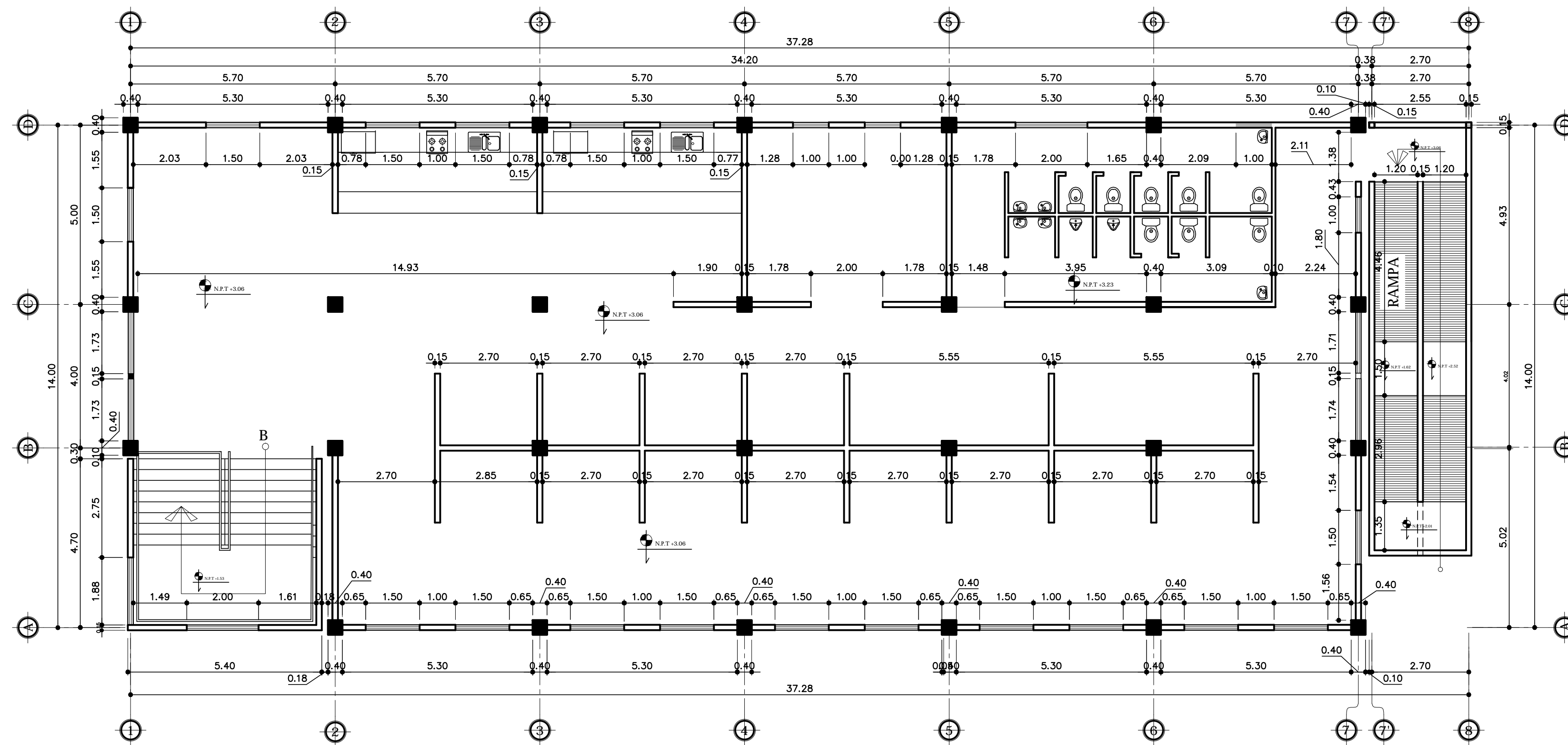
**PLANTA AMUEBLADA**  
SEGUNDO NIVEL  
ESC:1/100

	<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	PROYECTO: <b>DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA ALDEA CERRO DE ORO</b>	
NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES      CARNE: 201213357		ESCALA: INDICADA
DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN      CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN      DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN		FECHA: NOV 2019
CONTENIDO: <b>PLANTA AMUEBLADA PRIMER Y SEGUNDO NIVEL</b>		<b>HOJA</b> ARQUITECTURA: <input checked="" type="checkbox"/> ESTRUCTURA: <input type="checkbox"/> INSTALACIONES: <input type="checkbox"/>
ING. JUAN MERCK COS      ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES ASESOR-SUPERVISOR      EPEISISTA - INGENIERIA CIVIL		1 / 5      1 / 15



**PLANTA ACOTADA**  
PRIMER NIVEL

ESC:1/100



**PLANTA ACOTADA**  
SEGUNDO NIVEL

ESC:1/100



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES  
PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA  
ALDEA CERRO DE ORO

ESCALA:  
INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

FECHA:  
NOV 2019

DISEÑO:  
ALLAN JAVIER JURACÁN

CALCULO:  
ALLAN JAVIER JURACÁN

DIBUJO:  
ALLAN JAVIER JURACÁN

HOJA

CONTENIDO: PLANTA ACOTADA PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

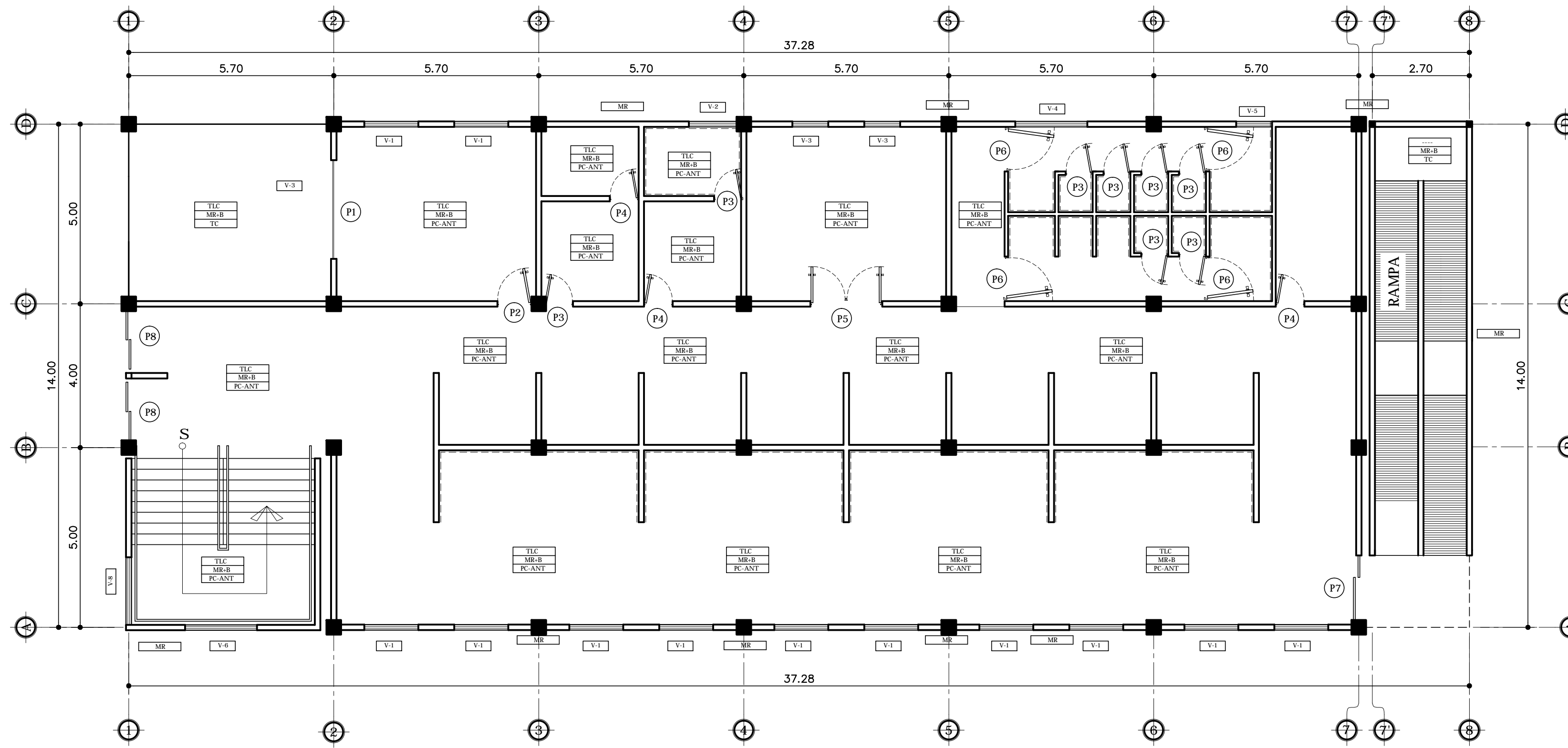
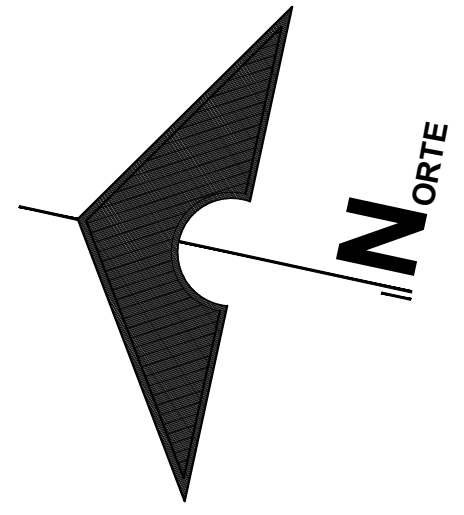
ARQUITECTURA:   
ESTRUCTURA:   
INSTALACIONES:

ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPEISTA - INGENIERIA CIVIL

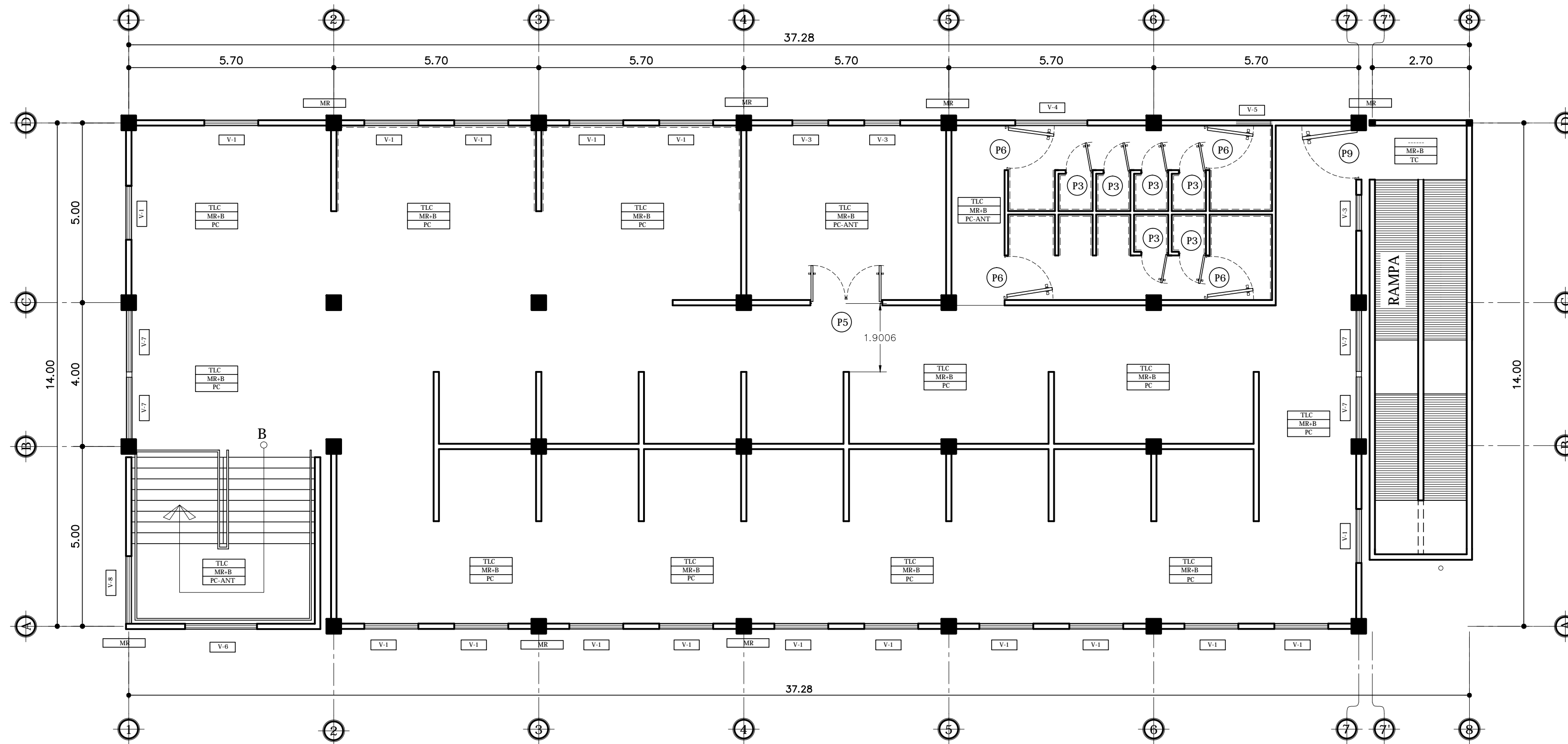
2 / 5      2 / 15





**PLANTA DE ACABADOS**  
PRIMER NIVEL

ESC:1/100



**PLANTA DE ACABADOS**  
SEGUNDO NIVEL

ESC:1/100

TMB	INDICA ACABADO DE CELO
MR-B	INDICA ACABADO DE MURO
PC-ANT	INDICA ACABADO DE PISO

PLANILLA DE PUERTAS				
TIPO	ANCHO	ALTO	UNIDAD	OBSERVACIONES
P1	2.75	2.40	1	Metal
P2	0.95	2.20	1	Metal
P3	0.75	2.20	14	Metal
P4	0.80	2.20	3	Metal
P5	2.00	2.20	2	Metal
P6	1.24	2.20	8	Metal
P7	1.78	2.40	1	Metal
P8	1.72	2.40	2	Metal
P9	1.37	2.40	1	Metal

PLANILLA DE VENTANAS					
TIPO	SILAR	DIENTE	UNIDAD	ALTO	MATERIAL
V1	1.00	2.20	29	1.50	1.20 METAL
V2	1.80	2.20	1	1.32	0.40 VIDRIO (1.100 DE 4 mm)
V3	1.00	2.20	4	1.00	1.00 VIDRIO (1.100 DE 4 mm)
V4	1.80	2.20	2	2.00	0.40 VIDRIO (1.100 DE 4 mm)
V5	1.80	2.20	2	1.20	0.40 VIDRIO (1.100 DE 4 mm)
V6	1.50	3.00	1	2.00	1.50 VIDRIO (1.100 DE 4 mm)
V7	1.00	2.20	4	1.72	1.20 VIDRIO (1.100 DE 4 mm)
V8	1.50	2.50	1	1.80	1.00 VIDRIO (1.100 DE 4 mm)

NOMENCLATURA	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
TIC	TECHO DE LOSA DE CONCRETO - REPELLO BLANCO
MR-B	MURO DE BLOCK - REPELLO + BLANQUEADO
MR	MURO DE BLOCK - REPELLO
PC-ANT	PISO CERAMICO ANTI DESLIZANTE (COLOR BALDOSA)
TC	TORTA DE CONCRETO (LOSA RAMPA)
---	AZULEJO DE COLOR VARIABLE ALTURA VARIABLE
(P)	INDICA TIPO DE PUERTA
(V)	INDICA TIPO DE VENTANA

NOTA

**ALTIMETRIA DE AZULEJO EN BAÑOS.**

- \* AZULEJO EN AREA DE LA DUCHA h=2.20 Mts.
- \* AZULEJO EN AREA DEL RETRETE h=1.20 Mts.
- \* AZULEJO EN AREA DE LAVAMANOS h=0.30 Mts.
- \* APARTIR DEL MUEBLE TERMINADO

**ALTIMETRIA DE AZULEJO EN COCINA**

EL AZULEJO SE COLOCARA A UNA ALTURA DE 0.30 Mts APARTIR DE DEL MUEBLE TERMINADO DE LOS GABINETES BAJOS. Y LAS AREAS A CUBRIR ES COMO SE MUESTRA EN PLANTA EXCEPTO DONDE SE INDICA LO CONTRARIO



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: **DISENO DE EDIFICACION DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA ALDEA CERRO DE ORO**

ESCALA: INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACAN MORALES CARNE: 201213357

FECHA: NOV 2019

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACAN

CALCULO: ALLAN JAVIER JURACAN

DIBUJO:

HOJA

CONTENIDO: **PLANTA ACABADOS PRIMER Y SEGUNDO NIVEL**

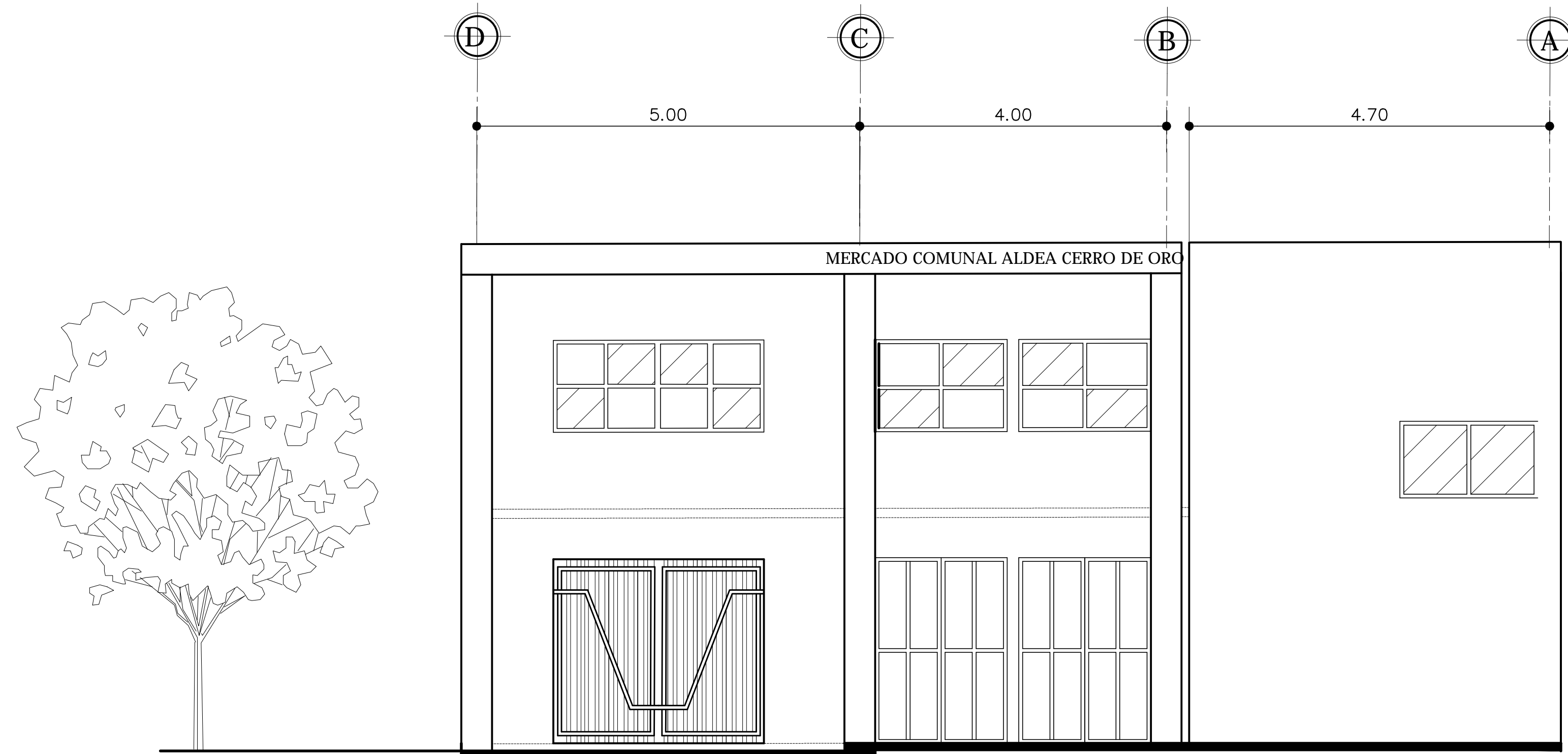
ARQUITECTURA:   
ESTRUCTURA:   
INSTALACIONES:

ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

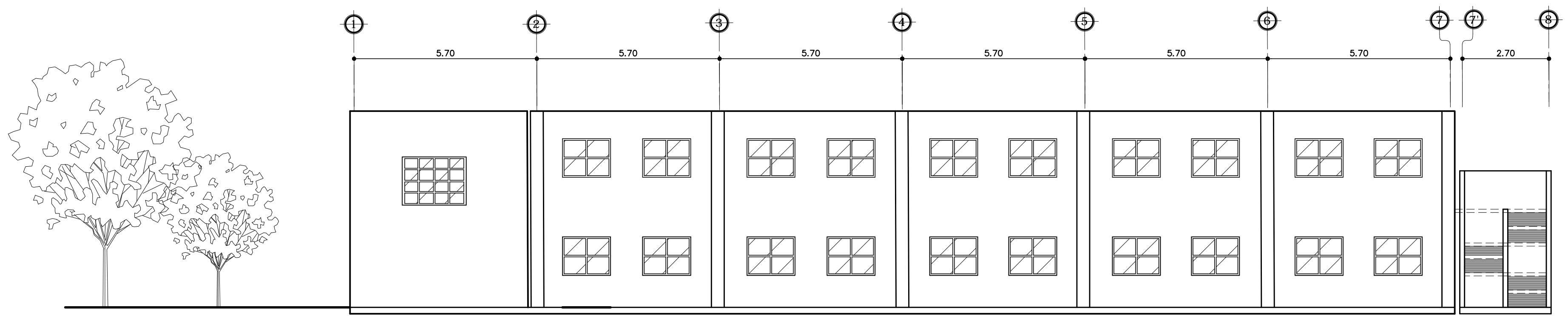
ALLAN JAVIER JURACAN MORALES  
EPESISTA - INGENIERIA CIVIL

3 / 5 3 / 15




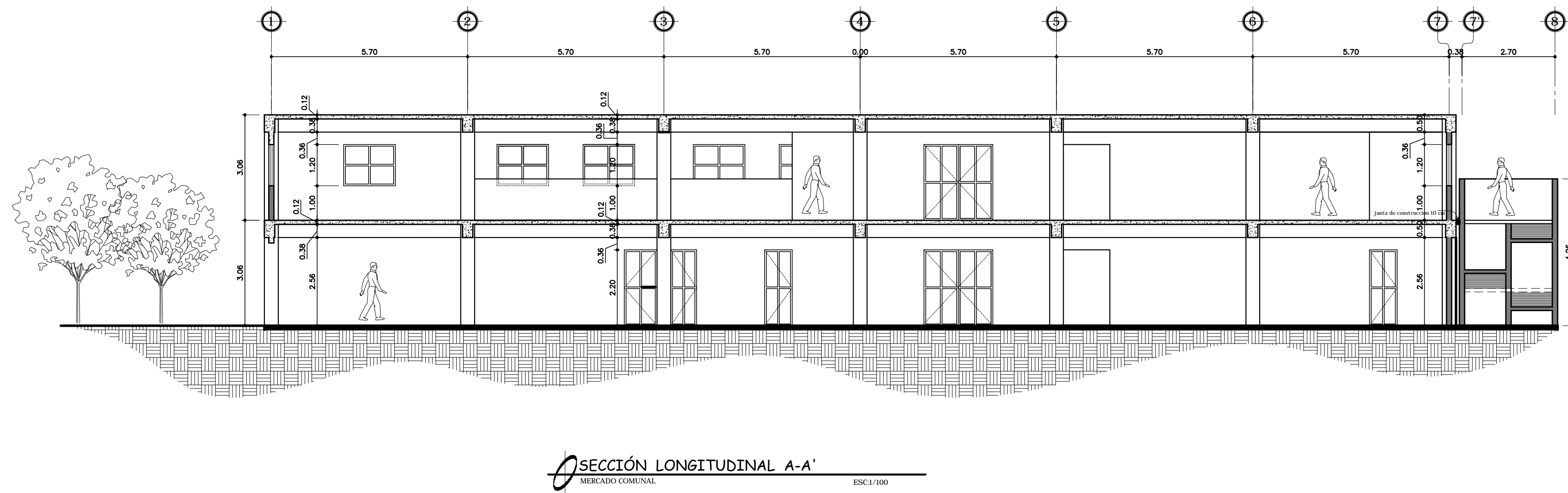
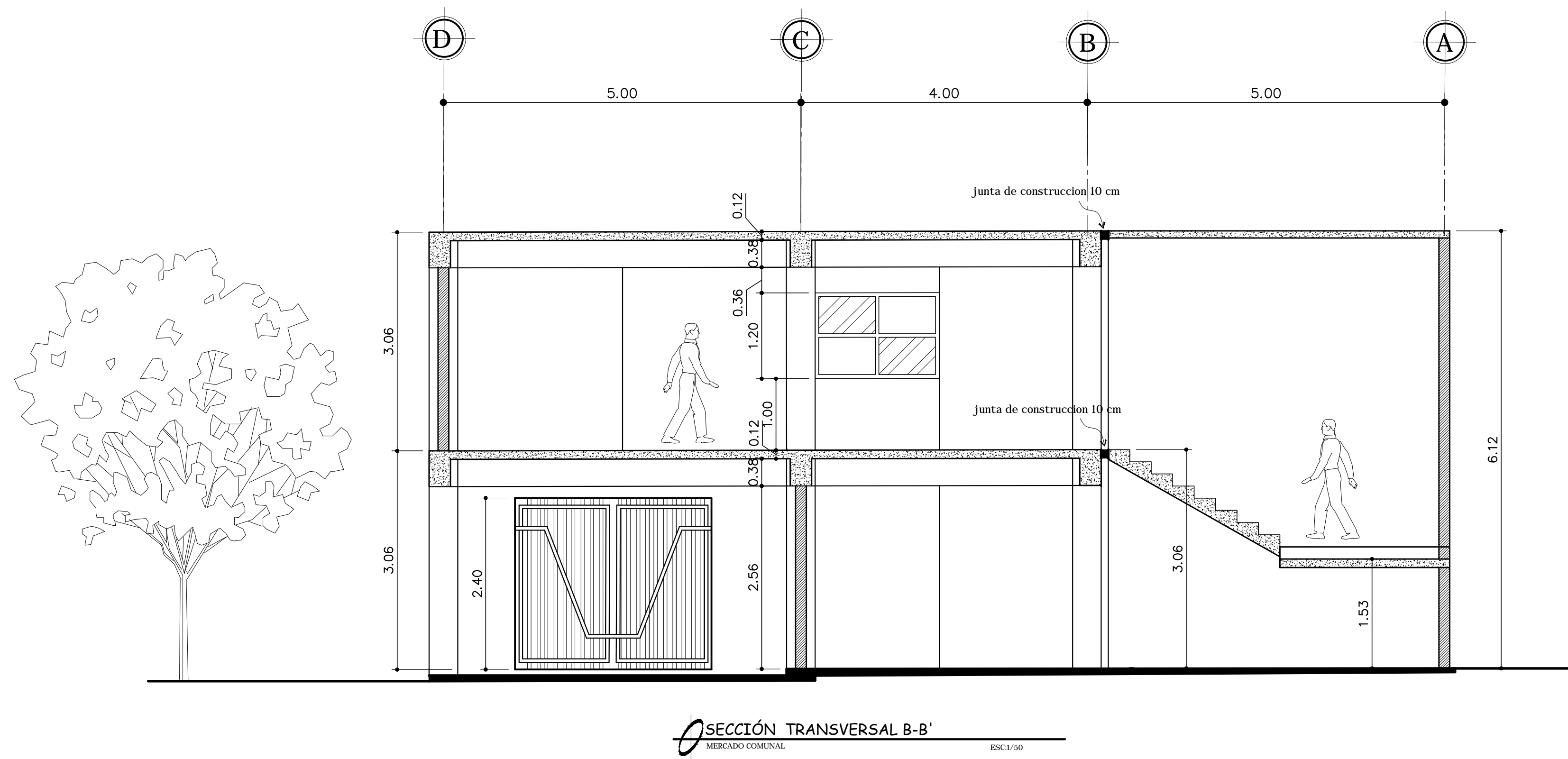


**ELEVACION FRONTAL**  
PRIMER NIVEL  
ESC:1/50



**ELEVACION LATERAL**

	<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	PROYECTO: <b>DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA ALDEA CERRO DE ORO</b>	
NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES      CARNE: 201213357		ESCALA: INDICADA
DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN      CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN      DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN		FECHA: NOV 2019
CONTENIDO: <b>ELEVACIONES</b>		<b>HOJA</b> ARQUITECTURA: <input checked="" type="checkbox"/> ESTRUCTURA: <input type="checkbox"/> INSTALACIONES: <input type="checkbox"/>
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR	ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES EPESISTA - INGENIERIA CIVIL	4 / 5      4 / 15



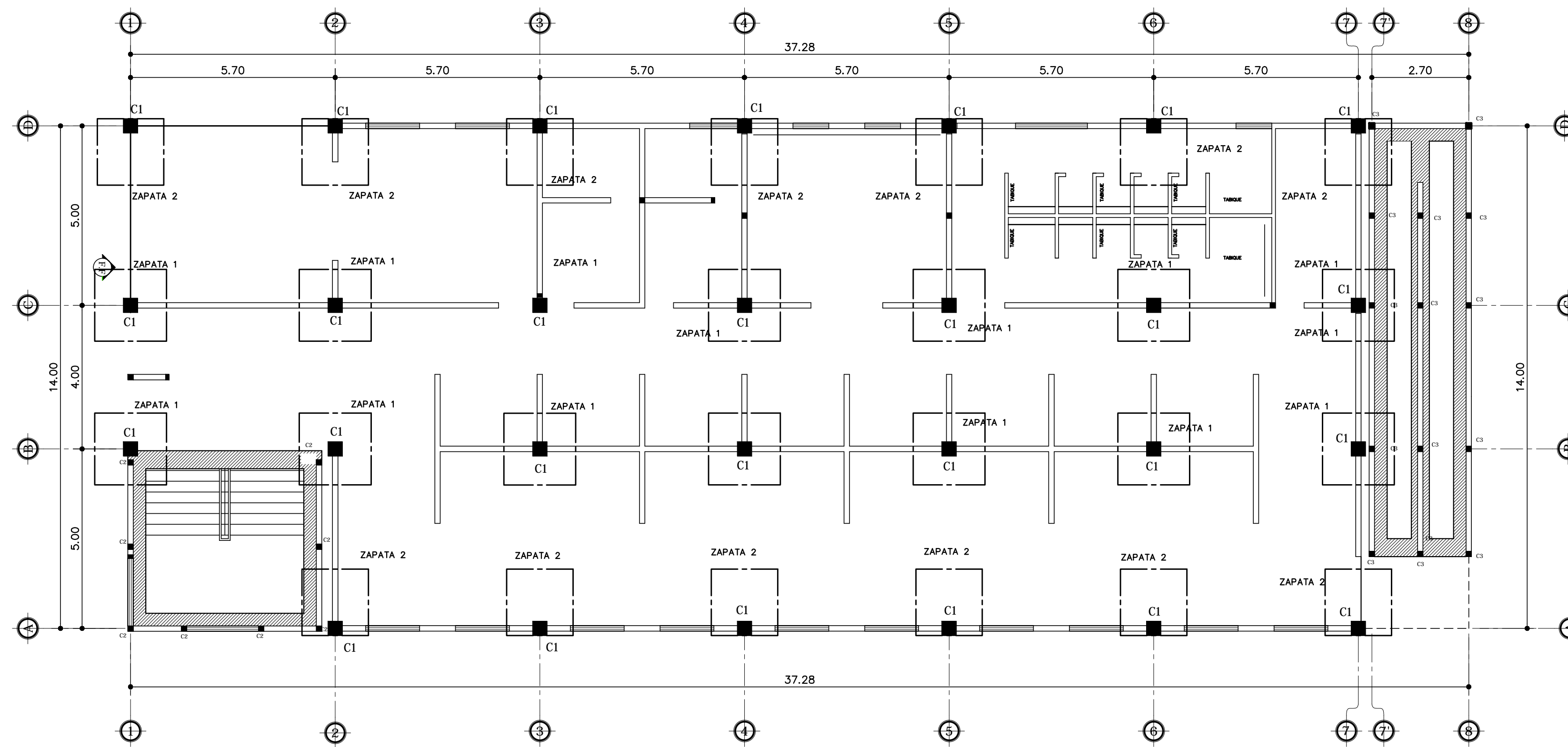
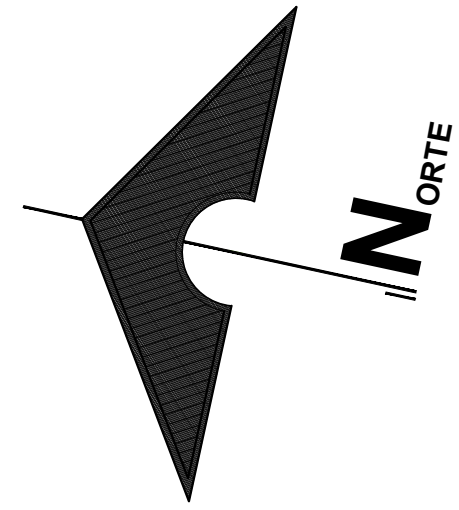
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: <b>DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA ALDEA CERRO DE ORO</b>			ESCALA: INDICADA
NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES      CARNE: 201213357			FECHA: NOV 2019
DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN	CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN	DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN	<b>HOJA</b> ARQUITECTURA: <input checked="" type="checkbox"/> ESTRUCTURA: <input type="checkbox"/> INSTALACIONES: <input type="checkbox"/>
CONTENIDO: <b>SECCIONES TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL</b>			

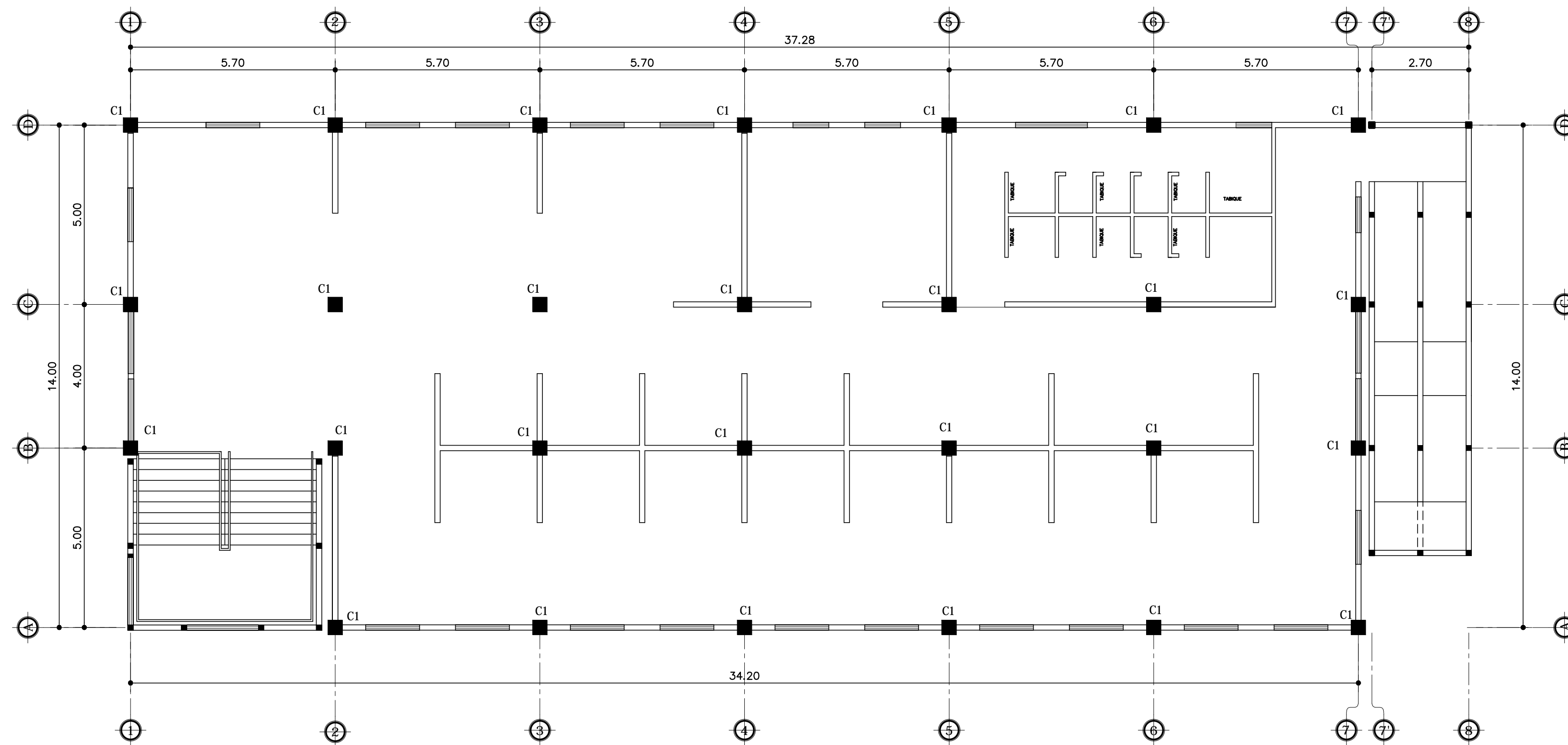
ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPESISTA - INGENIERIA CIVIL

5 / 5



**PLANTA DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS**  
PRIMER NIVEL  
ESC:1/100



**PLANTA DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS**  
SEGUNDO NIVEL  
ESC:1/100

### ESPECIFICACIONES

EL MODULO DE GRADAS Y RAMPA ES INDEPENDIENTE A LOS MARCOS DE CONCRETO

REFUERZO DEL ACERO  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CONCRETO:  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

MUROS:  $f'_m = 35 \text{ kg/cm}^2, 0.15 \times 0.20 \times 0.40$

VALOR SOPORTE DEL SUELO:  $32 \text{ T/m}^2$   
(COMPRESIÓN TRIAXIAL)

NOTA: PREVIA A LA CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO, COMPROBAR EL SOPORTE, PREFERIBLEMENTE, MEDIANTE EL ENSAYO DINÁMICO SPT.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA ALDEA CERRO DE ORO

ESCALA: INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

FECHA: NOV 2019

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN

CÁLCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN

DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

HOJA

CONTENIDO: PLANTA CIMENTACIÓN Y COLUMNAS

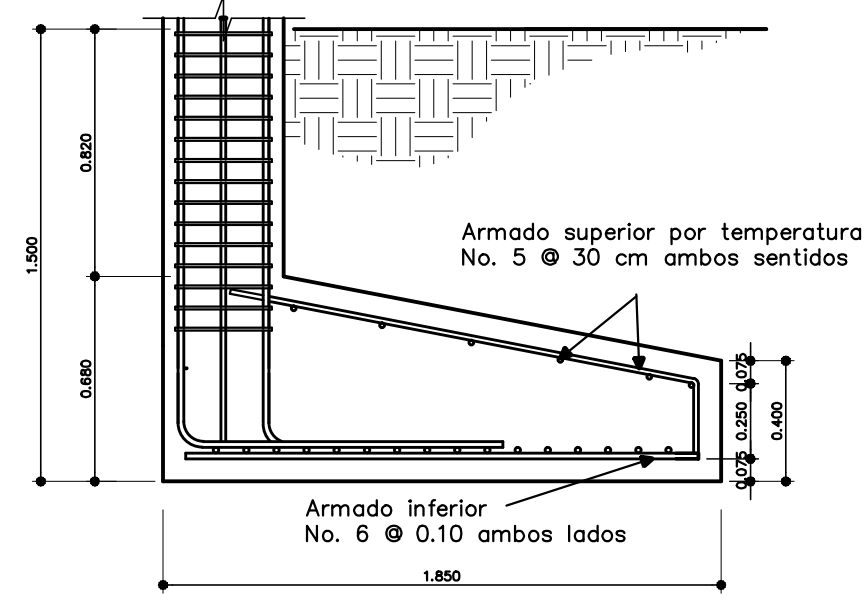
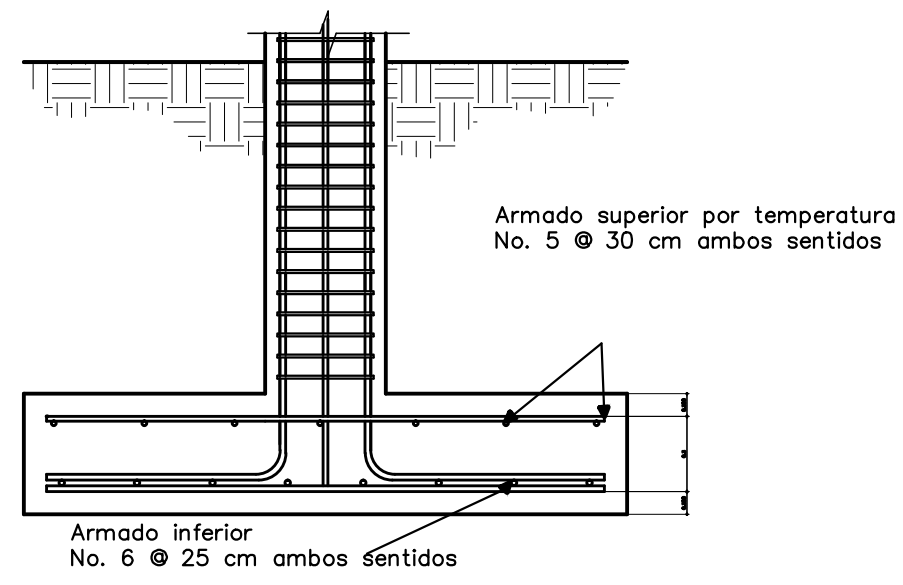
ARQUITECTURA:   
ESTRUCTURA:   
INSTALACIONES:

ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPESISTA - INGENIERIA CIVIL

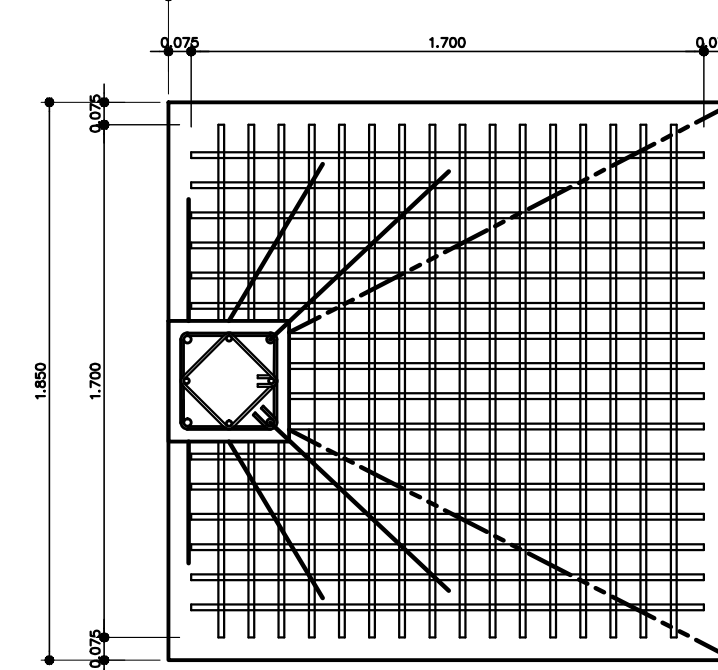
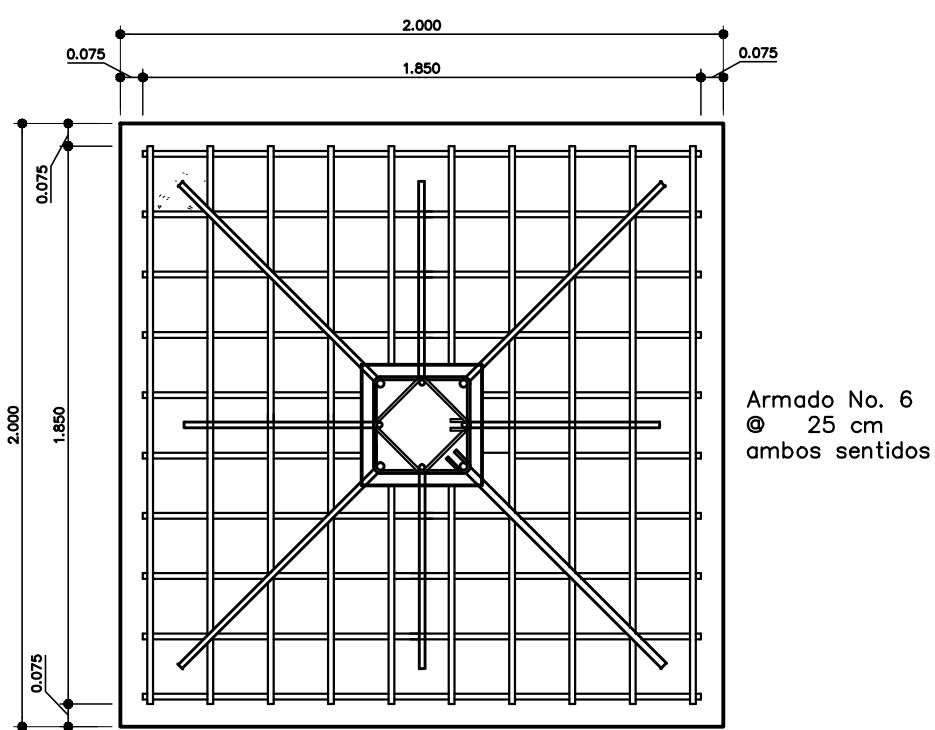
1 / 6  
5 / 15





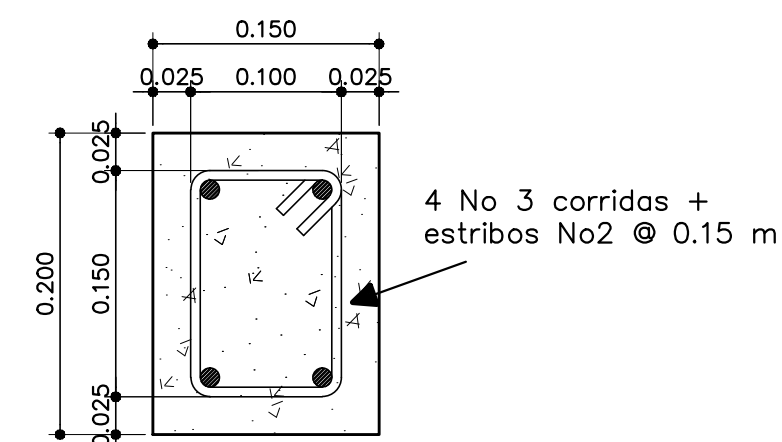
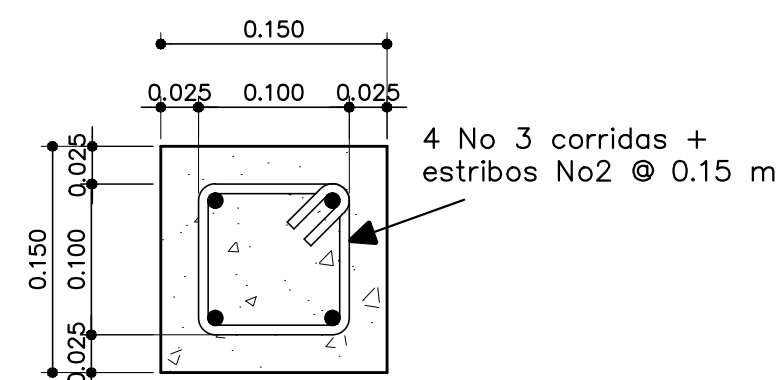
ARMADO DE ZAPATA TIPO 1  
MERCADO COMUNAL ESC: 1/25

ARMADO DE ZAPATA TIPO 2  
MERCADO COMUNAL ESC: 1/25



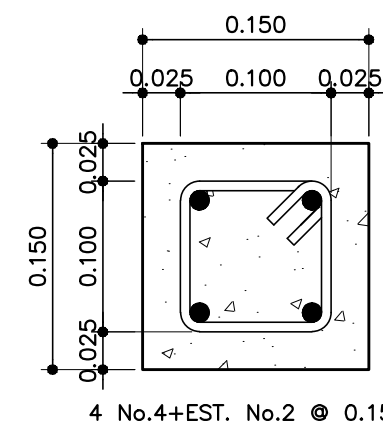
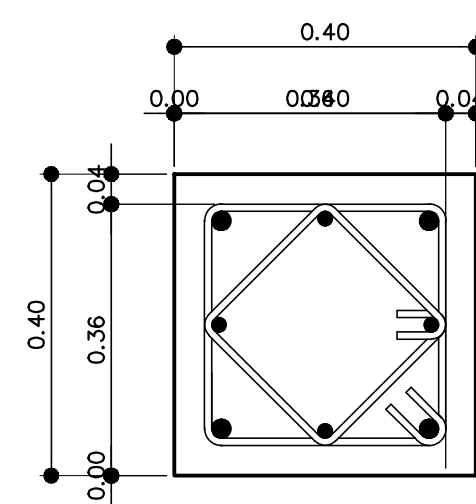
ARMADO DE ZAPATA TIPO 1  
MERCADO COMUNAL ESC: 1/25

ARMADO DE ZAPATA TIPO 2  
MERCADO COMUNAL ESC: 1/25



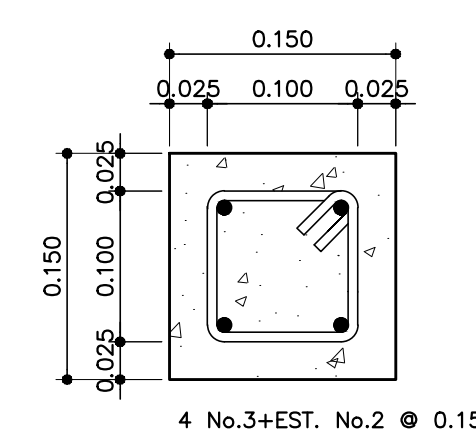
ARMADO DE SOLERA INTERMEDIA  
MERCADO COMUNAL ESC: 1/5

ARMADO DE SOLERA HUMEDAD  
CENTRO DE CAPACITACION EN SALES MICHILELI ESC: 1/5

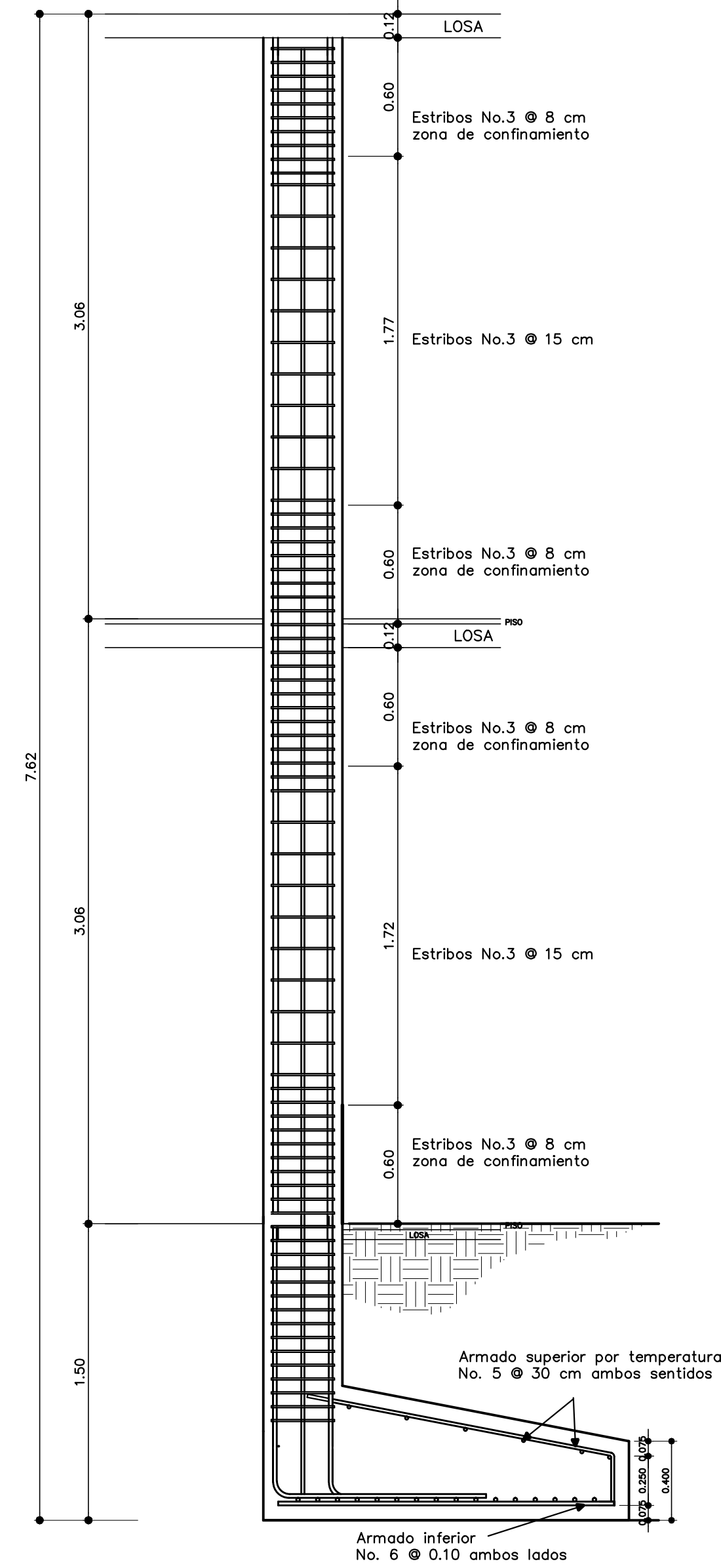


COLUMNA TIPO C1  
MERCADO COMUNAL ESC: 1/10

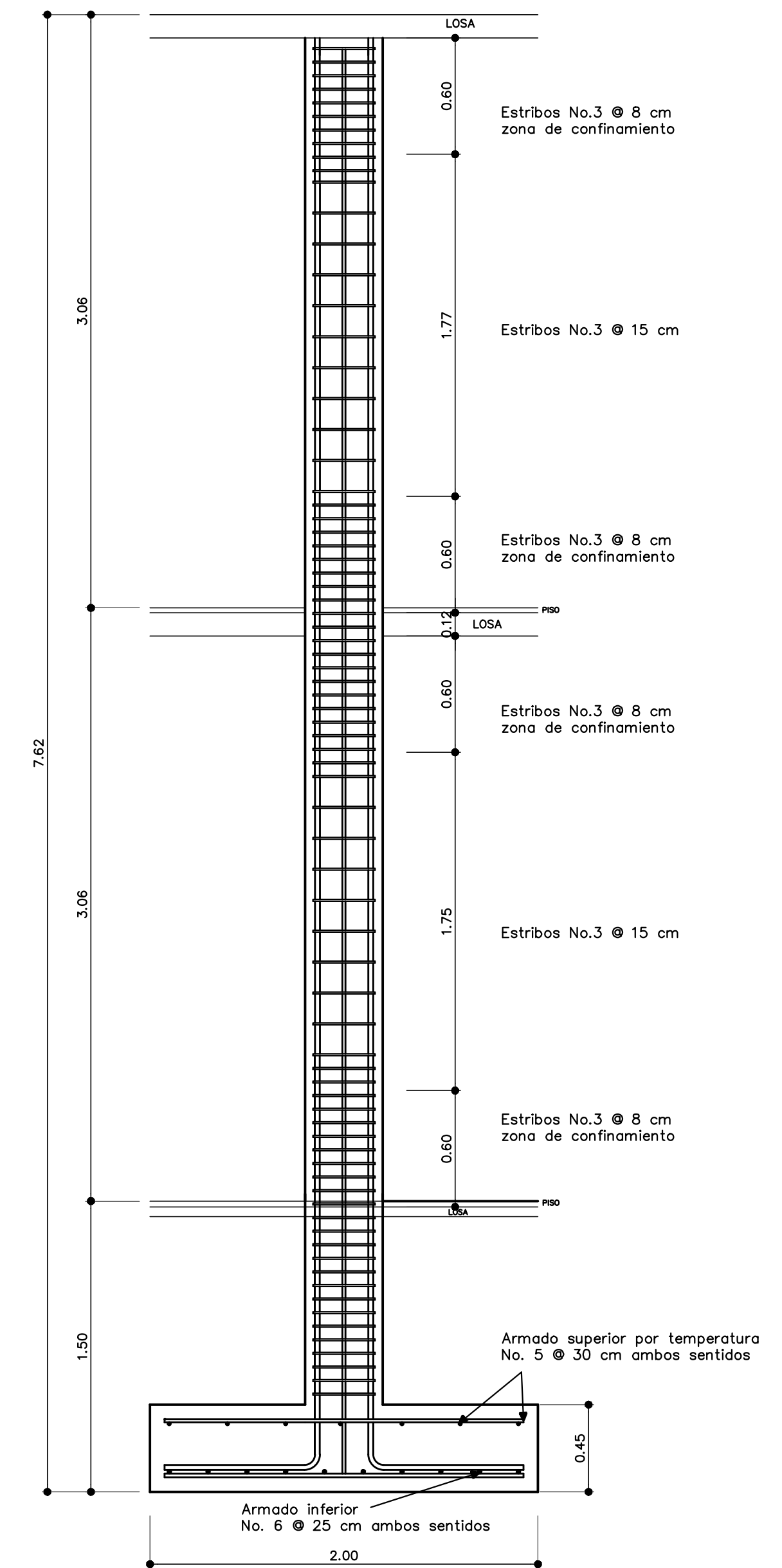
COLUMNA TIPO C2  
MERCADO COMUNAL ESC: 1/5




COLUMNA TIPO C3  
MERCADO COMUNAL ESC: 1/5

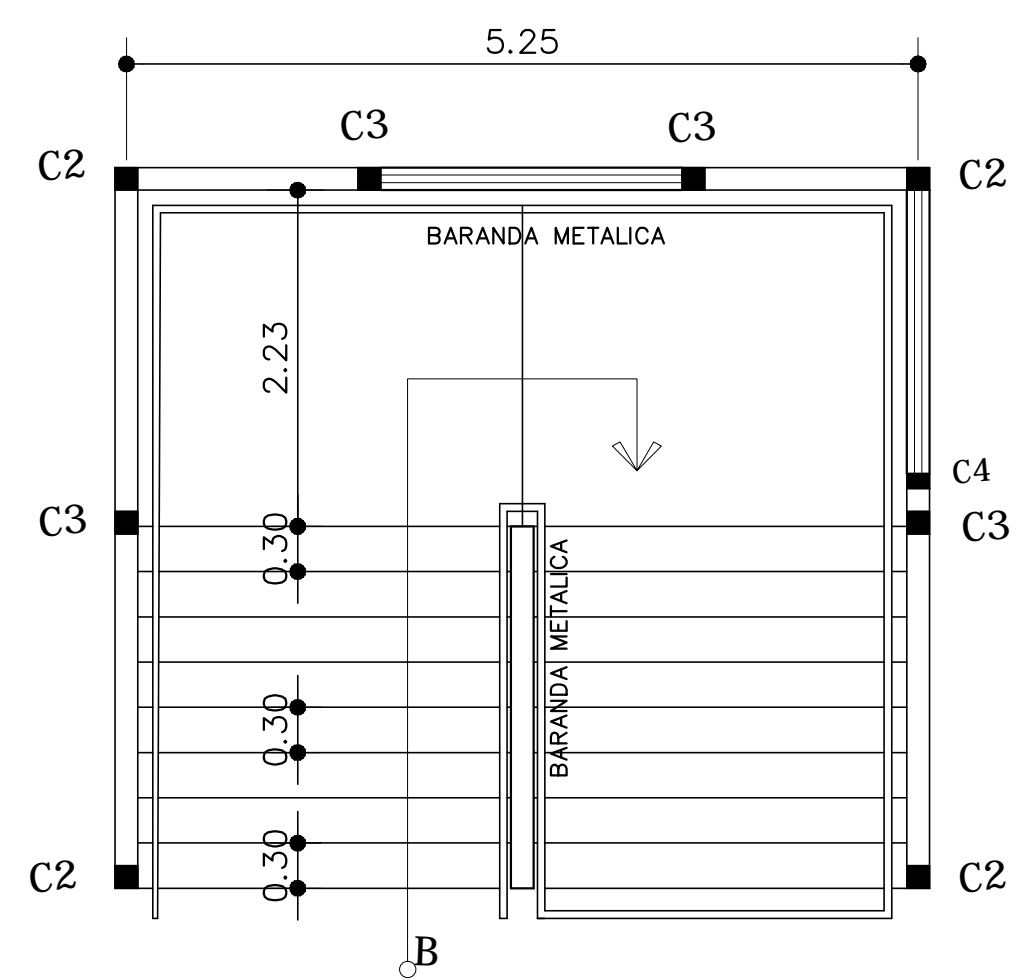


DETALLE DE COLUMNA EXCENTRICA  
MERCADO COMUNAL ESC: 1/25

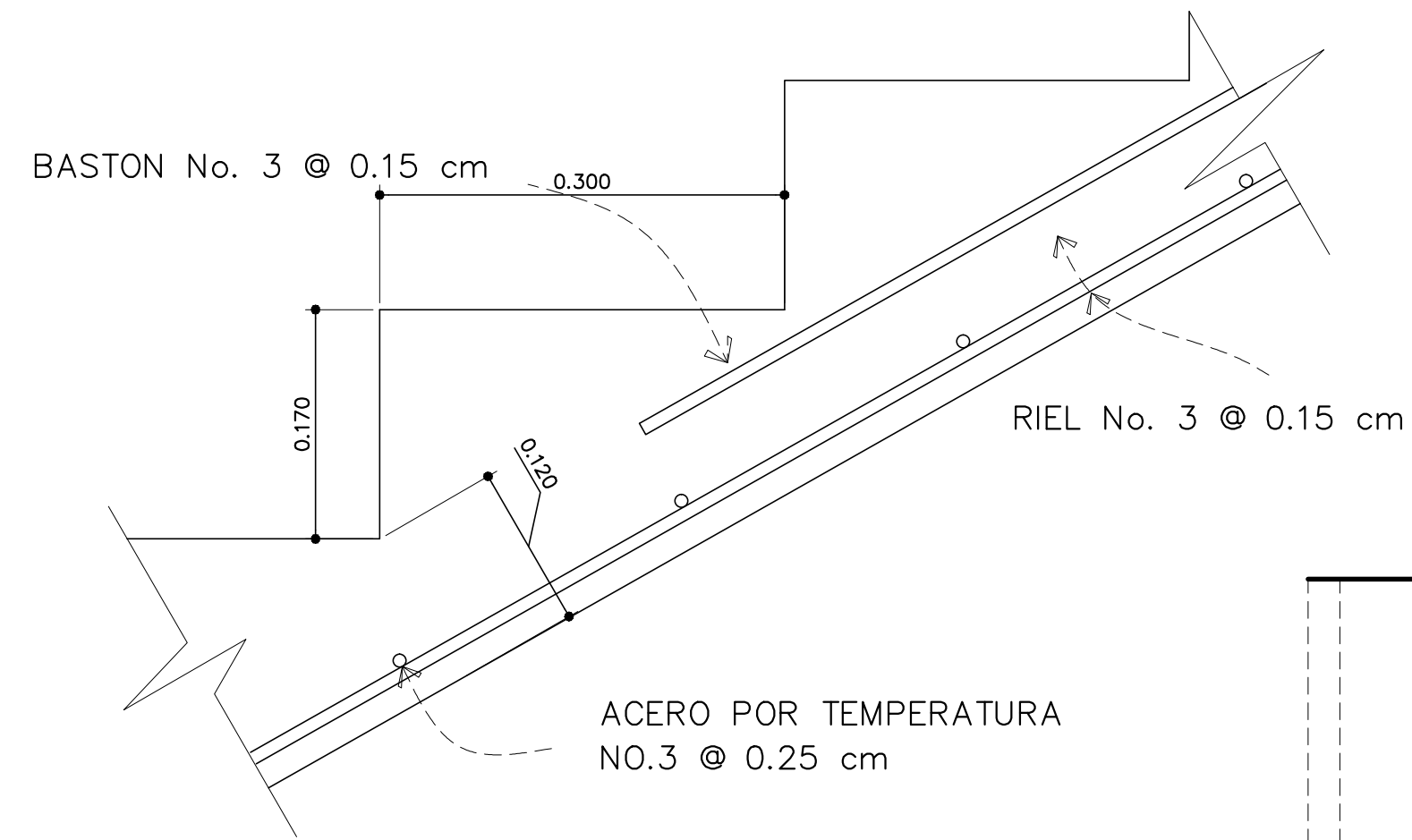


DETALLE DE COLUMNA CENTRICA  
MERCADO COMUNAL ESC: 1/25

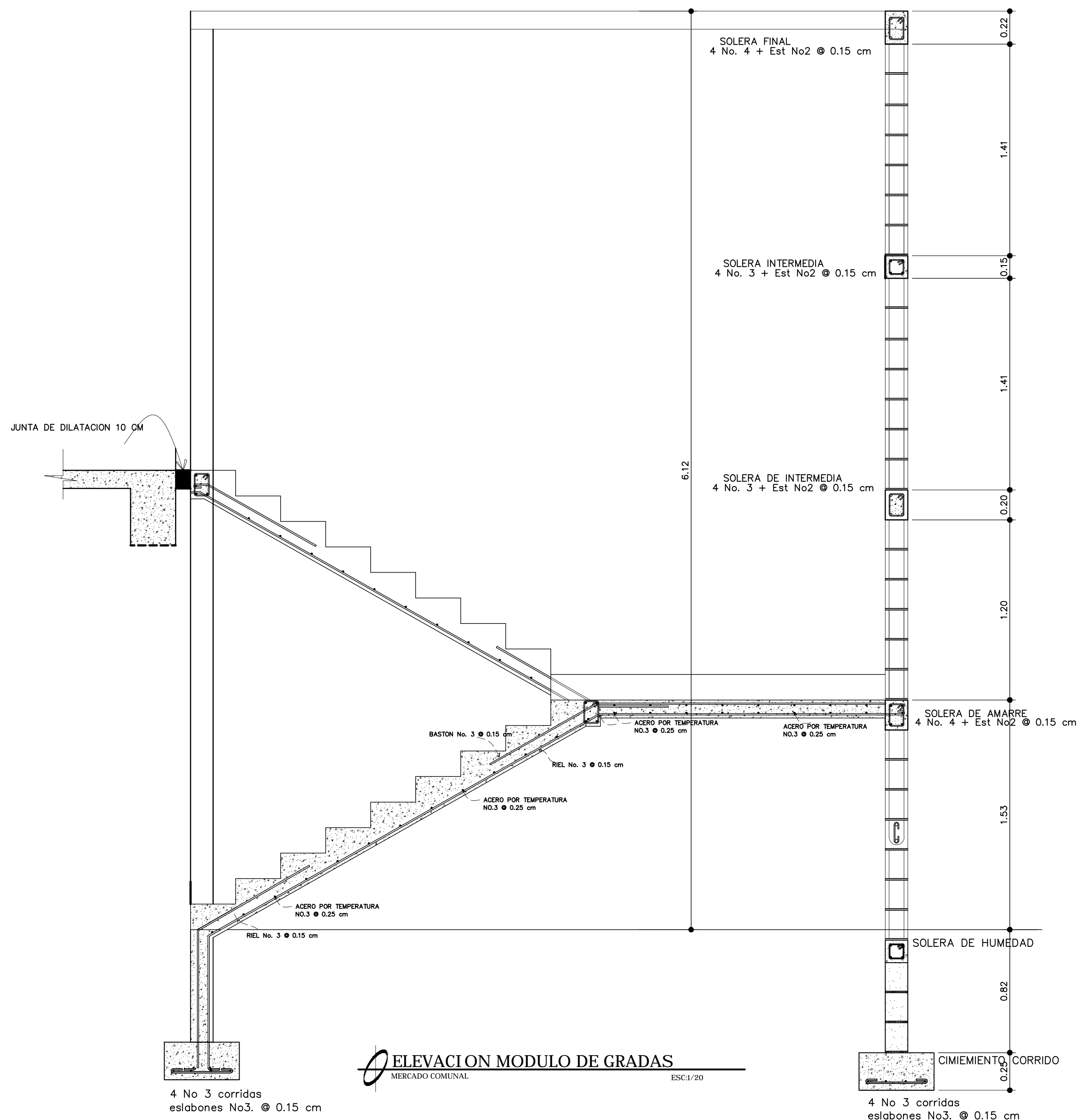
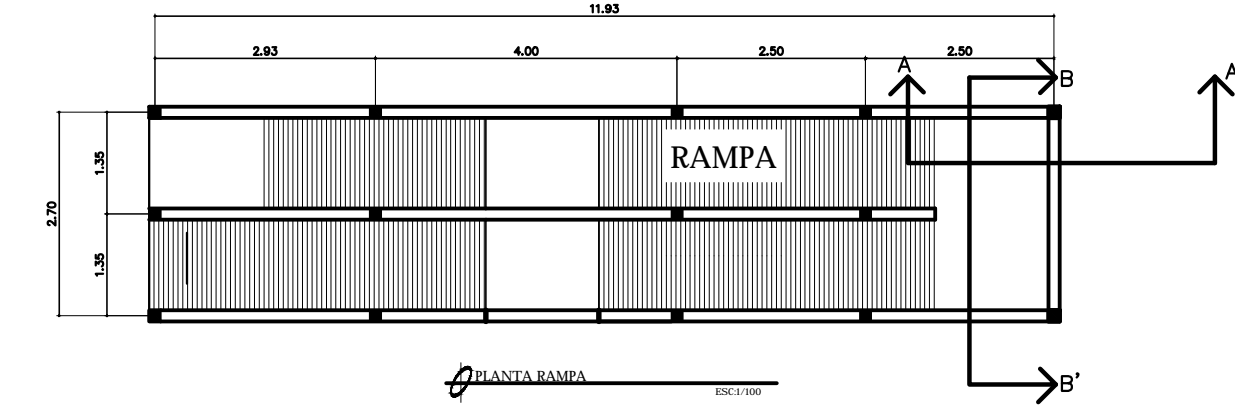
 <b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		ESCALA:	INDICADA
		FECHA:	NOV 2019
PROYECTO: <b>DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA ALDEA CERRO DE ORO</b>		NOMBRE:	ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES
DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN		CALCULO:	ALLAN JAVIER JURACÁN
DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN		CARNE:	201213357
CONTENIDO: <b>DETALLES DE CIMENTACION Y COLUMNAS</b>			
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR		ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES EPEPISITA - INGENIERIA CIVIL	
<b>HOJA</b> ARQUITECTURA: <input type="checkbox"/> ESTRUCTURA: <input checked="" type="checkbox"/> INSTALACIONES: <input type="checkbox"/>		<b>2 / 7</b> <b>5 / 15</b>	



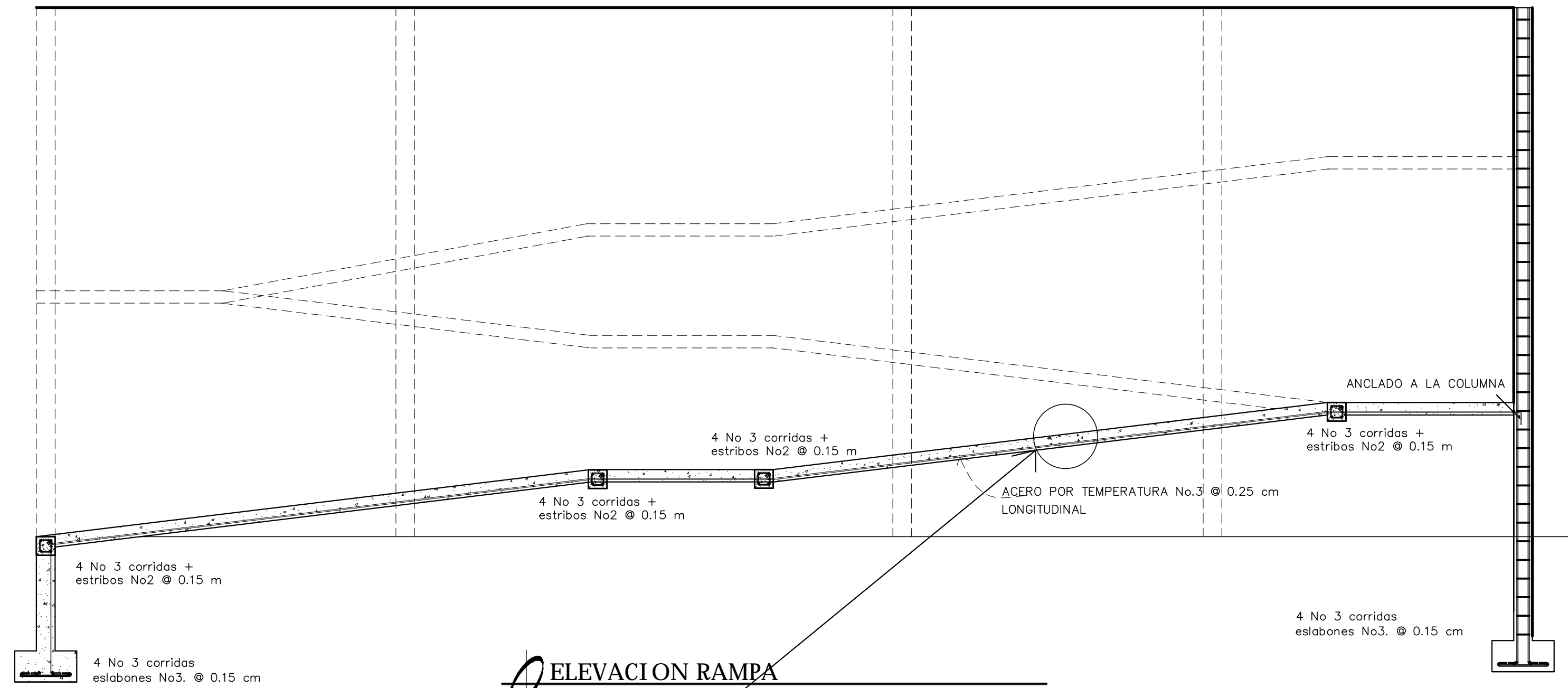
PLANTA MODULO DE GRADAS  
MERCADO COMUNAL ESC:1/50



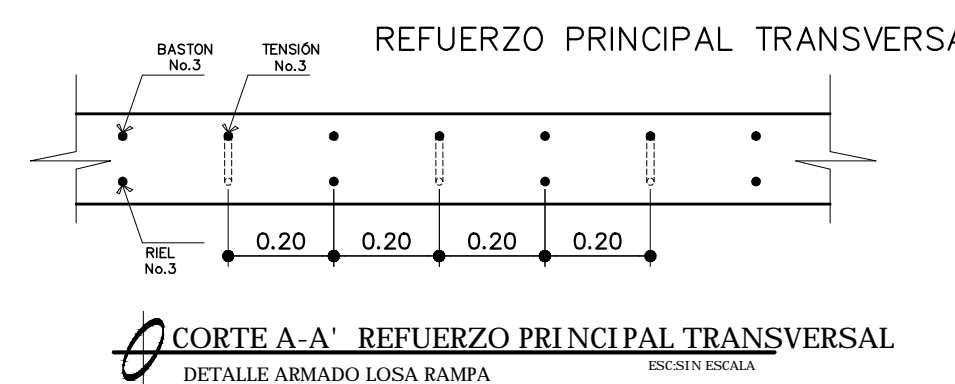
DETALLE DE ARMADO  
MERCADO COMUNAL ESC:1/10



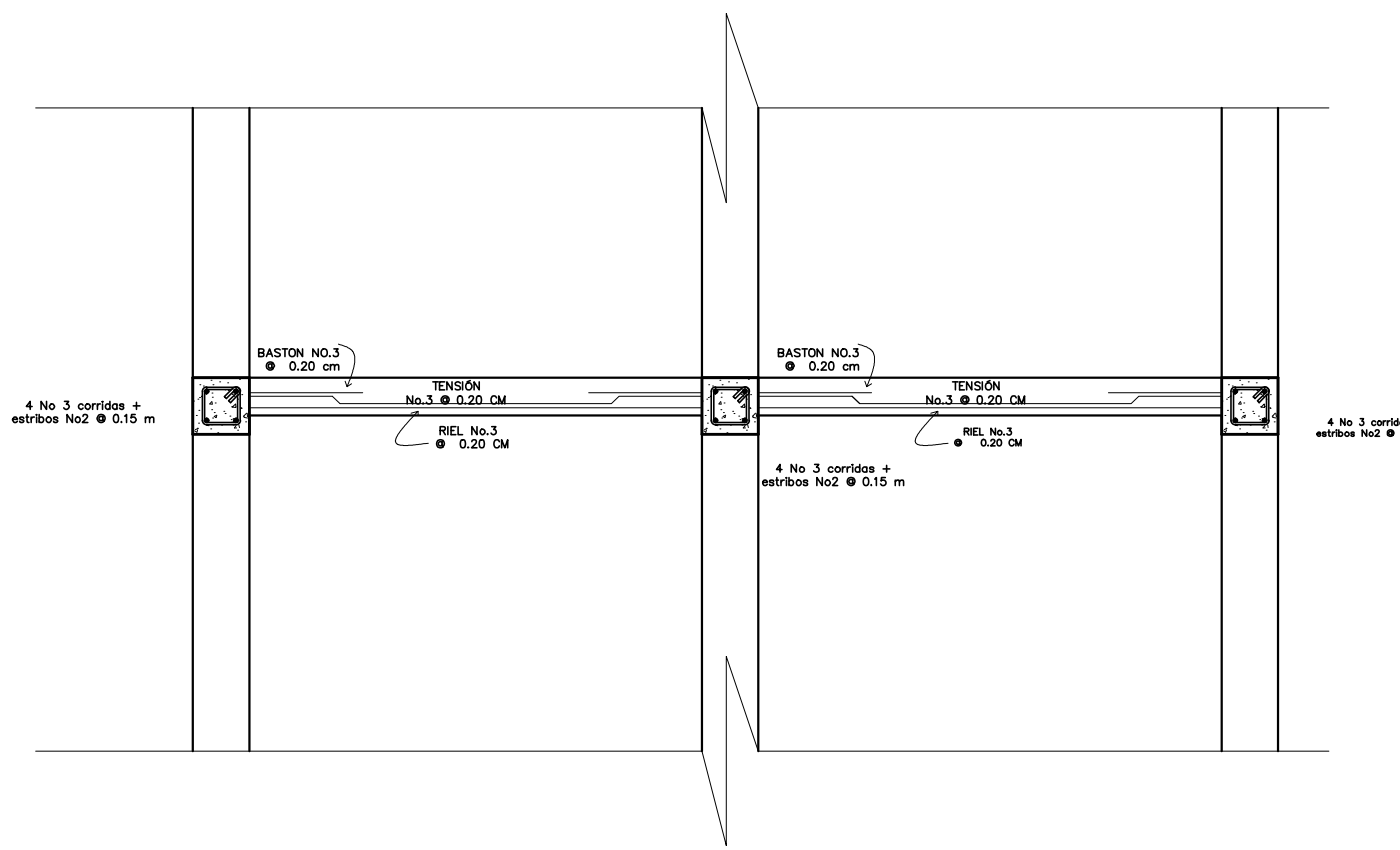
ELEVACION MODULO DE GRADAS  
MERCADO COMUNAL ESC:1/20



ELEVACION RAMPA  
PRIMER NIVEL ESC:1/50



CORTE A-A' REFUERZO PRINCIPAL TRANSVERSAL  
DETALLE ARMADO LOSA RAMPA



CORTE B-B' REFUERZO LONGITUDINAL  
DETALLE ARMADO LOSA RAMPA ESC:1/20

### ESPECIFICACIONES

LOS MUROS NO DEBEN SER ANCLADOS A LAS COLUMNAS NI A LAS VIGAS POR NINGUNA RAZON

EL MODULO DE GRADAS ES INDEPENDIENTE A LOS MARCOS DE CONCRETO  
 $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$

GRADAS LOSA EN UNA DIRECCION CON UN ESPESOR DE 0.12 CM, Y CON REFUERZO LONGITUDINAL No.3 @ 0.15 CM Y ACERO POR TEMPERATURA No.3 @ 0.25 CM.

LOS COLUMNAS SERAN TIPO C2 de 0.15\*0.15 CON 4 VARILLAS LONGITUDINALES No.4 y ESTRIBOS No.2 @ 0.15 cm

RAMPA LOSA EN UNA DIRECCION CON UN ESPESOR DE 0.10 CM, Y CON REFUERZO LONGITUDINAL No.3 @ 0.20 CM Y ACERO POR TEMPERATURA No.3 @ 0.25 CM.

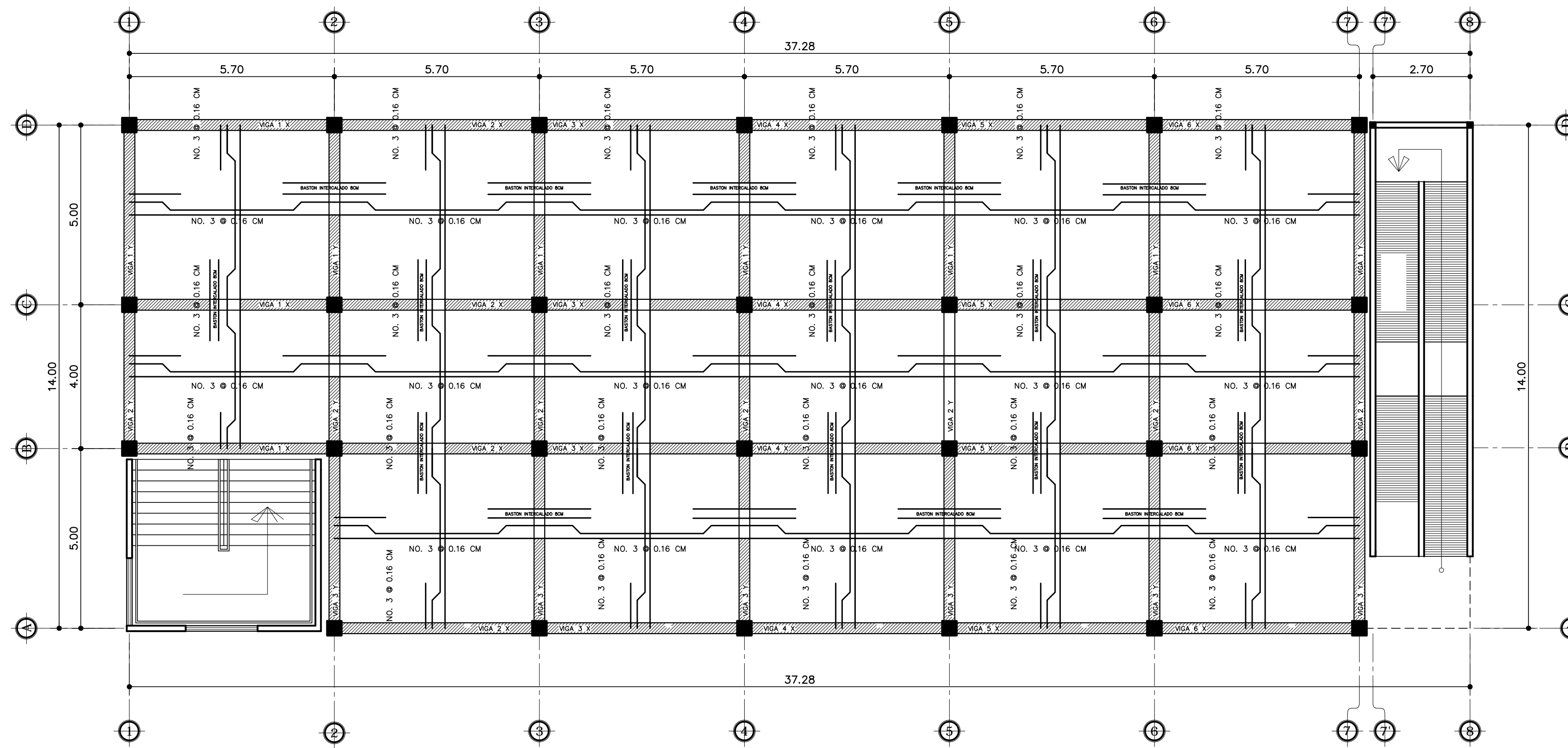
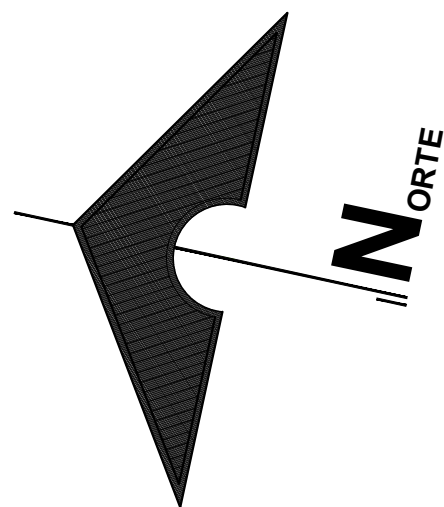


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

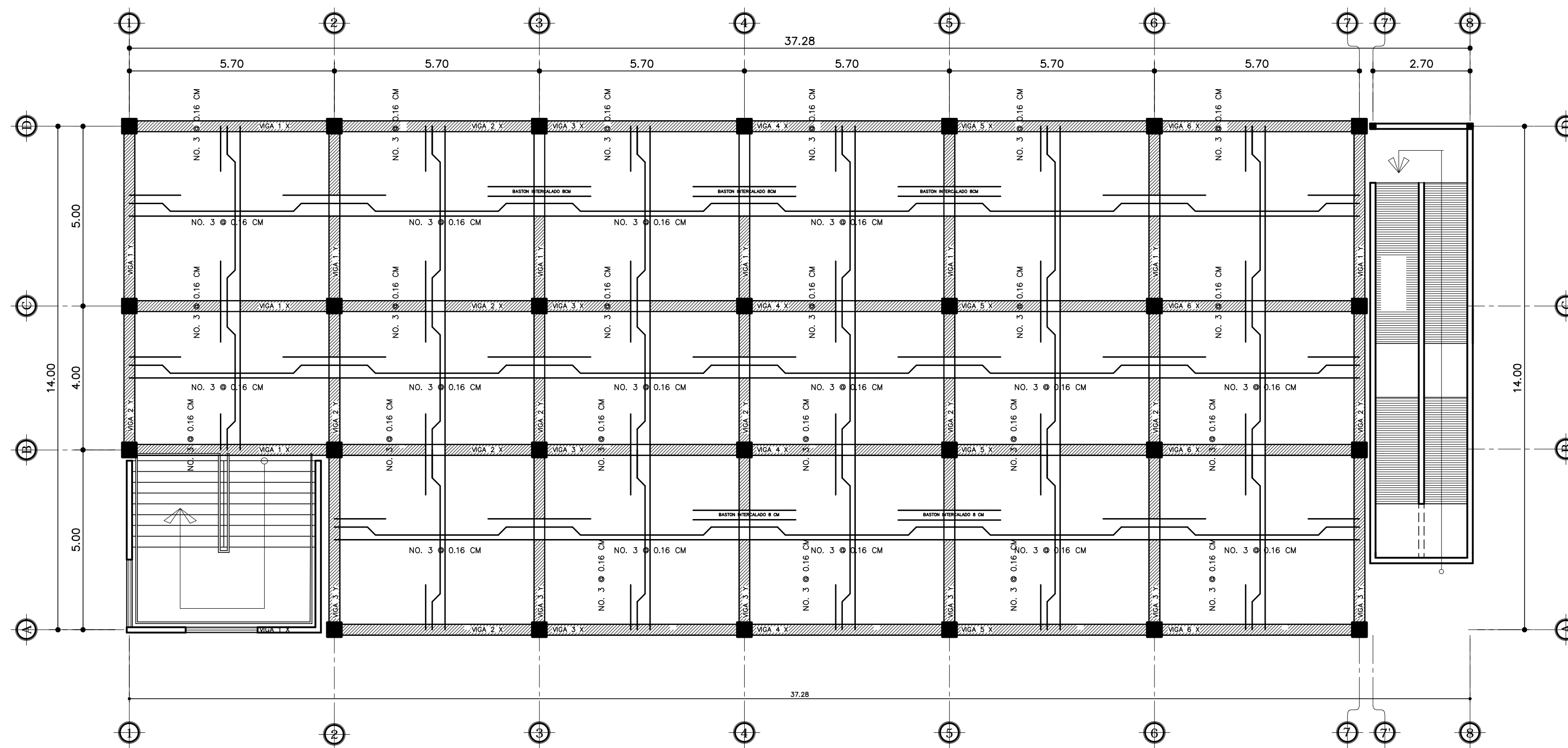
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA ALDEA CERRO DE ORO ESC: SIN ESCALA	ESCALA: INDICADA
NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357	FECHA: SEPTIEMBRE 2019
DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN	CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN
DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN	
CONTENIDO: DETALLES DE GRADAS Y RAMPA	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR	ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES EPESISTA - INGENIERIA CIVIL
3/5	8/15

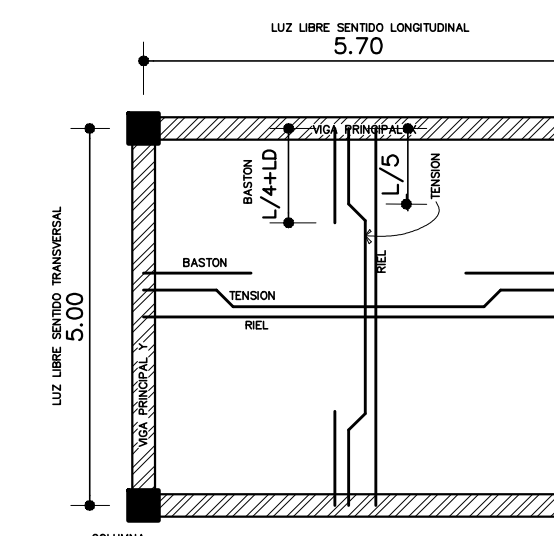




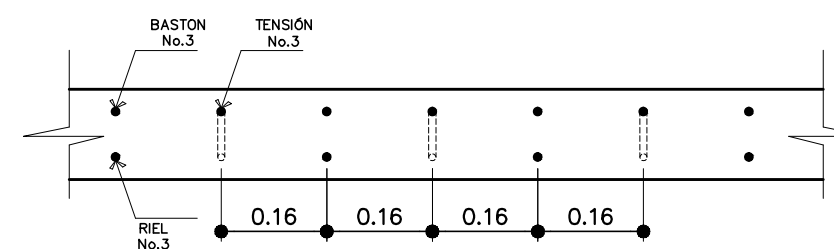
**PLANTA DE LOSA Y VIGA**  
PRIMER NIVEL  
ESC:1/100



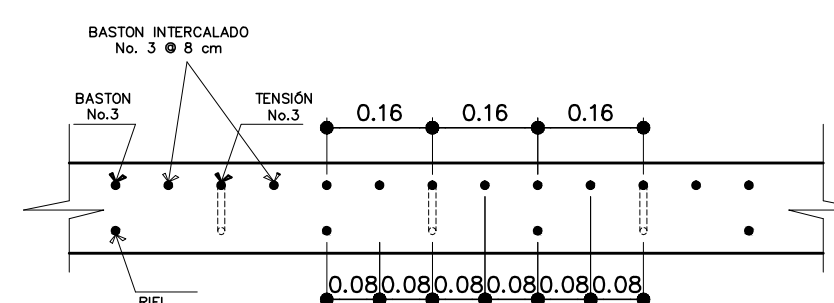
**PLANTA DE LOSA Y VIGA**  
SEGUNDO NIVEL  
ESC:1/100



DETALLE DE ARMADO LOSA  
PRIMER NIVEL  
ESC:1/100



CORTE DE LOSA  
PRIMER NIVEL  
ESC: 50X ESCALA



CORTE DE LOSA CON BASTON INTERCALADO  
PRIMER NIVEL  
ESC: 50X ESCALA

### ESPECIFICACIONES

SE DEBE INTERCALAR UN BASTÓN No. 3 ENTRE TENSIÓN Y BASTÓN, ÚNICAMENTE DONDE EL PLANO LO INDIQUE.

EL RECUBRIMIENTO SERA DE 2.5 CM

LONGITUD DEL BASTÓN =  $L/4 + LD$

TENSIÓN =  $L/5$ .

EL ESPESOR DE LOSA PARA EL PRIMER Y SEGUNDO NIVEL ES DE 12 CM.

- CONCRETO  $f'c$  de 280 kg/cm<sup>2</sup> (4000 psi)
- ACERO  $f_y$  de 4200 kg/cm<sup>2</sup> (GRADO 60)
- PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO 2400 kg/cm<sup>3</sup>
- EL TAMAÑO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO SERA DE  $\frac{1}{2}$ "

### ESPECIFICACIONES ACERO

NO.	TRASLAPE	GANCHO	LONGITUD DE DESARROLLO
3	30 cm	90°	15 cm
4	40 cm	90°	20 cm
5	50 cm	90°	25 cm
6	60 cm	90°	30 cm
7	70 cm	90°	35 cm
8	80 cm	90°	40 cm



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: **DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA ALDEA CERRO DE ORO**

ESCALA: INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

FECHA: NOV 2019

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

HOJA

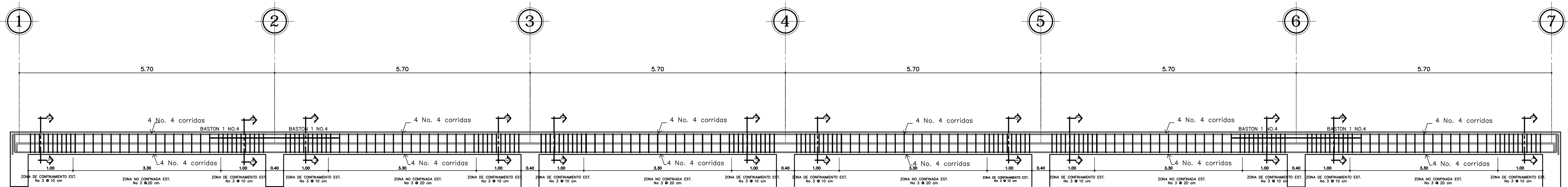
CONTENIDO: **ARMADO DE LOSA Y VIGAS**

ARQUITECTURA:   
ESTRUCTURA:   
INSTALACIONES:

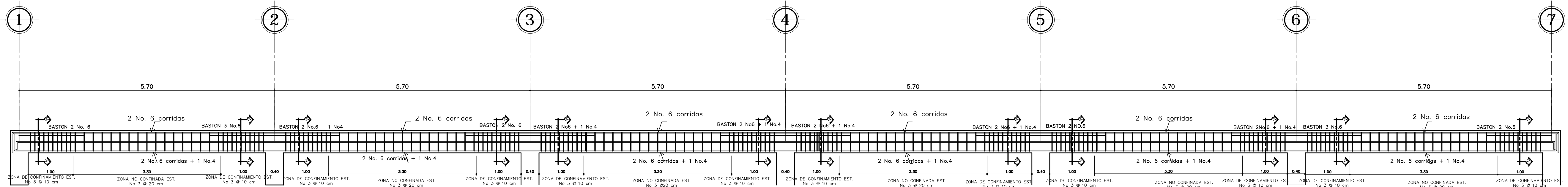
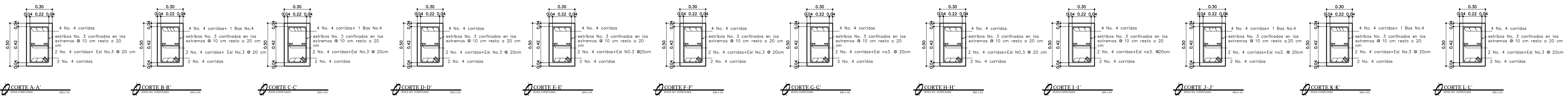
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES EPEESISTA - INGENIERIA CIVIL

4/5 9/15

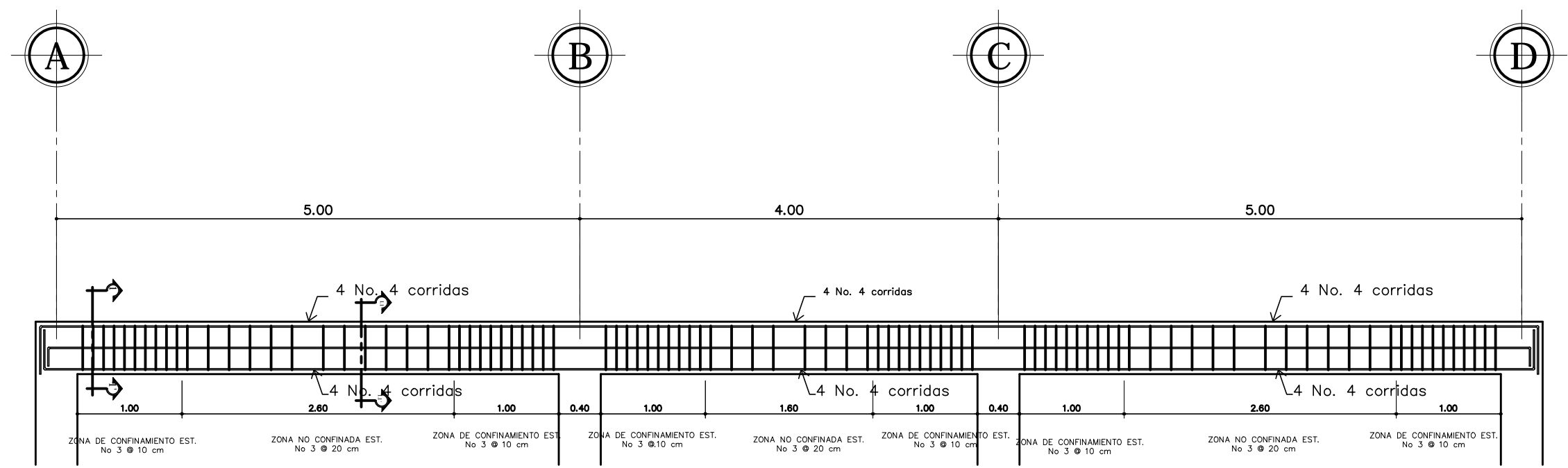
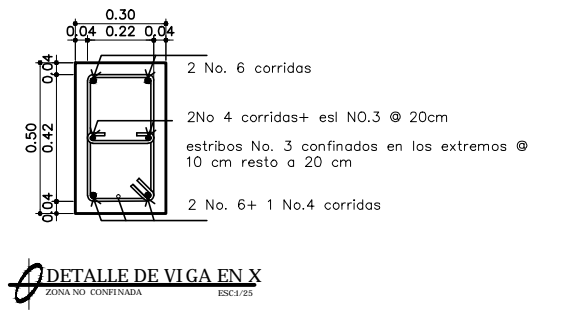
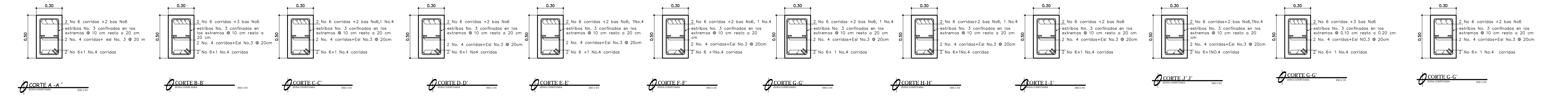




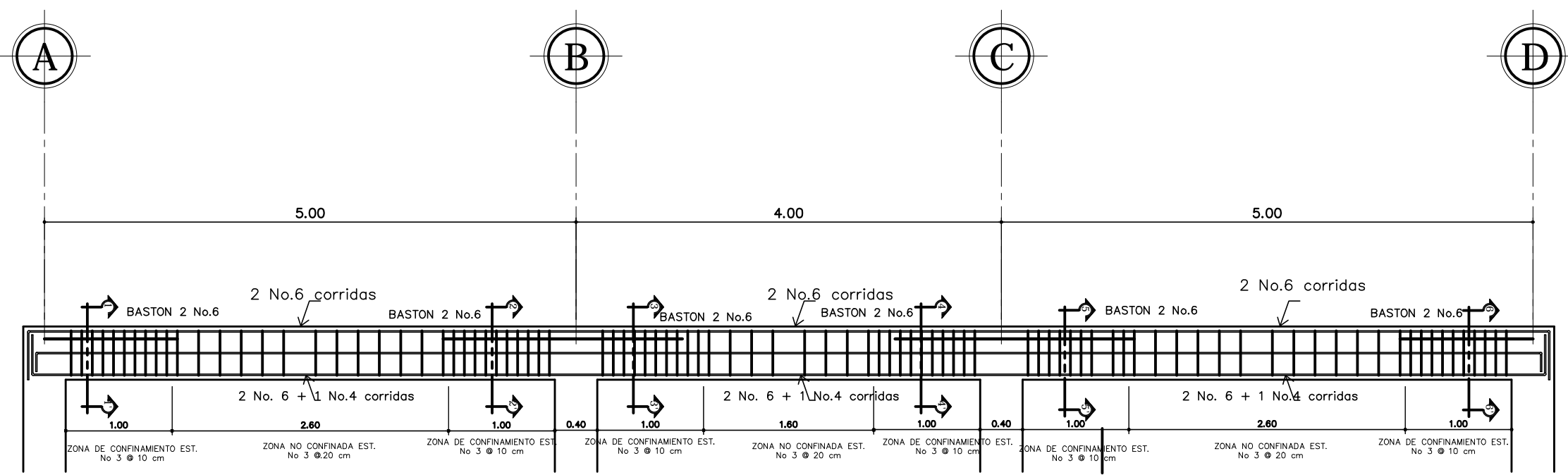
SECCION LONG SENTIDO X  
SEGUNDO NIVEL MODELO I



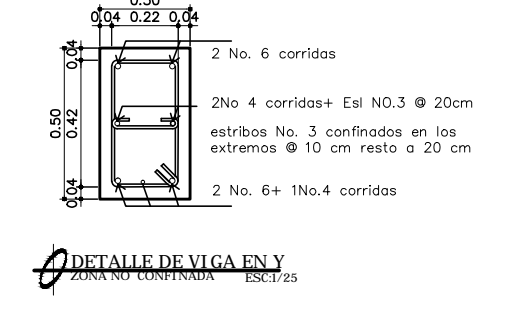
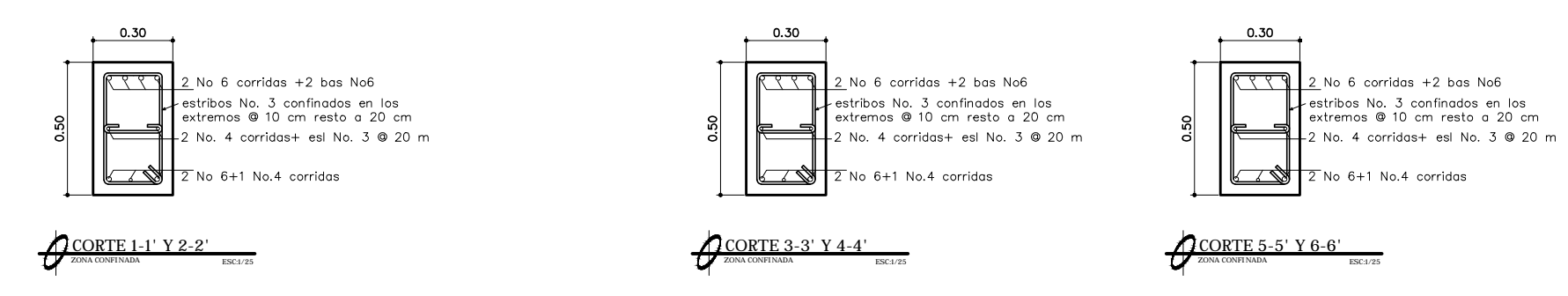
SECCION LONG SENTIDO X  
PRIMER NIVEL MODELO I



SECCION LONG SENTIDO Y  
SEGUNDO NIVEL MODELO I




SECCION LONG SENTIDO Y  
PRIMER NIVEL MODELO I



ESPECIFICACIONES ACERO			
NO.	TRASLAPE	GANCHO	LONGITUD DE DESARROLLO
3	30 cm	90°	15 cm
4	40 cm	90°	20 cm
5	50 cm	90°	25 cm
6	60 cm	90°	30 cm
7	70 cm	90°	35 cm
8	80 cm	90°	40 cm

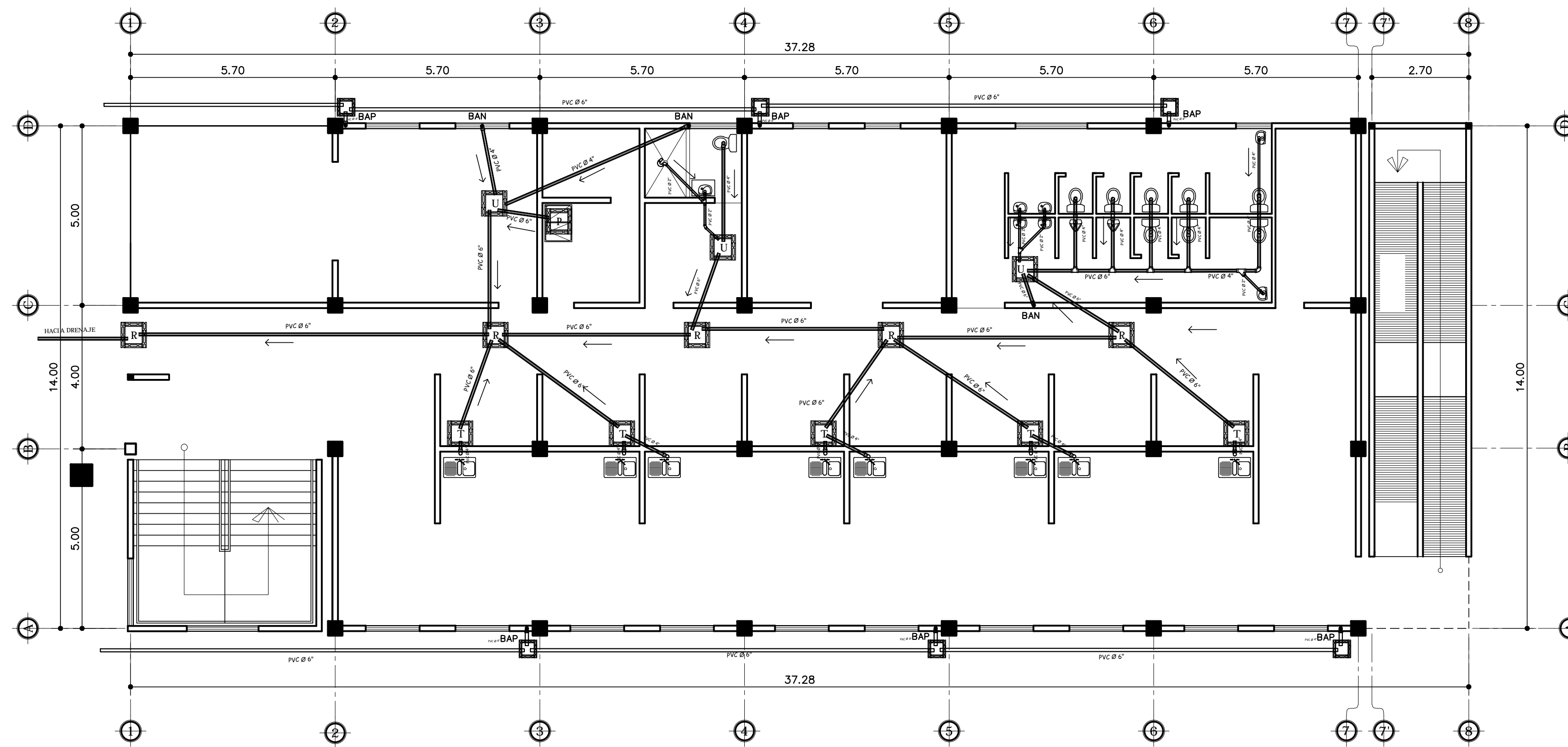
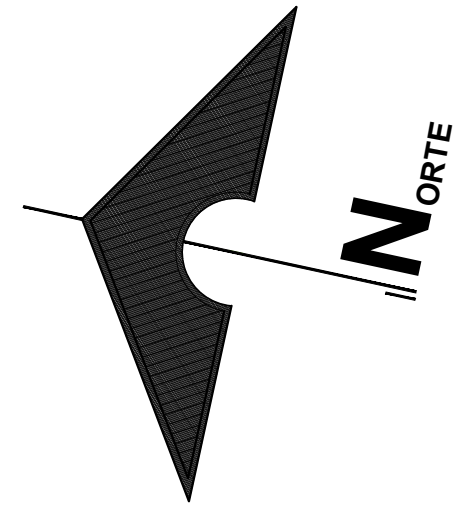
- ESPECIFICACIONES**
- LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.
  - LOS RECUBRIMIENTOS SERAN DE 4 CM, ESTE SE MEDIRA DEL ROSTRO DE LA VARILLA HACIA LA SUPERFICIE DEL CONCRETO.
  - EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A 5 CM DE LA CARA DE APOYO
  - ESTRIBOS EN LA ZONA CONFINADA @ 10 CM
  - ESTRIBOS EN LA ZONA NO CONFINADA @ 20 CM
  - CONCRETO f'c 280 KG/CM2
  - ACERO fy = 4200 kg/cm2
  - LONGITUD DE BASTON= L/4+LD



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: <b>DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA ALDEA CERRO DE ORO</b>		ESCALA: INDICADA
NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES		FECHA: NOV 2019
DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN	CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN	DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN
CONTENIDO: <b>DETALLE DE VIGAS PRIMER NIVEL</b>		
INGENIERO ASESOR-SUPERVISOR: ING. JUAN MERCK COS		EPISTATA - INGENIERIA CIVIL: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES

5 / 10  
5 / 15



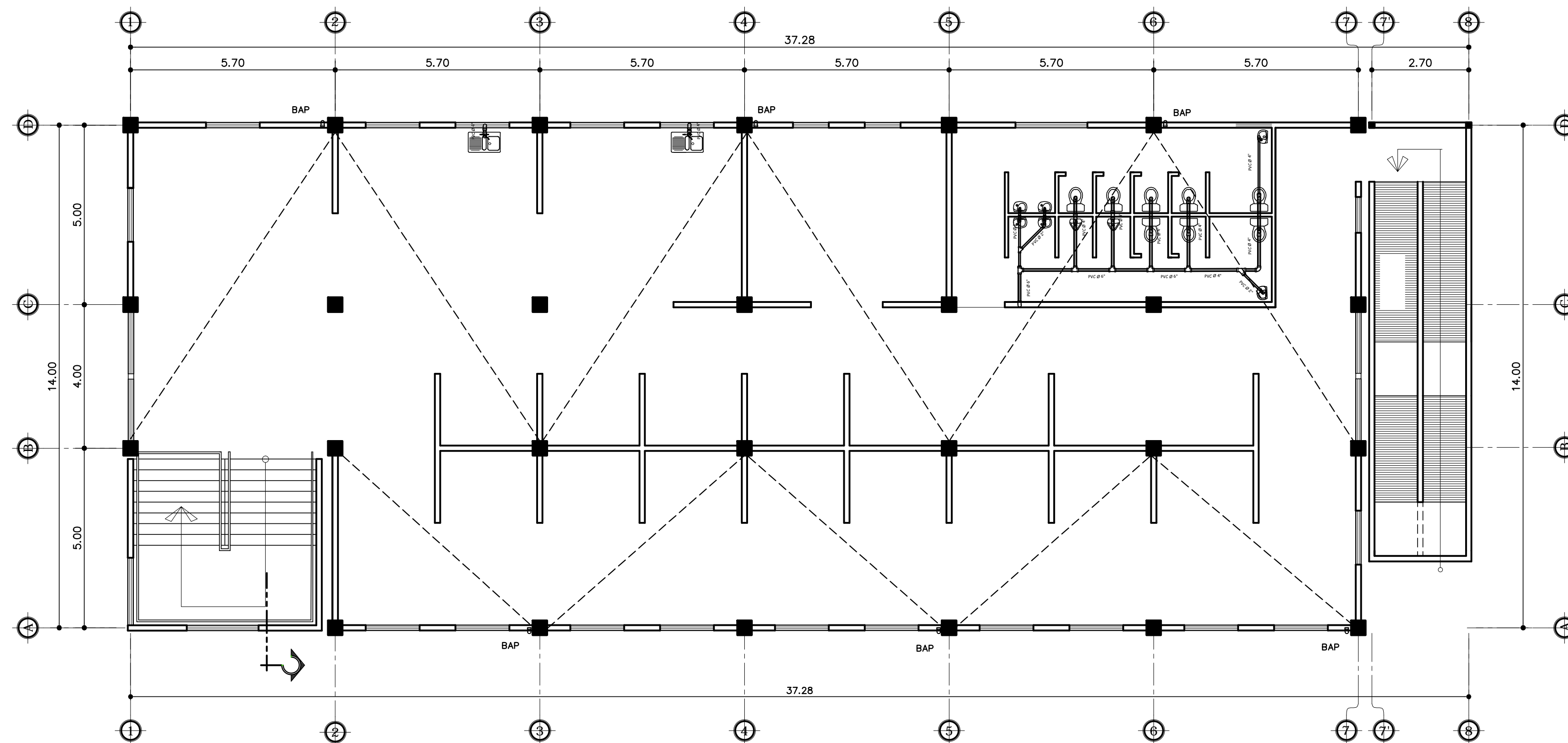
**PLANTA DRENAJE SANITARIO**  
PRIMER NIVEL  
ESC:1/100

**SIMBOLOGIA DE DRENAJES**

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	CAJA DE REGISTRO
	INDICA SENTIDO DE PENDIENTE
	TUBO DE DRENAJE AGUAS NEGRAS
	CODO 45°
	REDUCTOR DE 4" A 2"
	SIFÓN TERMINAL PERFIL
	CODO 90° ELEVACIÓN
	TEE
	CAJA UNION
	CAJA TRAMPA DE GRASA
	CAJA PARA PILA
	TUBO DE DRENAJE AGUA PLUVIAL
	BAJADA DE AGUAS NEGRAS
	BAJADA DE AGUA PLUVIAL

**ESPECIFICACIONES**

- TODA LA TUBERIA SERA DE CLORURO DE POLIVINILO (P.V.C)
- TODA LA TUBERIA DEBERÁ INSTALARSE CON UNA PENDIENTE MINIMA DEL 2 %
- LA INSTALACIÓN SANITARIA DEBE SER COLOCADA DEBAJO DE LA INSTALACIÓN HIDRÁULICA, PARA EVITAR LA CONTAMINACIÓN POR FILTRACIÓN
- DE 1 A 4 TUBOS LA CAJA SERA DE 0.59X0.59 m.
- DE 5 A 7 TUBOS LA CAJA SERA DE 0.79X0.89 m.
- LA PROFUNDIDAD DE LAS AJAS DEPENDERA DE LOS NIVELES FINALES DEL TERRENO



**PLANTA DRENAJE SANITARIO+ BAJADAS DE AGUAS PLUVIALES**  
SEGUNDO NIVEL  
ESC:1/100



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: **DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA ALDEA CERRO DE ORO**

ESCALA: INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

FECHA: NOV 2019

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN

CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN

DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

**HOJA**

CONTENIDO: **PLANTA INSTALACION DE DRENAJE SANITARIO**

ARQUITECTURA:

ESTRUCTURA:

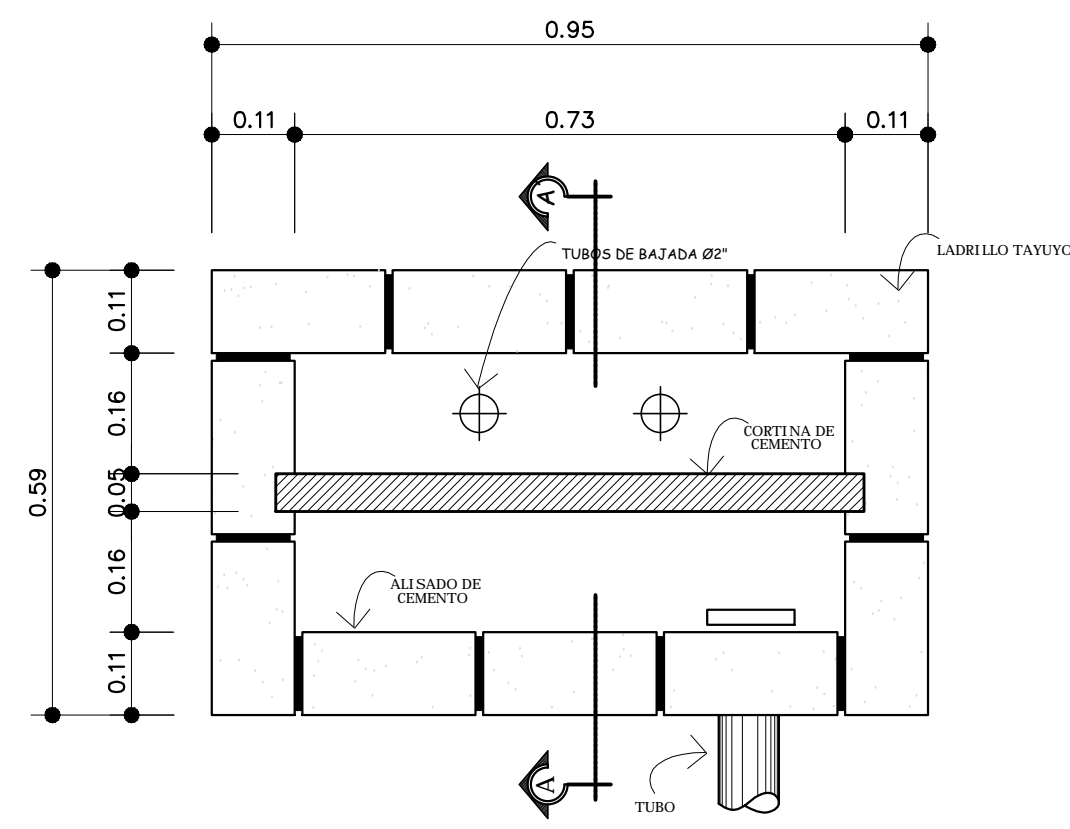
INSTALACIONES:

ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

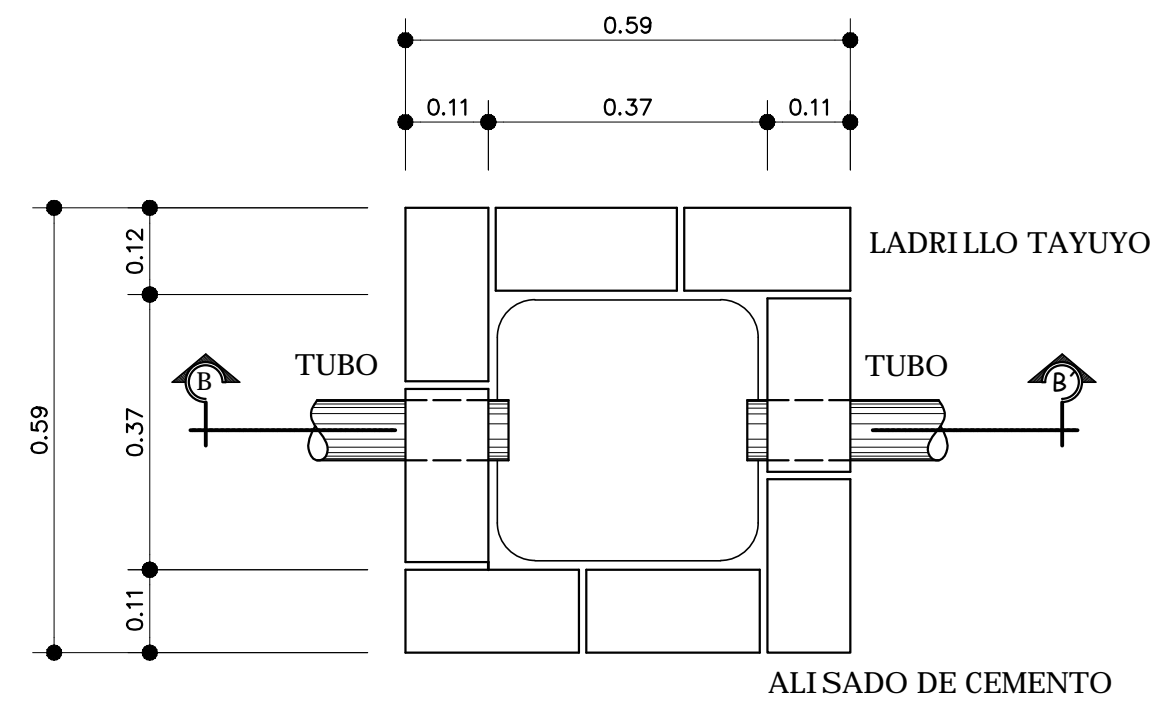
ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPESISTA - INGENIERIA CIVIL

1 / 11  
5 / 15

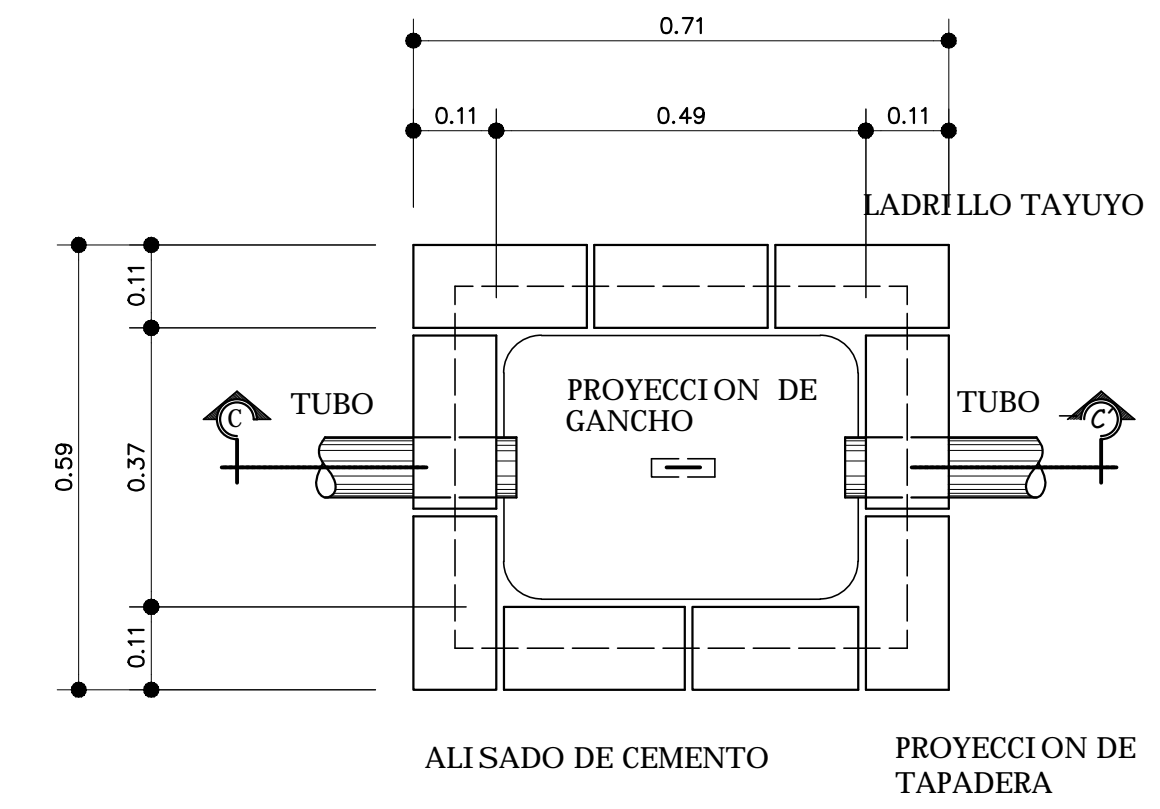




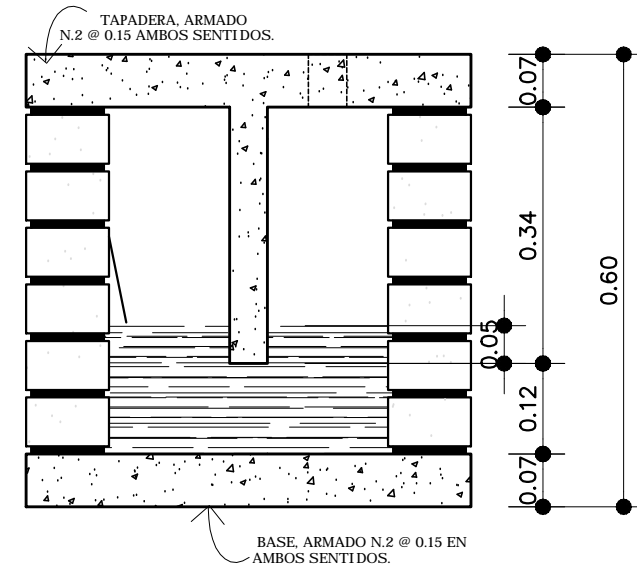
PLANTA DE CAJA TIPO "P"  
CAJA PARA PILA ESC:1/10



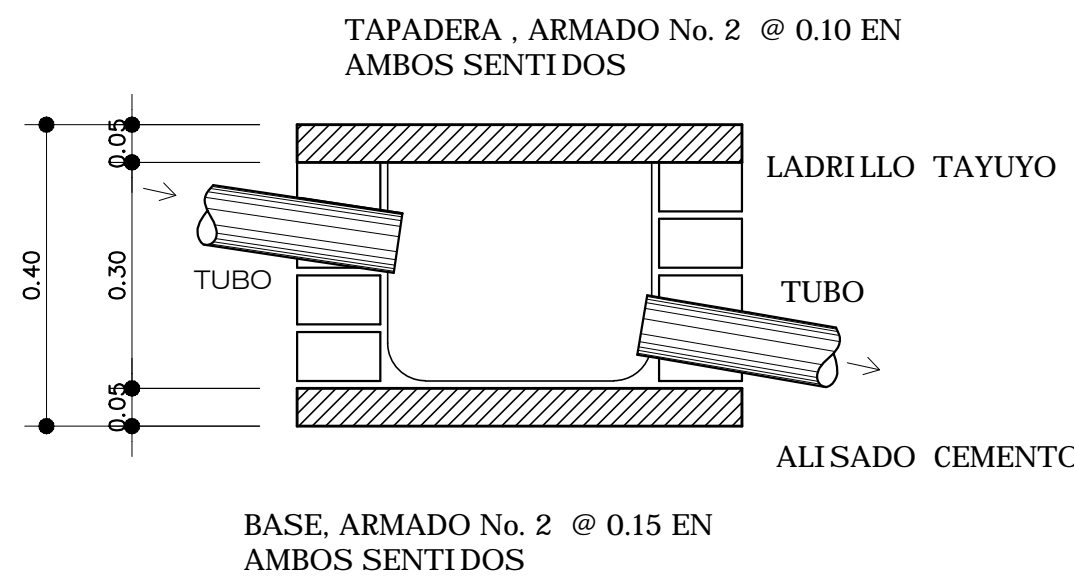
PLANTA DE CAJA TIPO "U"  
DETALLE DE CAJA UNION ESC:1/10



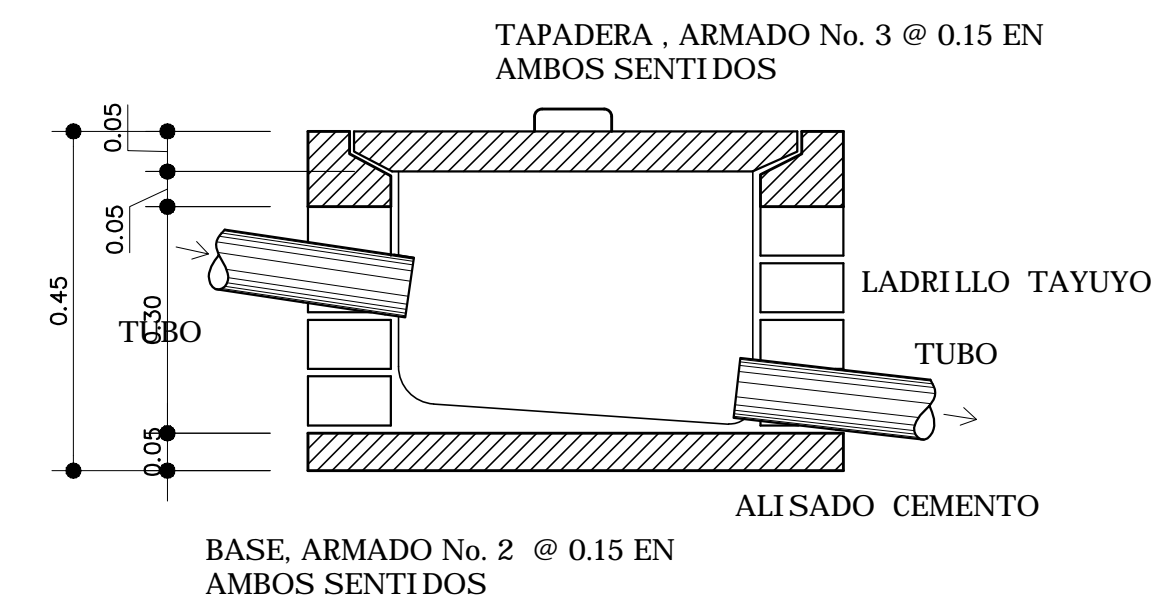
PLANTA DE CAJA TIPO "R"  
CAJA DE REGISTRO ESC:1/10



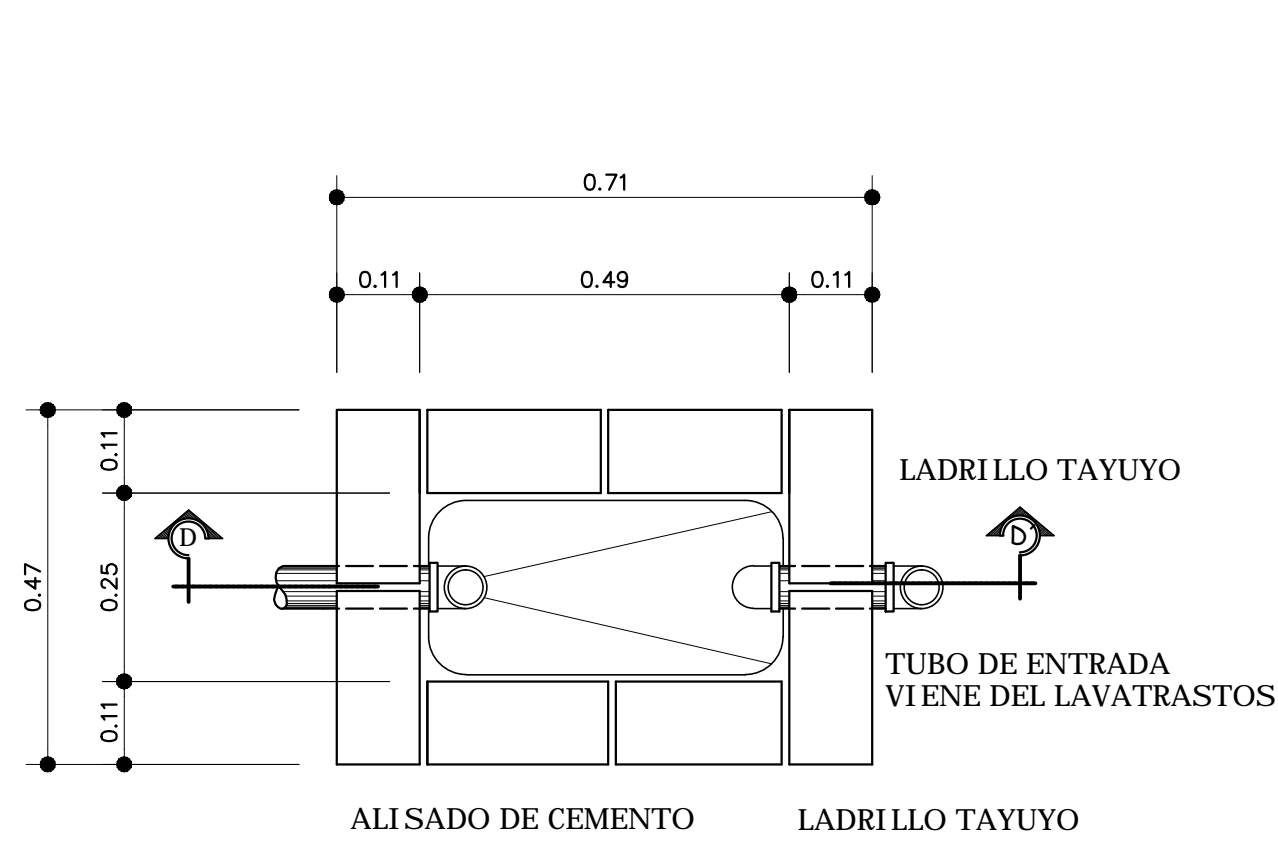
SECCION A-A'  
CAJA PARA PILA ESC:1/10



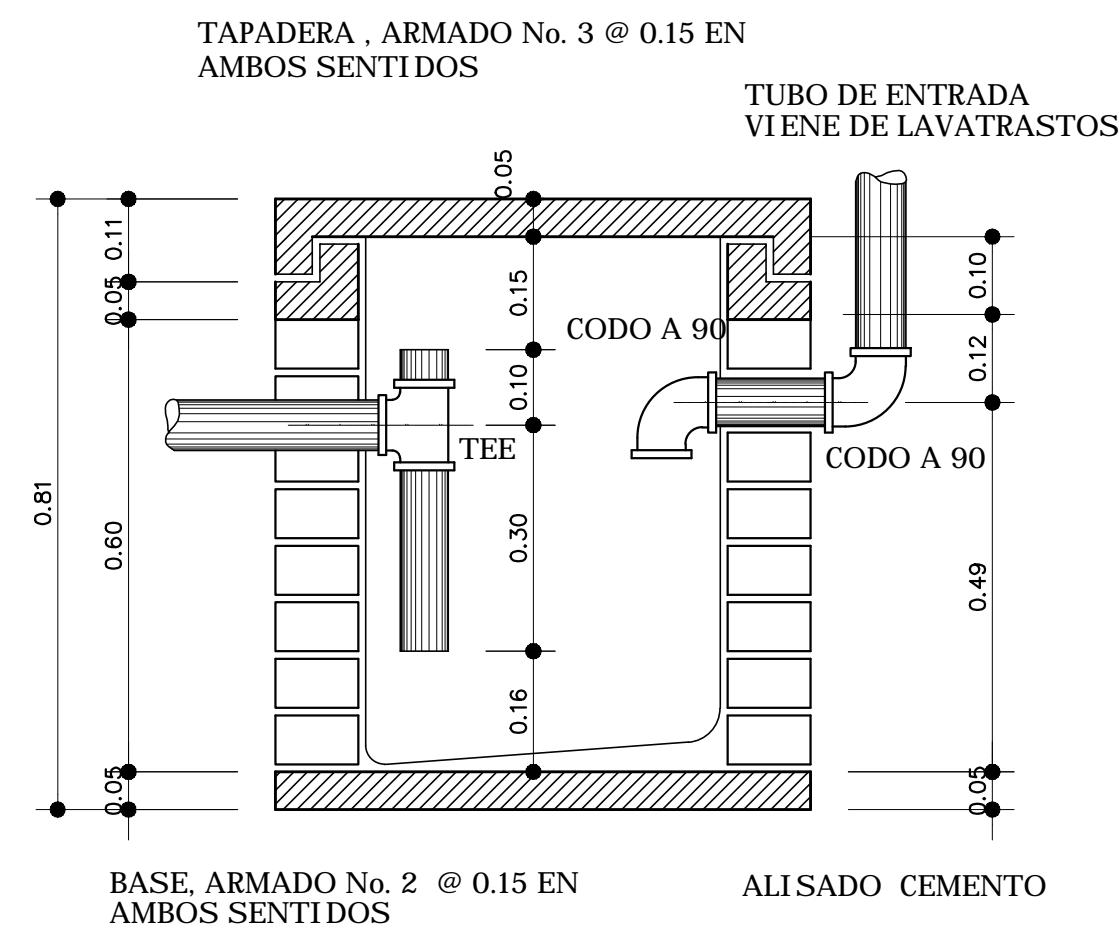
SECCION B-B'  
DETALLE DE CAJA UNION ESC:1/10




SECCION C-C'  
CAJA DE REGISTRO ESC:1/10

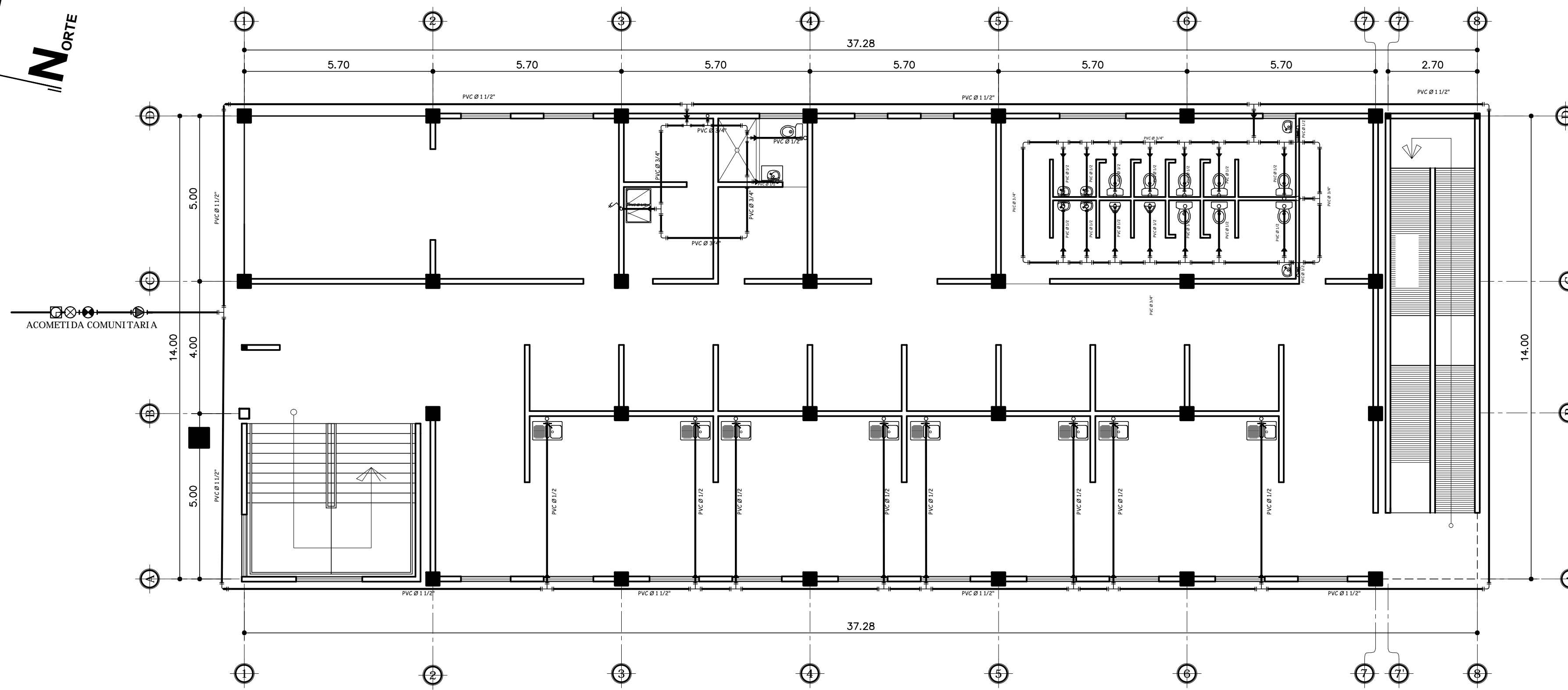
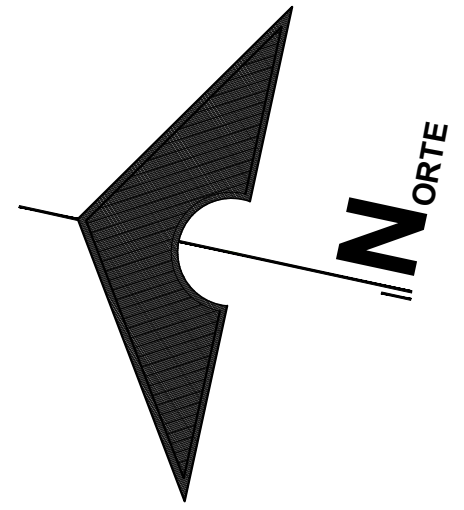


PLANTA DE CAJA TIPO "T"  
CAJA TRAMPA DE GRASA ESC:1/10



SECCION D-D'  
CAJA TRAMPA DE GRASA ESC:1/10

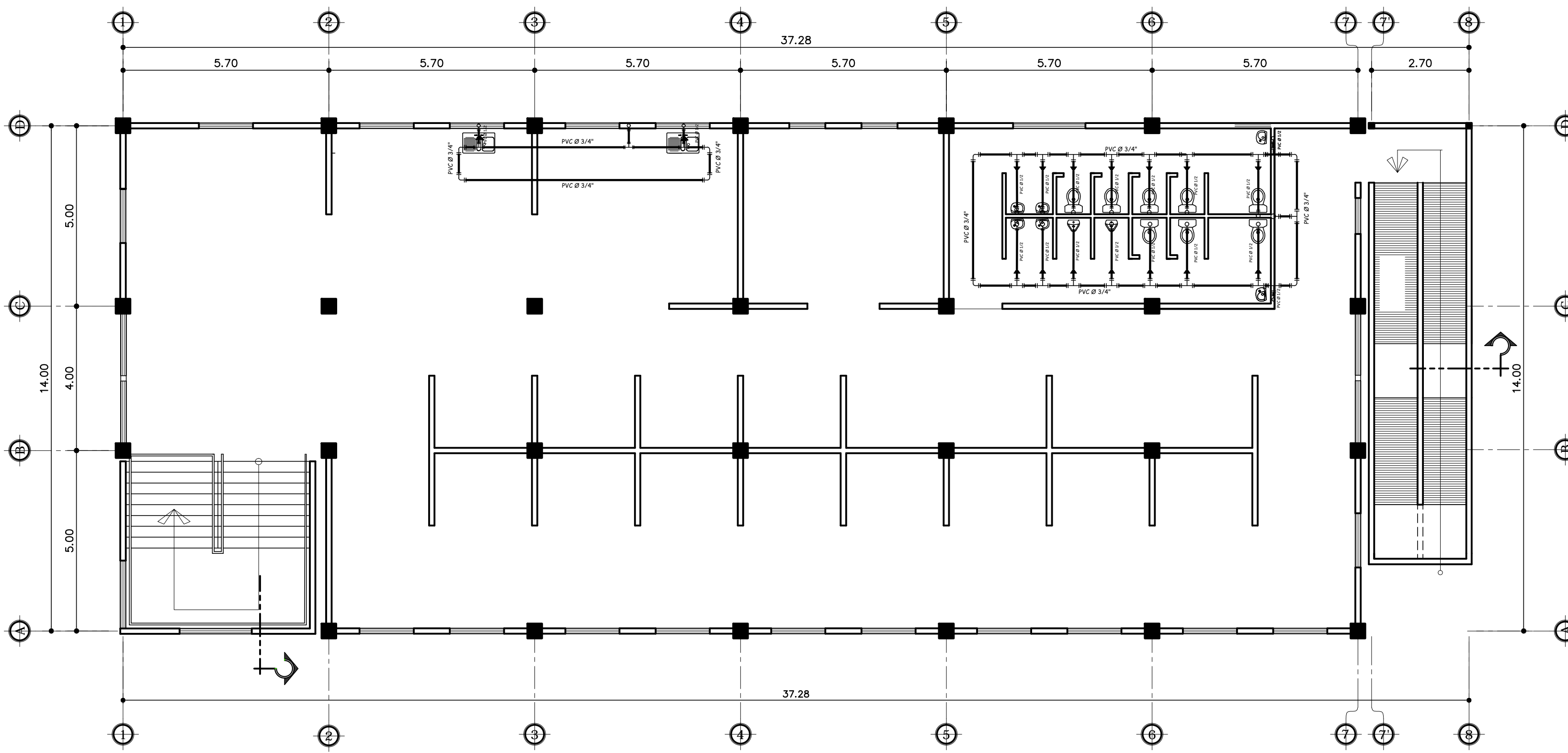
		<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
		PROYECTO: <b>DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA ALDEA CERRO DE ORO</b>	
NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES		CARNE: 201213357	
DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN		DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN	
CONTENIDO: <b>DETALLES DE DRENAJE SANITARIO</b>		ESCALA: INDICADA	
INGENIERO: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES ASESOR-SUPERVISOR		ESTRUCTURA: <input type="checkbox"/>	
ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES EPESISTA - INGENIERIA CIVIL		INSTALACIONES: <input checked="" type="checkbox"/>	
2 / 5		12 / 15	




**PLANTA INS. HIDRÁULICA**  
 PRIMER NIVEL  
 ESC:1/100

SIMBOLOGÍA DE INSTALACION POTABLE	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	LLAVE DE PASO
	CONTADOR
	LLAVE DE COMPUERTA
	LLAVE DE CHEQUE
	TUBERIA PVC Ø INDICADO
	CODO PVC A 90° GRADOS VERTICAL
	CODO PVC A 90° HORIZONTAL
	TEE PVC HORIZONTAL
	REDUCTOR PVC DE Ø 1 1/2" A 3/4", Y 3/4" A Ø 1/2"
	CHORRO

NOTAS:  
 TUBERIA PARA 160 PSI  
 TUBERIA DE AGUA - 0.60 BAJO NPT.



**PLANTA INS. HIDRÁULICA**  
 SEGUNDO NIVEL  
 ESC:1/100



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

ESCALA:  
INDICADA

FECHA:  
NOV 2019

PROYECTO: **DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA ALDEA CERRO DE ORO**

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES      CARNE: 201213357

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN      CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN      DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

CONTENIDO: **PLANTA INSTALACION HIDRULICA**

ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPELISTA - INGENIERIA CIVIL

**HOJA**

ARQUITECTURA:

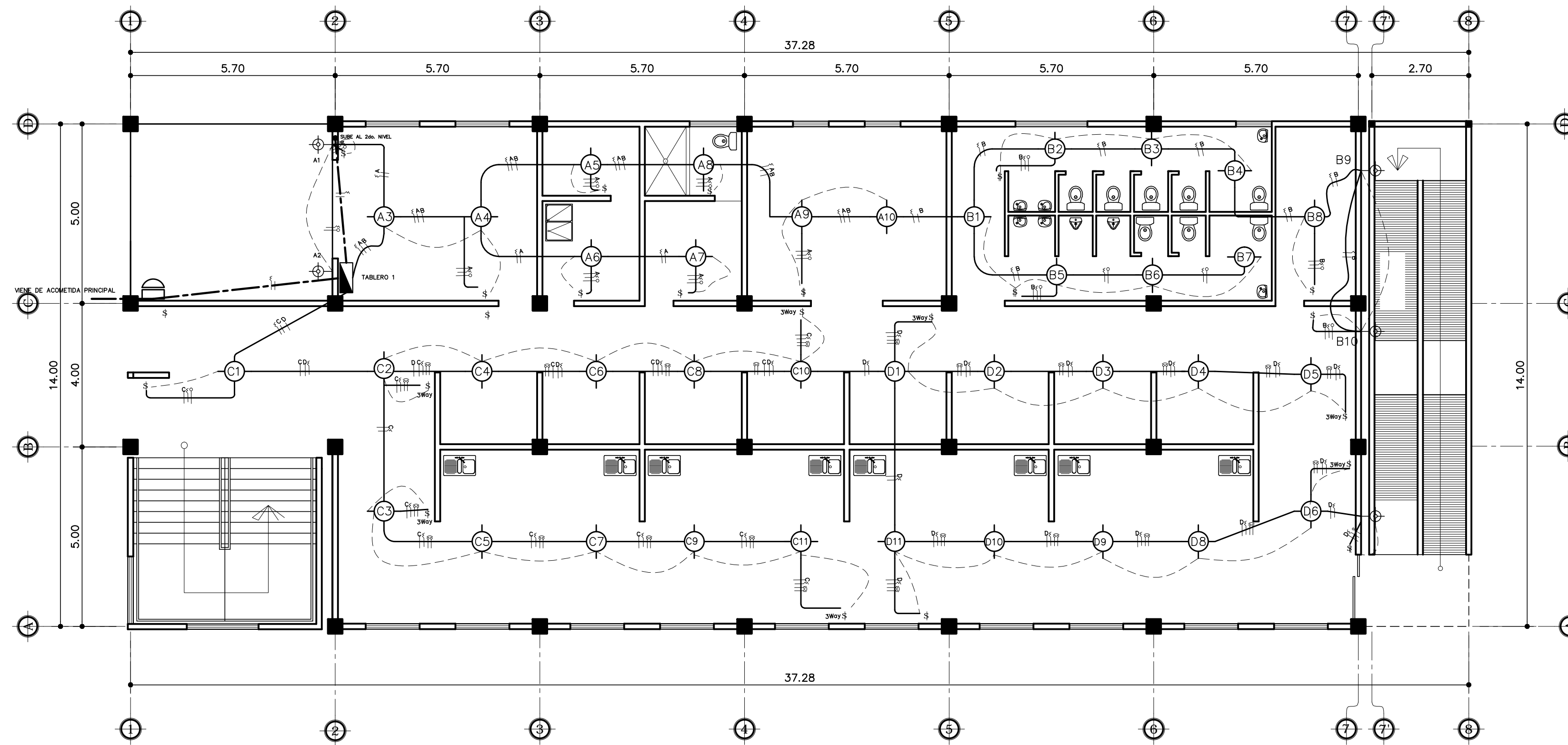
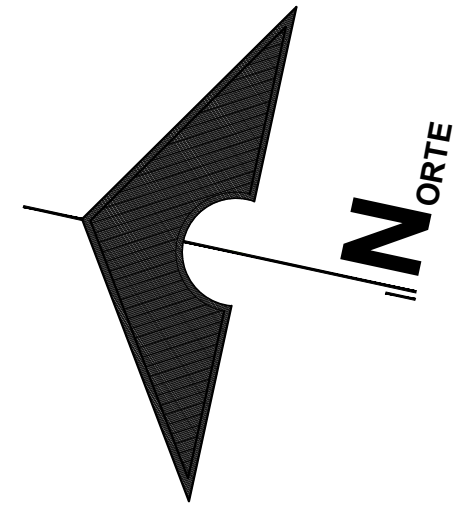
ESTRUCTURA:

INSTALACIONES:

3 / 13

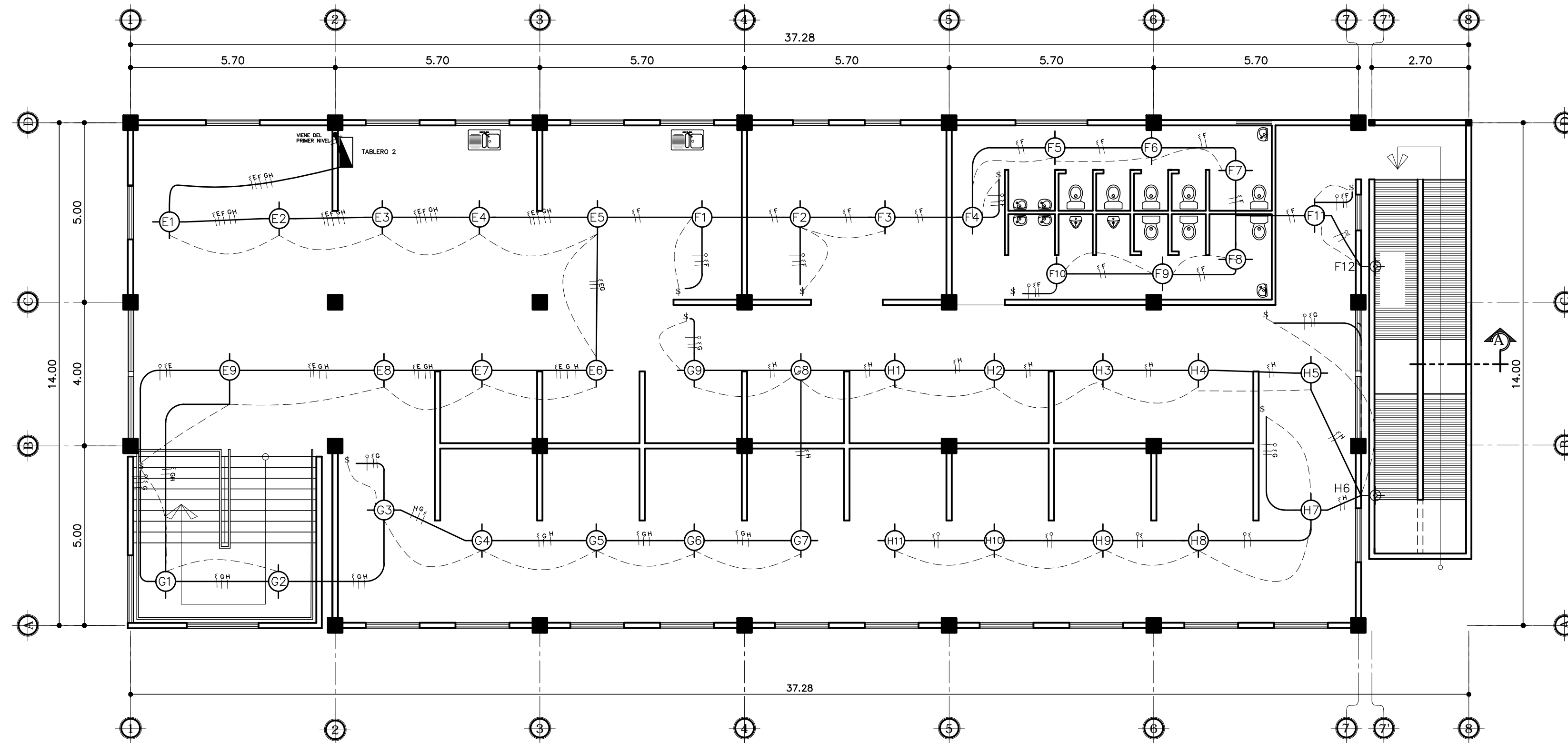
5 / 15





**PLANTA DE ILUMINACIÓN**  
PRIMER NIVEL

ESC:1/100



**PLANTA DE ILUMINACIÓN**  
SEGUNDO NIVEL

ESC:1/100

SIMBOLOGIA	
TIPO	SIGNIFICADO
	ILUMINACION EN CIELO
	LINEA DE PUENTE
	LINEA DE RETORNO
	INTERRUPTOR SIMPLE
	LINEA POSITIVO Y NEGATIVO
	ILUMINACION EN PARED
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	CONTADOR
	TUBERIA PVC PISO O PARED
	LINEA 240V ACOMETIDA PRINCIPAL
	LINEA DE CONDUCCION
	INTERRUPTOR THREE WAY
	INTERRUPTOR DOBLE



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA ALDEA CERRO DE ORO

ESCALA: INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNE: 201213357

FECHA: NOV 2019

DISEÑO: ALLAN JAVIER JURACÁN

CALCULO: ALLAN JAVIER JURACÁN

DIBUJO: ALLAN JAVIER JURACÁN

CONTENIDO: PLANTA DE ILUMINACIÓN ELECTRICA

HOJA

ARQUITECTURA:

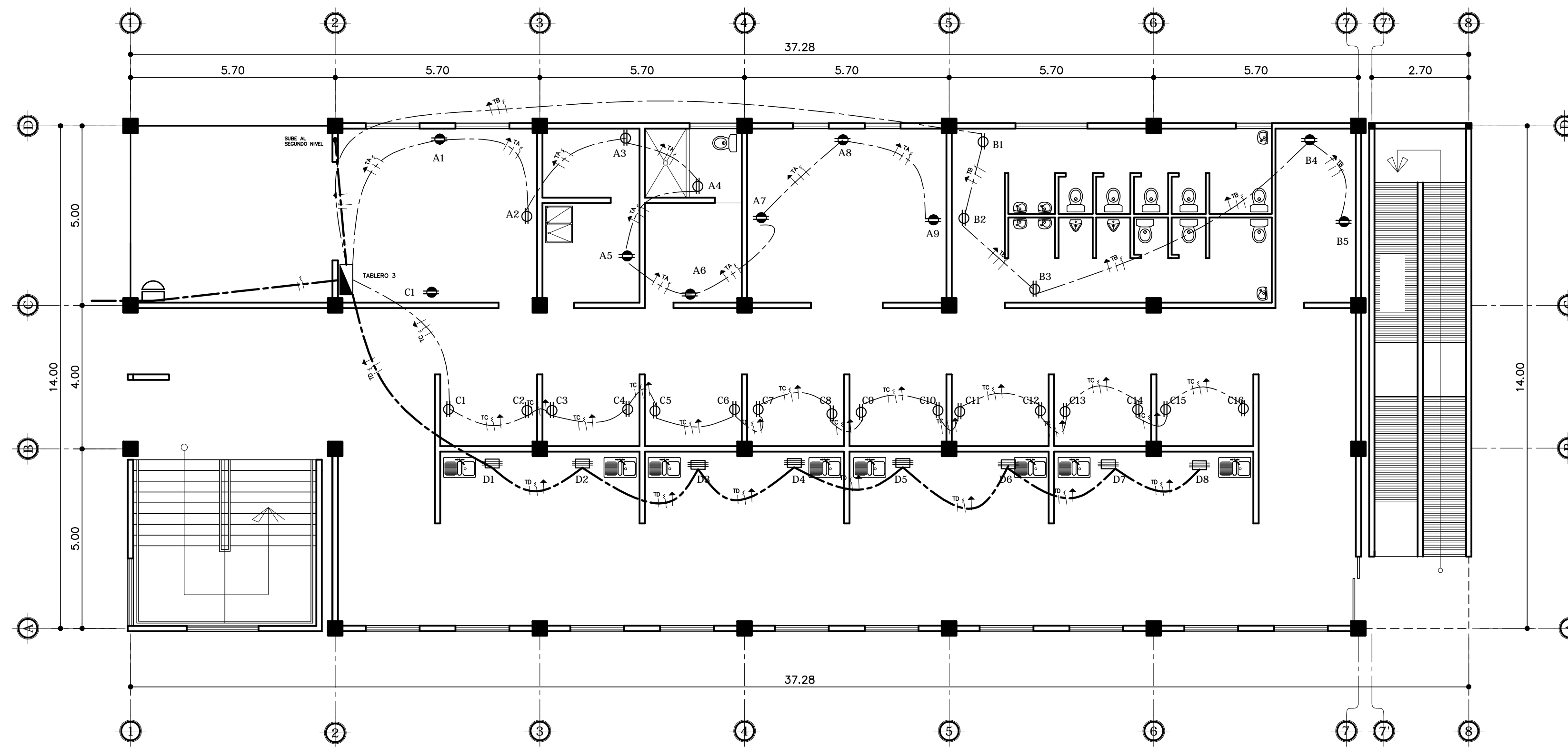
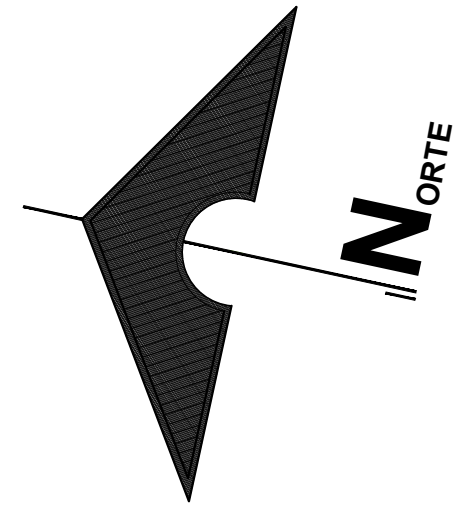
ESTRUCTURA:

INSTALACIONES:

ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPESISTA - INGENIERIA CIVIL

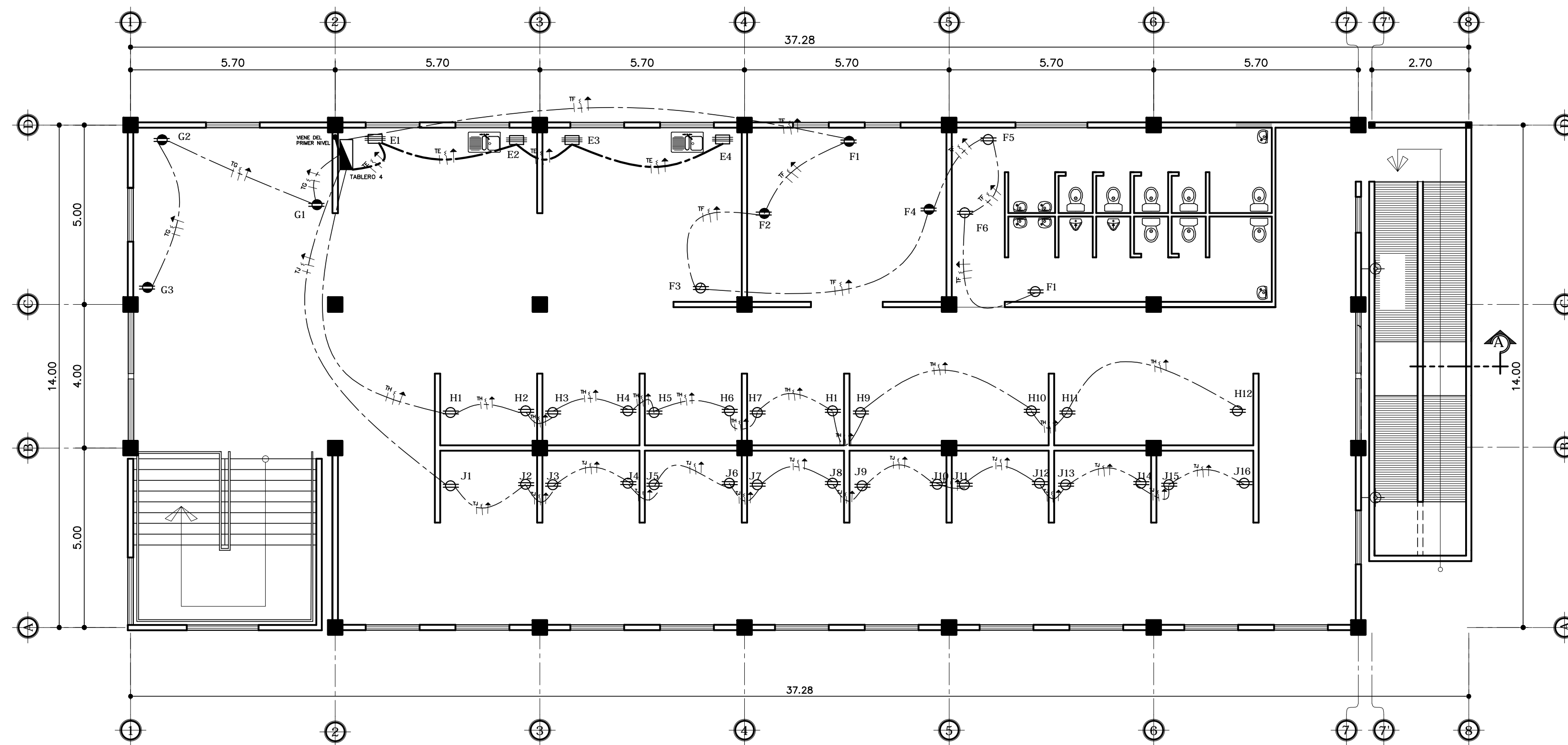
4 / 14  
5 / 15



**PLANTA DE ILUMINACIÓN**  
PRIMER NIVEL

ESC:1/100

SIMBOLOGIA	
TIPO	SIGNIFICADO
	TOMACORRIENTE DOBLE 0.30
	TOMACORRIENTE SIMPLE
	TOMACORRIENTE 240 v
	LINEA VIVA CALIBRE 12 TW
	LINEA NEUTRAL CALIBRE 12TW
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	CONTADOR
	TUBERIA EN PISO O PARED
	LINEA 240V
	LINEA TIERRA 12 TW



**PLANTA DE ILUMINACIÓN**  
SEGUNDO NIVEL

ESC:1/100



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES  
PARA EL MERCADO COMUNAL EN LA  
ALDEA CERRO DE ORO

ESCALA:  
INDICADA

NOMBRE: ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES CARNÉ: 201213357

FECHA:  
SEPTIEMBRE 2019

DISEÑO:  
ALLAN JAVIER JURACÁN

CÁLCULO:  
ALLAN JAVIER JURACÁN

DIBUJO:  
ALLAN JAVIER JURACÁN

HOJA

CONTENIDO: PLANTA DE FUERZA

ARQUITECTURA:   
ESTRUCTURA:   
INSTALACIONES:

ING. JUAN MERCK COS  
ASESOR-SUPERVISOR

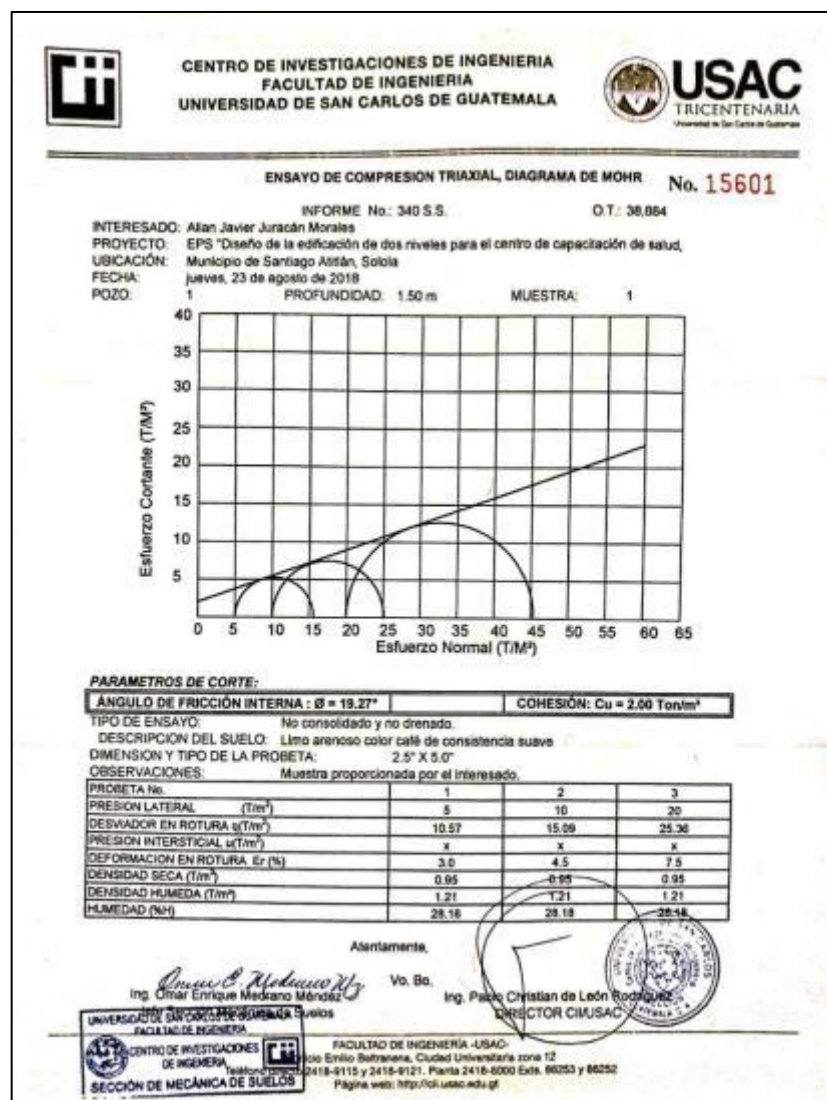
ALLAN JAVIER JURACÁN MORALES  
EPELISTA - INGENIERIA CIVIL

5 / 15  
5 / 15



# ANEXOS

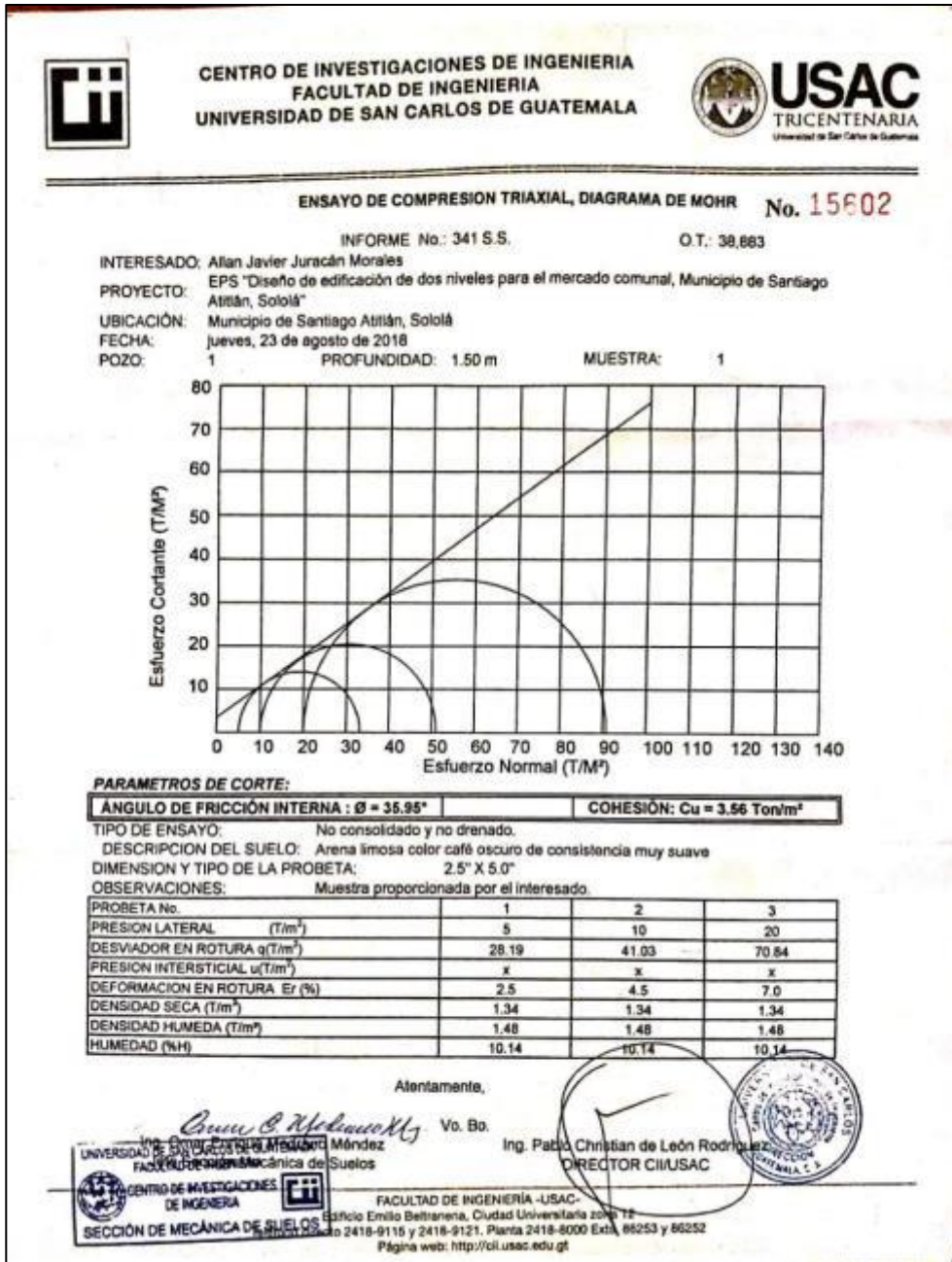
## Anexo 1. Estudio de suelos comunidad Chuk muk, Santiago Atitlán, Sololá



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Usac.



Anexo 2. Estudio de suelos aldea Cerro de Oro, Santiago Atitlán, Sololá



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Usac.

Anexo 3. **Tabla de coeficientes para momentos de losas en dos sentidos**

Coefficientes para momentos negativos en losas\*

$$M_{x,NEG} = C_{x,NEG} w l_x^2$$

donde w = carga muerta más viva uniforme total

$$M_{y,NEG} = C_{y,NEG} w l_y^2$$

Relación $m = \frac{l_x}{l_y}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
1.00		0.045 0.045	0.076	0.050 0.050	0.075	0.071	0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95		0.050 0.041	0.072	0.055 0.045	0.079	0.075	0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90		0.055 0.037	0.070	0.060 0.040	0.080	0.079	0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85		0.060 0.031	0.065	0.066 0.034	0.082	0.083	0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80		0.065 0.027	0.061	0.071 0.029	0.083	0.086	0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75		0.069 <b>0.022</b>	0.056	0.076 0.024	0.085	0.088	0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70		0.074 0.017	0.050	0.081 0.019	0.086	0.091	0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65		0.077 0.014	0.043	0.085 0.015	0.087	0.093	0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60		0.081 0.010	0.035	0.089 0.011	0.088	0.095	0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55		0.084 0.007	0.028	0.092 0.008	0.089	0.096	0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50		0.086 0.006	0.022	0.094 0.006	0.090	0.097	0.014	0.089 0.010	0.088 0.003

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



Continuación del anexo 3.

**Coefficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas\***

$M_{a,posit,dl} = C_{a,dl} w l_b^2$  donde  $w =$  carga muerta uniforme total

$M_{b,posit,dl} = C_{b,dl} w l_b^2$

Relacion	Caso1	Caso2	Caso3	Caso4	Caso5	Caso6	Caso7	Caso8	Caso9
$l_b$									
1.00	$C_{a,dl}$ 0.036	$C_{a,dl}$ 0.018	$C_{a,dl}$ 0.018	$C_{a,dl}$ 0.027	$C_{a,dl}$ 0.027	$C_{a,dl}$ 0.033	$C_{a,dl}$ 0.027	$C_{a,dl}$ 0.020	$C_{a,dl}$ 0.023
	$C_{b,dl}$ 0.036	$C_{b,dl}$ 0.018	$C_{b,dl}$ 0.027	$C_{b,dl}$ 0.027	$C_{b,dl}$ 0.018	$C_{b,dl}$ 0.027	$C_{b,dl}$ 0.033	$C_{b,dl}$ 0.023	$C_{b,dl}$ 0.020
0.95	$C_{a,dl}$ 0.040	$C_{a,dl}$ 0.020	$C_{a,dl}$ 0.021	$C_{a,dl}$ 0.030	$C_{a,dl}$ 0.028	$C_{a,dl}$ 0.036	$C_{a,dl}$ 0.031	$C_{a,dl}$ 0.022	$C_{a,dl}$ 0.024
	$C_{b,dl}$ 0.033	$C_{b,dl}$ 0.016	$C_{b,dl}$ 0.025	$C_{b,dl}$ 0.024	$C_{b,dl}$ 0.015	$C_{b,dl}$ 0.024	$C_{b,dl}$ 0.031	$C_{b,dl}$ 0.021	$C_{b,dl}$ 0.017
0.90	$C_{a,dl}$ 0.045	$C_{a,dl}$ 0.022	$C_{a,dl}$ 0.025	$C_{a,dl}$ 0.033	$C_{a,dl}$ 0.029	$C_{a,dl}$ 0.039	$C_{a,dl}$ 0.035	$C_{a,dl}$ 0.025	$C_{a,dl}$ 0.026
	$C_{b,dl}$ 0.029	$C_{b,dl}$ 0.014	$C_{b,dl}$ 0.024	$C_{b,dl}$ 0.022	$C_{b,dl}$ 0.013	$C_{b,dl}$ 0.021	$C_{b,dl}$ 0.028	$C_{b,dl}$ 0.019	$C_{b,dl}$ 0.015
0.85	$C_{a,dl}$ 0.050	$C_{a,dl}$ 0.024	$C_{a,dl}$ 0.029	$C_{a,dl}$ 0.036	$C_{a,dl}$ 0.031	$C_{a,dl}$ 0.042	$C_{a,dl}$ 0.040	$C_{a,dl}$ 0.029	$C_{a,dl}$ 0.028
	$C_{b,dl}$ 0.026	$C_{b,dl}$ 0.012	$C_{b,dl}$ 0.022	$C_{b,dl}$ 0.019	$C_{b,dl}$ 0.011	$C_{b,dl}$ 0.017	$C_{b,dl}$ 0.025	$C_{b,dl}$ 0.017	$C_{b,dl}$ 0.013
0.80	$C_{a,dl}$ 0.056	$C_{a,dl}$ 0.026	$C_{a,dl}$ 0.034	$C_{a,dl}$ 0.039	$C_{a,dl}$ 0.032	$C_{a,dl}$ 0.045	$C_{a,dl}$ 0.045	$C_{a,dl}$ 0.032	$C_{a,dl}$ 0.029
	$C_{b,dl}$ 0.023	$C_{b,dl}$ 0.011	$C_{b,dl}$ 0.020	$C_{b,dl}$ 0.016	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.015	$C_{b,dl}$ 0.022	$C_{b,dl}$ 0.015	$C_{b,dl}$ 0.010
0.75	$C_{a,dl}$ 0.061	$C_{a,dl}$ 0.028	$C_{a,dl}$ 0.040	$C_{a,dl}$ 0.043	$C_{a,dl}$ 0.033	$C_{a,dl}$ 0.048	$C_{a,dl}$ 0.051	$C_{a,dl}$ 0.036	$C_{a,dl}$ 0.031
	$C_{b,dl}$ 0.019	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.018	$C_{b,dl}$ 0.013	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.012	$C_{b,dl}$ 0.020	$C_{b,dl}$ 0.013	$C_{b,dl}$ 0.007
0.70	$C_{a,dl}$ 0.068	$C_{a,dl}$ 0.030	$C_{a,dl}$ 0.046	$C_{a,dl}$ 0.046	$C_{a,dl}$ 0.035	$C_{a,dl}$ 0.051	$C_{a,dl}$ 0.058	$C_{a,dl}$ 0.040	$C_{a,dl}$ 0.033
	$C_{b,dl}$ 0.016	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.016	$C_{b,dl}$ 0.011	$C_{b,dl}$ 0.005	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.017	$C_{b,dl}$ 0.011	$C_{b,dl}$ 0.006
0.65	$C_{a,dl}$ 0.074	$C_{a,dl}$ 0.032	$C_{a,dl}$ 0.054	$C_{a,dl}$ 0.050	$C_{a,dl}$ 0.036	$C_{a,dl}$ 0.054	$C_{a,dl}$ 0.065	$C_{a,dl}$ 0.044	$C_{a,dl}$ 0.034
	$C_{b,dl}$ 0.013	$C_{b,dl}$ 0.006	$C_{b,dl}$ 0.014	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.004	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.014	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.005
0.60	$C_{a,dl}$ 0.081	$C_{a,dl}$ 0.034	$C_{a,dl}$ 0.062	$C_{a,dl}$ 0.053	$C_{a,dl}$ 0.037	$C_{a,dl}$ 0.056	$C_{a,dl}$ 0.073	$C_{a,dl}$ 0.048	$C_{a,dl}$ 0.036
	$C_{b,dl}$ 0.010	$C_{b,dl}$ 0.004	$C_{b,dl}$ 0.011	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.003	$C_{b,dl}$ 0.006	$C_{b,dl}$ 0.012	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.004
0.55	$C_{a,dl}$ 0.088	$C_{a,dl}$ 0.035	$C_{a,dl}$ 0.071	$C_{a,dl}$ 0.056	$C_{a,dl}$ 0.038	$C_{a,dl}$ 0.058	$C_{a,dl}$ 0.081	$C_{a,dl}$ 0.052	$C_{a,dl}$ 0.037
	$C_{b,dl}$ 0.008	$C_{b,dl}$ 0.003	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.005	$C_{b,dl}$ 0.002	$C_{b,dl}$ 0.004	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.005	$C_{b,dl}$ 0.003
0.50	$C_{a,dl}$ 0.095	$C_{a,dl}$ 0.037	$C_{a,dl}$ 0.080	$C_{a,dl}$ 0.059	$C_{a,dl}$ 0.039	$C_{a,dl}$ 0.061	$C_{a,dl}$ 0.089	$C_{a,dl}$ 0.056	$C_{a,dl}$ 0.038
	$C_{b,dl}$ 0.006	$C_{b,dl}$ 0.002	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.004	$C_{b,dl}$ 0.001	$C_{b,dl}$ 0.003	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.004	$C_{b,dl}$ 0.002

\* Un borde 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.

Continuación del anexo 3.

**Coefficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas\*\***

$M_{l,posit} = C_{s,d} \cdot w \cdot l^2$   
donde w = carga muerta uniforme total

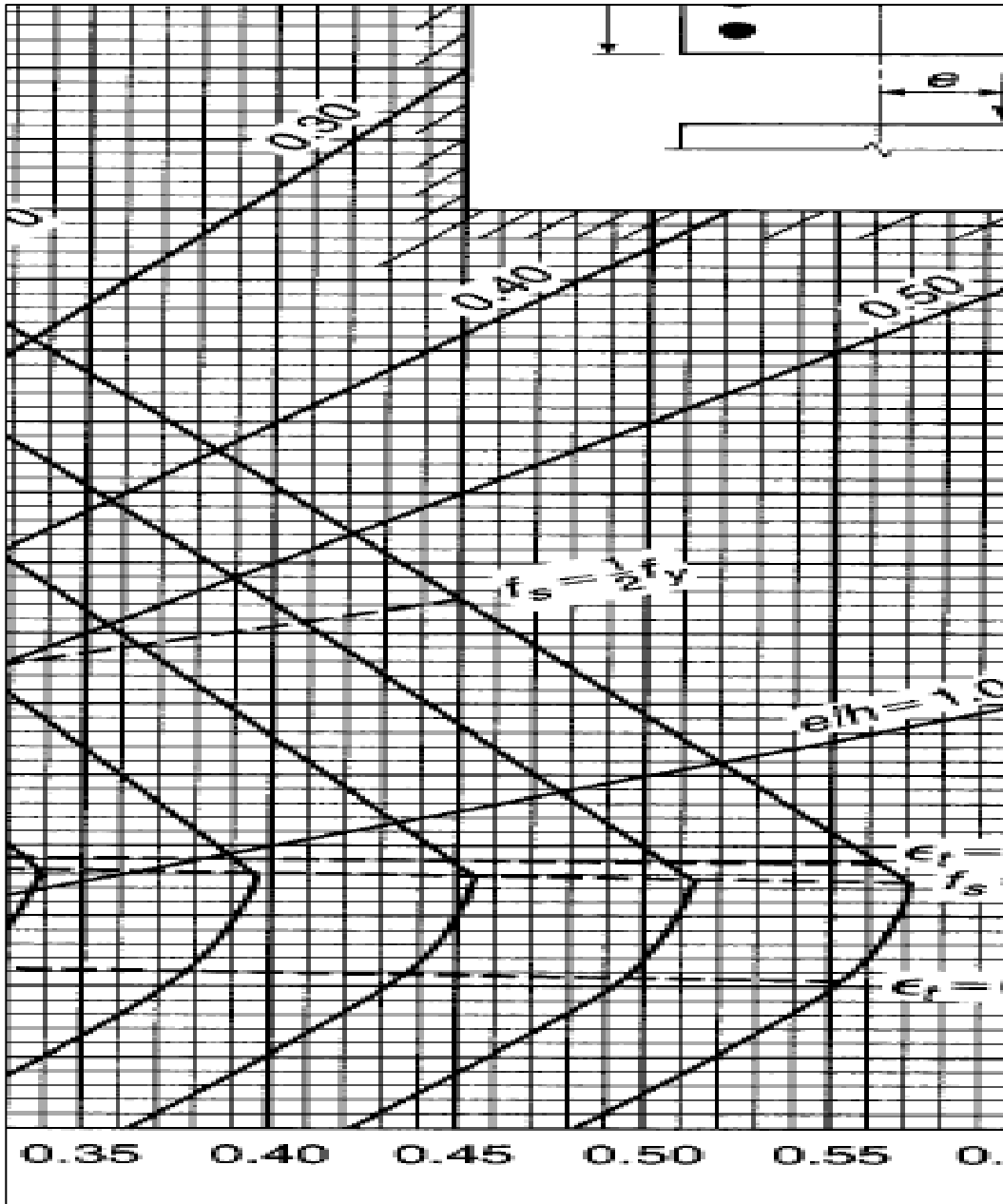
$M_{b,posit} = C_{b,d} \cdot w \cdot l^2$

Relación	Caso1	Caso2	Caso3	Caso4	Caso5	Caso6	Caso7	Caso8	Caso9
$l_b$	□	□	□	□	□	□	□	□	□
1.00	$C_{s,d}$ 0.036	$C_{s,d}$ 0.018	$C_{s,d}$ 0.018	$C_{s,d}$ 0.027	$C_{s,d}$ 0.027	$C_{s,d}$ 0.033	$C_{s,d}$ 0.027	$C_{s,d}$ 0.020	$C_{s,d}$ 0.023
	$C_{b,d}$ 0.036	$C_{b,d}$ 0.018	$C_{b,d}$ 0.027	$C_{b,d}$ 0.027	$C_{b,d}$ 0.018	$C_{b,d}$ 0.027	$C_{b,d}$ 0.033	$C_{b,d}$ 0.023	$C_{b,d}$ 0.020
0.95	$C_{s,d}$ 0.040	$C_{s,d}$ 0.020	$C_{s,d}$ 0.021	$C_{s,d}$ 0.030	$C_{s,d}$ 0.028	$C_{s,d}$ 0.036	$C_{s,d}$ 0.031	$C_{s,d}$ 0.022	$C_{s,d}$ 0.024
	$C_{b,d}$ 0.033	$C_{b,d}$ 0.016	$C_{b,d}$ 0.025	$C_{b,d}$ 0.024	$C_{b,d}$ 0.015	$C_{b,d}$ 0.024	$C_{b,d}$ 0.031	$C_{b,d}$ 0.021	$C_{b,d}$ 0.017
0.90	$C_{s,d}$ 0.045	$C_{s,d}$ 0.022	$C_{s,d}$ 0.025	$C_{s,d}$ 0.033	$C_{s,d}$ 0.029	$C_{s,d}$ 0.039	$C_{s,d}$ 0.035	$C_{s,d}$ 0.025	$C_{s,d}$ 0.026
	$C_{b,d}$ 0.029	$C_{b,d}$ 0.014	$C_{b,d}$ 0.024	$C_{b,d}$ 0.022	$C_{b,d}$ 0.013	$C_{b,d}$ 0.021	$C_{b,d}$ 0.028	$C_{b,d}$ 0.019	$C_{b,d}$ 0.015
0.85	$C_{s,d}$ 0.050	$C_{s,d}$ 0.024	$C_{s,d}$ 0.029	$C_{s,d}$ 0.036	$C_{s,d}$ 0.031	$C_{s,d}$ 0.042	$C_{s,d}$ 0.040	$C_{s,d}$ 0.029	$C_{s,d}$ 0.028
	$C_{b,d}$ 0.026	$C_{b,d}$ 0.012	$C_{b,d}$ 0.022	$C_{b,d}$ 0.019	$C_{b,d}$ 0.011	$C_{b,d}$ 0.017	$C_{b,d}$ 0.025	$C_{b,d}$ 0.017	$C_{b,d}$ 0.013
0.80	$C_{s,d}$ 0.056	$C_{s,d}$ 0.026	$C_{s,d}$ 0.034	$C_{s,d}$ 0.039	$C_{s,d}$ 0.032	$C_{s,d}$ 0.045	$C_{s,d}$ 0.045	$C_{s,d}$ 0.032	$C_{s,d}$ 0.029
	$C_{b,d}$ 0.023	$C_{b,d}$ 0.011	$C_{b,d}$ 0.020	$C_{b,d}$ 0.016	$C_{b,d}$ 0.009	$C_{b,d}$ 0.015	$C_{b,d}$ 0.022	$C_{b,d}$ 0.015	$C_{b,d}$ 0.010
0.75	$C_{s,d}$ 0.061	$C_{s,d}$ 0.028	$C_{s,d}$ 0.040	$C_{s,d}$ 0.043	$C_{s,d}$ 0.033	$C_{s,d}$ 0.048	$C_{s,d}$ 0.051	$C_{s,d}$ 0.036	$C_{s,d}$ 0.031
	$C_{b,d}$ 0.019	$C_{b,d}$ 0.009	$C_{b,d}$ 0.018	$C_{b,d}$ 0.013	$C_{b,d}$ 0.007	$C_{b,d}$ 0.012	$C_{b,d}$ 0.020	$C_{b,d}$ 0.013	$C_{b,d}$ 0.007
0.70	$C_{s,d}$ 0.068	$C_{s,d}$ 0.030	$C_{s,d}$ 0.046	$C_{s,d}$ 0.046	$C_{s,d}$ 0.035	$C_{s,d}$ 0.051	$C_{s,d}$ 0.058	$C_{s,d}$ 0.040	$C_{s,d}$ 0.033
	$C_{b,d}$ 0.016	$C_{b,d}$ 0.007	$C_{b,d}$ 0.016	$C_{b,d}$ 0.011	$C_{b,d}$ 0.005	$C_{b,d}$ 0.009	$C_{b,d}$ 0.017	$C_{b,d}$ 0.011	$C_{b,d}$ 0.006
0.65	$C_{s,d}$ 0.074	$C_{s,d}$ 0.032	$C_{s,d}$ 0.054	$C_{s,d}$ 0.050	$C_{s,d}$ 0.036	$C_{s,d}$ 0.054	$C_{s,d}$ 0.065	$C_{s,d}$ 0.044	$C_{s,d}$ 0.034
	$C_{b,d}$ 0.013	$C_{b,d}$ 0.006	$C_{b,d}$ 0.014	$C_{b,d}$ 0.009	$C_{b,d}$ 0.004	$C_{b,d}$ 0.007	$C_{b,d}$ 0.014	$C_{b,d}$ 0.009	$C_{b,d}$ 0.005
0.60	$C_{s,d}$ 0.081	$C_{s,d}$ 0.034	$C_{s,d}$ 0.062	$C_{s,d}$ 0.053	$C_{s,d}$ 0.037	$C_{s,d}$ 0.056	$C_{s,d}$ 0.073	$C_{s,d}$ 0.048	$C_{s,d}$ 0.036
	$C_{b,d}$ 0.010	$C_{b,d}$ 0.004	$C_{b,d}$ 0.011	$C_{b,d}$ 0.007	$C_{b,d}$ 0.003	$C_{b,d}$ 0.006	$C_{b,d}$ 0.012	$C_{b,d}$ 0.007	$C_{b,d}$ 0.004
0.55	$C_{s,d}$ 0.088	$C_{s,d}$ 0.035	$C_{s,d}$ 0.071	$C_{s,d}$ 0.056	$C_{s,d}$ 0.038	$C_{s,d}$ 0.058	$C_{s,d}$ 0.081	$C_{s,d}$ 0.052	$C_{s,d}$ 0.037
	$C_{b,d}$ 0.008	$C_{b,d}$ 0.003	$C_{b,d}$ 0.009	$C_{b,d}$ 0.005	$C_{b,d}$ 0.002	$C_{b,d}$ 0.004	$C_{b,d}$ 0.009	$C_{b,d}$ 0.005	$C_{b,d}$ 0.003
0.50	$C_{s,d}$ 0.095	$C_{s,d}$ 0.037	$C_{s,d}$ 0.080	$C_{s,d}$ 0.059	$C_{s,d}$ 0.039	$C_{s,d}$ 0.061	$C_{s,d}$ 0.089	$C_{s,d}$ 0.056	$C_{s,d}$ 0.038
	$C_{b,d}$ 0.006	$C_{b,d}$ 0.002	$C_{b,d}$ 0.007	$C_{b,d}$ 0.004	$C_{b,d}$ 0.001	$C_{b,d}$ 0.003	$C_{b,d}$ 0.007	$C_{b,d}$ 0.004	$C_{b,d}$ 0.002

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

Fuente: NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 379.

Anexo 4. Diagrama de interacción de columnas de sección rectangular con barras en las cuatro caras y  $\gamma = 0,80$



Fuente: NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 778.