



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

**DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II PARA LA  
ALDEA SAN LORENCITO Y EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL  
MUNICIPAL, CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ**

**Edwin Gamaliel Menéndez Yotz**

Asesorado por la Inga. Mayra Rebeca García de Sierra

Guatemala, julio de 2014



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II PARA LA  
ALDEA SAN LORENCITO Y EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL  
MUNICIPAL, CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**EDWIN GAMALIEL MENÉNDEZ YOTZ**

ASESORADO POR LA INGA. MAYRA REBECA GARCÍA DE SIERRA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, JULIO DE 2014



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Narda Lucía Pacay Barrientos
VOCAL V	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADORA	Inga. Mayra Rebeca García de Sierra
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez



## HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II PARA LA ALDEA SAN LORENCITO Y EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL, CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 26 de agosto de 2011.

  
**Edwin Gamaliel Menéndez Yotz**







Guatemala, 24 de enero de 2014  
Ref.EPS.DOC.107.01.14

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.


Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Edwin Gamaliel Menéndez Yotz** con carné No. **200615000**, de la Carrera de Ingeniería Civil, , procedí a revisar el informe final, cuyo título es **DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II PARA LA ALDEA SAN LORENCITO Y EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL, CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ.**

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"

  
Inga. Mayra García de Sierra  
Asesora-Supervisora de EPS  
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo  
MRGSds/ra





Guatemala, 23 de mayo de 2014  
Ref.EPS.D.296.05.14

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II PARA LA ALDEA SAN LORENCITO Y EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL, CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Edwin Gamaliel Menéndez Yotz**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por la Inga. Mayra García de Sierra.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte de la Asesora - Supervisora de EPS, en mi calidad de Director apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,  
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano  
Director Unidad de EPS



SJRS/ra





**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,  
23 de abril de 2014

Ingeniero  
Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director Escuela Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II PARA LA ALDEA SAN LORENCITO Y EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL, CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Edwin Gamaliel Menéndez Yotz con Carnet No. 200615000, quien contó con la asesoría de la Inga. Mayra Rebeca García de Sierra.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

  
Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera  
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO  
DE  
ESTRUCTURAS  
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua







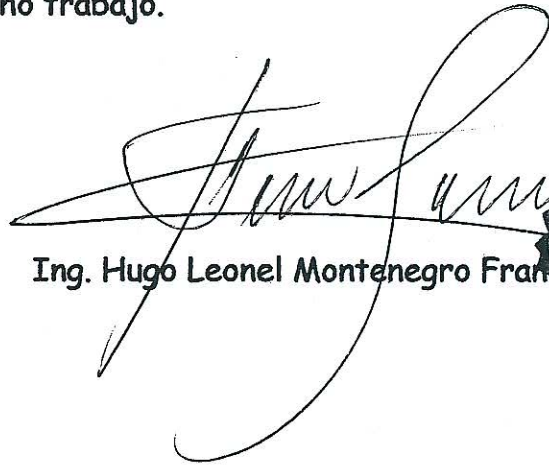
**USAC**  
**TRICENTENARIA**  
 Universidad de San Carlos de Guatemala

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

Universidad de San Carlos de Guatemala  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen de la Asesora Inga. Mayra García de Sierra y del Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Edwin Gamaliel Menéndez Yotz, titulado **DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II PARA LA ALDEA SAN LORENCITO Y EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL, CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.



Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, julio 2014

/bbdeb.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua







Universidad de San Carlos  
de Guatemala



Facultad de Ingeniería  
Decanato

DTG. 344.2014

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II PARA LA ALDEA SAN LORENCITO Y EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL, CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ**, presentado por el estudiante universitario **Edwin Gamaliel Menéndez Yotz**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Murphy Olympto Paiz Berrios  
Decano



Guatemala, 21 de julio de 2014

/gdech



## **ACTO QUE DEDICO A:**

<b>Dios</b>	Ser supremo del que emana la sabiduría y el conocimiento.
<b>Mis padres</b>	José Guillermo Rodas Morales y Elvira Yotz de León. Pedestales fundamentales en mi vida, en los cuales me he sustentado firmemente, seres divinos, que han sabido hacer de mí el reflejo de ellos. Los amo. Heriberto Gamaliel Menéndez.
<b>Mis hermanas</b>	Nancy Irene, Alicia Carolina Menéndez Yotz y Elvira Raquel Rodas Yotz, por su cariño y apoyo, las quiero, este triunfo es también de ustedes.
<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Tricentenaria alma mater, por brindarme el pan del saber, fuente de conocimiento.
<b>Facultad de Ingeniería</b>	Por haberme brindado los conocimientos, y hacer de mí, la aleación perfectamente conformada en la ingeniera civil.



## **AGRADECIMIENTOS A:**

### **Personas especiales**

Que me brindaron su apoyo y tiempo, sin preceptos, ni intereses, recuerdos sin iguales llevo y llevaré en mi mente y corazón. Son especiales.

### **Inga. Mayra R. García de Sierra**

Por la asesoría y ayuda brindada para la elaboración de este informe.

### **Compañeros y compañeras de estudios**

A cada uno, por todos los momentos de triunfos, derrotas, alegrías, tristezas, penas, glorias, desvelos y horas de diversión, compartidas; durante este recorrido, se les aprecia y más que compañeros son grandes amigos.

### **Catedráticos de la Facultad de Ingeniería**

Por compartir sus conocimientos y experiencias, fue muy grato recibir de ustedes el pan del saber.

### **En general**

A todas y cada una de las personas que incondicionalmente me brindaron su apoyo para cumplir esta meta



## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS .....	XI
GLOSARIO .....	XV
RESUMEN.....	XIX
OBJETIVOS.....	XXI
INTRODUCCIÓN .....	XXIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN .....	1
1.1. Monografía del municipio de Zunilito, Suchitepéquez .....	1
1.1.1. Localización y ubicación .....	1
1.1.2. Límites y colindancias.....	2
1.1.3. Vías de acceso .....	2
1.1.4. Clima .....	3
1.1.5. Población e idioma .....	3
1.1.6. Servicios públicos .....	4
1.1.7. Suelo y topografía.....	4
1.2. Aspectos económicos.....	5
1.3. Principales necesidades del municipio .....	5
2. DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II PARA LA ALDEA SAN LORENCITO .....	7
2.1. Diseño de edificio escolar.....	7
2.1.1. Infraestructura para el edificio escolar .....	7
2.1.2. Topografía del terreno .....	8
2.1.3. Determinación del valor soporte del suelo (Vs) .....	8

2.1.4.	Especificaciones para el diseño de edificios educativos .....	10
2.1.4.1.	Criterios de conjunto .....	11
2.1.4.1.1.	Emplazamiento .....	11
2.1.4.1.2.	Orientación del edificio .....	11
2.1.4.1.3.	Superficie y altura del edificio .....	11
2.1.4.2.	Criterios de iluminación .....	12
2.1.4.3.	Ventilación .....	12
2.1.4.4.	Confort acústico .....	13
2.1.4.5.	Instalaciones .....	13
2.1.4.6.	Espacios educativos .....	13
2.1.4.7.	Aula teórica .....	14
2.1.5.	Diseño arquitectónico .....	15
2.1.6.	Forma del edificio en planta .....	15
2.1.6.1.	Forma del edificio en elevación .....	16
2.1.7.	Altura del edificio .....	17
2.1.8.	Selección del sistema estructural .....	18
2.1.9.	Análisis estructural .....	18
2.1.9.1.	Predimensionamiento estructural .....	19
2.1.9.1.1.	Vigas .....	20
2.1.9.1.2.	Columnas .....	21
2.1.9.1.3.	Losas .....	22
2.1.9.1.4.	Cimientos .....	23
2.1.9.2.	Determinación de cargas aplicadas a marcos dúctiles .....	24
2.1.9.2.1.	Cargas verticales .....	24
2.1.9.2.2.	Cargas horizontales .....	28



	2.1.9.2.3.	Corte basal .....	29
2.1.9.3.		Desarrollo del análisis estructural mediante el software ETABS versión 9.7.3.....	43
2.1.9.4.		Resultados del análisis estructural mediante ETABS V9.7.3.....	46
2.1.9.5.		Comparación de resultados, ETABS <i>versus</i> Método Analítico Kani .....	49
2.1.10.		Diseño estructural.....	52
	2.1.10.1.	Losas .....	53
	2.1.10.2.	Vigas.....	66
		2.1.10.2.1. Flexión.....	66
		2.1.10.2.2. Corte.....	71
	2.1.10.3.	Columnas.....	77
		2.1.10.3.1. Carga axial .....	79
		2.1.10.3.2. Magnificadores de momento .....	86
		2.1.10.3.3. Refuerzo longitudinal....	89
		2.1.10.3.4. Refuerzo transversal ....	94
	2.1.10.4.	Diseño de cimientos .....	99
		2.1.10.4.1. Zapatas .....	100
		2.1.10.4.2. Zapatas combinadas ..	111
	2.1.10.5.	Diseño de gradas.....	116
2.1.11.		Diseño de instalaciones.....	122
	2.1.11.1.	Instalaciones eléctricas.....	122
	2.1.11.2.	Instalaciones hidráulicas.....	126
	2.1.11.3.	Instalaciones sanitarias .....	129
2.1.12.		Planos.....	132
2.1.13.		Presupuesto.....	133

2.1.14.	Cronograma de ejecución .....	135
2.1.15.	Evaluación socioeconómica .....	135
3.	EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL, CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ .....	137
3.1.	Diseño del edificio hospitalario .....	137
3.1.1.	Infraestructura para el edificio hospitalario .....	137
3.1.2.	Topografía del terreno .....	138
3.1.3.	Determinación del valor soporte del suelo (Vs) .....	138
3.1.4.	Especificaciones para el diseño del edificio hospitalario .....	140
3.1.4.1.	Criterios de conjunto .....	140
3.1.4.1.1.	Emplazamiento .....	141
3.1.4.1.2.	Orientación del edificio .....	141
3.1.4.1.3.	Superficie y altura del edificio .....	141
3.1.4.2.	Criterios de iluminación .....	142
3.1.4.3.	Ventilación .....	142
3.1.4.4.	Confort acústico .....	143
3.1.4.5.	Instalaciones .....	143
3.1.4.6.	Espacios especiales .....	144
3.1.5.	Diseño arquitectónico .....	144
3.1.5.1.	Forma del edificio en planta .....	145
3.1.5.2.	Forma del edificio en elevación .....	146
3.1.6.	Altura del edificio .....	147
3.1.7.	Selección del sistema estructural .....	147
3.1.8.	Análisis estructural .....	147
3.1.8.1.	Predimensionamiento estructural .....	148

	3.1.8.1.1.	Vigas .....	149
	3.1.8.1.2.	Columnas .....	150
	3.1.8.1.3.	Losas.....	151
	3.1.8.1.4.	Cimientos .....	153
3.1.8.2.		Determinación de cargas aplicadas a marcos dúctiles.....	153
	3.1.8.2.1.	Cargas verticales.....	153
	3.1.8.2.2.	Cargas horizontales....	157
3.1.8.3.		Desarrollo del análisis estructural mediante el software ETABS versión 9.7.3.....	172
3.1.8.4.		Resultados del análisis estructural mediante ETABS V9.7.3.....	175
3.1.8.5.		Comparación de resultados, ETABS <i>versus</i> Método Analítico Kani .....	178
3.1.9.		Diseño estructural.....	181
	3.1.9.1.	Losas .....	181
	3.1.9.2.	Vigas.....	191
	3.1.9.2.1.	Flexión.....	191
	3.1.9.2.2.	Corte.....	196
3.1.9.3.		Columnas.....	202
	3.1.9.3.1.	Carga axial .....	203
	3.1.9.3.2.	Magnificadores de momento .....	211
	3.1.9.3.3.	Refuerzo longitudinal .....	213
	3.1.9.3.4.	Refuerzo transversal.....	219
3.1.9.4.		Diseño de cimientos .....	224

3.1.9.5.	Diseño de gradas .....	235
3.1.10.	Diseño de instalaciones.....	240
3.1.10.1.	Instalaciones eléctricas .....	241
3.1.10.2.	Instalaciones hidráulicas .....	244
3.1.10.3.	Instalaciones sanitarias .....	248
3.1.11.	Planos .....	251
3.1.12.	Presupuesto .....	251
3.1.13.	Cronograma de ejecución .....	252
3.1.14.	Evaluación socioeconómica .....	253
4.	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.....	255
	CONCLUSIONES.....	261
	RECOMENDACIONES .....	263
	BIBLIOGRAFÍA.....	265
	APÉNDICES.....	267
	ANEXOS.....	271

# ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

## FIGURAS

1.	Ubicación y localización del municipio de Zunilito, Suchitepéquez .....	2
2.	Propuesta planta típica edificio escolar .....	16
3.	Elevación típica del edificio .....	17
4.	Tipología estructural del edificio .....	19
5.	Planta de áreas tributarias .....	25
6.	Elevación de marco típico sentido X .....	26
7.	Modelo matemático marco eje B .....	27
8.	Modelo matemático marco eje 2 .....	28
9.	Distribución del peso de la estructura por nivel .....	31
10.	Centro de masa y rigidez de la estructura .....	39
11.	Fuerza de sismo E actuante en eje A .....	42
12.	Fuerza de sismo E actuante en eje 1 .....	42
13.	Fuerza de sismo E actuantes .....	43
14.	Envolvente de momentos marco B tramo 10-11 .....	46
15.	Diagrama de momentos para carga de sismo marco B tramo 10-11 ...	47
16.	Envolvente de momentos marco 2 .....	47
17.	Diagrama de momentos marco 2 para carga muerta .....	48
18.	Diagrama de momentos marco 2 para carga de sismo .....	48
19.	Diagrama de momentos marco 2 para carga viva .....	49
20.	Envolvente de momentos software ETABS, eje B tramo 10-11 .....	51
21.	Envolvente de momentos, método Kani, eje B tramo 10-11 .....	51
22.	Tipos de losa .....	53
23.	Momentos actuantes en losas .....	58

24.	Balanceo por rigideces .....	60
25.	Momentos balanceados en losas.....	62
26.	Envolvente de momentos marco 2 nivel 1 .....	67
27.	Armado final de viga sentido Y .....	77
28.	Configuración de marco en el sentido X .....	83
29.	Configuración de marcos en el sentido Y .....	85
30.	Sección de columna.....	90
31.	Armado final de columna .....	99
32.	Área donde actúa corte simple .....	105
33.	Área de punzonamiento.....	106
34.	Armado final de zapata .....	110
35.	Zapata combinada .....	111
36.	Diagrama de cuerpo libre.....	113
37.	Armado de zapata.....	116
38.	Armado de escalera.....	122
39.	Propuesta planta típica edificio .....	145
40.	Elevación típica del edificio.....	146
41.	Tipología estructural del edificio.....	148
42.	Planta de áreas tributarias .....	154
43.	Elevación de marco típico sentido X.....	155
44.	Modelo matemático para marco típico eje B.....	156
45.	Modelo matemático para marco típico eje 2 .....	156
46.	Distribución del peso de la estructura por nivel .....	160
47.	Centro de masa y rigidez de la estructura .....	168
48.	Fuerza de sismo E actuante en eje A .....	171
49.	Fuerza de sismo E actuante en eje 1.....	171
50.	Fuerzas de sismo actuantes .....	172
51.	Diagrama de momentos marco 2 para carga de sismo .....	175
52.	Envolvente de momentos marco B tramo 1-2.....	176

53.	Diagrama de momentos marco 2 para carga muerta .....	176
54.	Envolvente de momentos marco 2 .....	177
55.	Diagrama de momentos marco 2 para sobrecarga .....	177
56.	Diagrama de momentos marco 2 para carga de sismo.....	178
57.	Método Kani, envolvente de momentos marco 2 para carga viva .....	179
58.	Envolvente de momentos marco 2 para carga viva, ETABS.....	180
59.	Tipos de losa.....	181
60.	Momentos actuantes en losas.....	185
61.	Mediante la fórmula.....	186
62.	Momentos balanceados en losas .....	187
63.	Envolvente de momentos marco 2, nivel 1.....	192
64.	Armado final de viga en el sentido Y .....	201
65.	Configuración de marco en el sentido X.....	208
66.	Configuración de marcos en el sentido Y.....	209
67.	Sección de columna.....	214
68.	Armado final de columna.....	223
69.	Área donde actúa corte simple.....	228
70.	Área de punzonamiento .....	230
71.	Armado final de zapata .....	234
72.	Armado de escalera .....	240

## TABLAS

I.	Factores de capacidad de carga .....	10
II.	Valores para determinar las cargas verticales .....	25
III.	Fuerzas por nivel.....	34
IV.	Fuerzas por marco .....	34
V.	Cálculo de centro de masa.....	36
VI.	Incremento por torsión para entrepiso.....	41

VII.	Espaciamiento de acero en losa tipo 1 .....	65
VIII.	Área de acero requerido para momentos actuantes en viga, tramo B-C eje 2 .....	70
IX.	Circuitos eléctricos edificio escolar .....	125
X.	Unidades de gasto Hunter por artefacto .....	127
XI.	Artefactos instalados en el edificio .....	127
XII.	Gastos probables para el método de Hunter .....	128
XIII.	Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones simples y sifones de descarga.....	130
XIV.	Presupuesto del proyecto .....	134
XV.	Cronograma de ejecución.....	135
XVI.	Factores de capacidad de carga .....	139
XVII.	Valores para determinar las cargas verticales .....	154
XVIII.	Fuerzas por nivel .....	163
XIX.	Fuerzas por marco .....	163
XX.	Cálculo de centro de masa .....	165
XXI.	Incremento por torsión.....	170
XXII.	Espaciamiento de acero en losa.....	190
XXIII.	Área de acero requerido para momentos actuantes en viga, tramo B-C eje 2 .....	195
XXIV.	Circuitos eléctricos edificio escolar .....	244
XXV.	Unidades de gasto Hunter por artefacto .....	245
XXVI.	Artefactos instalados en el edificio .....	246
XXVII.	Gastos probables para el método de Hunter .....	246
XXVIII.	Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones simples y sifones de descarga.....	249
XXIX.	Presupuesto del proyecto .....	252
XXX.	Cronograma de ejecución.....	253



## LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
<b>b</b>	Ancho de un elemento en sección
<b>A</b>	Área
<b>As</b>	Área de acero de refuerzo
<b>As<sub>max</sub></b>	Área de acero máximo permitido
<b>As<sub>min</sub></b>	Área de acero mínimo permitido
<b>As<sub>temp</sub></b>	Área de acero por temperatura
<b>Av</b>	Área de varilla de acero
<b>Az</b>	Área de zapata
<b>Ag</b>	Área gruesa o área total de la sección
<b>b</b>	Base de la sección estructural
<b>P</b>	Carga
<b>CM</b>	Carga muerta
<b>CMU</b>	Carga muerta última
<b>CU</b>	Carga última
<b>CV</b>	Carga viva
<b>CVU</b>	Carga viva última
<b>cm</b>	Centímetro
<b>C<sub>m</sub></b>	Centro de masa
<b>C<sub>R</sub></b>	Centro de rigidez
<b>C<sub>u</sub></b>	Coefficiente de cohesión del suelo
<b>Ka</b>	Coefficiente de fricción activa del suelo
<b>V</b>	Corte o esfuerzo cortante
<b>V<sub>u</sub></b>	Corte último

$\emptyset$	Diámetro
<b>E</b>	Esbeltez de la columna
<b>S</b>	Espaciamiento del acero de refuerzo
<b>t</b>	Espesor de losa
<b>e</b>	Excentricidad
<b>N<sub>c</sub></b>	Factor de capacidad de carga debido a la cohesión
<b>N<sub>q</sub></b>	Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga
<b>N<sub>y</sub></b>	Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo
<b>F<sub>cu</sub></b>	Factor de carga última
$\beta_d$	Factor de flujo plástico del concreto
$\Phi$	Factor de reducción de resistencia
<b>FS</b>	Factor de seguridad
<b>F<sub>f</sub></b>	Fuerza de fricción
<b>FM</b>	Fuerzas por marco
<b>F<sub>ni</sub></b>	Fuerza por nivel, en el nivel i
<b>I<sub>g</sub></b>	Inercia de la sección de un elemento
<b>kg</b>	Kilogramo
<b>kg-m</b>	Kilogramo por metro
<b>L<sub>o</sub></b>	Longitud de confinamiento de estribos
<b>L</b>	Longitud del elemento
<b>L<sub>u</sub></b>	Longitud libre de pandeo de la columna
<b>L<sub>n</sub></b>	Longitud no soportada del estribo
$\delta$	Magnificador de momentos
<b>m</b>	Metro
<b>E<sub>s</sub></b>	Módulo de elasticidad del acero
<b>E<sub>c</sub></b>	Módulo de elasticidad del concreto
<b>M</b>	Momento
<b>M(-)</b>	Momento negativo

<b>M(+)</b>	Momento positivo
<b>Mu</b>	Momento último
<b>d</b>	Peralte efectivo del elemento
<b>H</b>	Peralte total del elemento en sección
$\gamma$	Peso específico
$\rho_{bal}$	Porcentaje de acero en la falla balanceada
$\rho_{max}$	Porcentaje de acero máximo permitido en un elemento
$\rho_{min}$	Porcentaje de acero mínimo permitido en un elemento
<b>r</b>	Radio de giro de un elemento
<b>m</b>	Relación entre los claros A y B de una losa rectangular
<b>F'c</b>	Resistencia a la compresión del concreto
<b>Fy</b>	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
<b>EI</b>	Rigidez a la flexión del elemento a compresión
<b>R</b>	Rigidez de un elemento
<b>@</b>	Separación del refuerzo
$\Sigma$	Sumatoria de una serie de valores
<b>q.</b>	Valor de esfuerzo límite



## GLOSARIO

<b>Acero mínimo</b>	Cantidad de acero determinado por la sección y límite de fluencia del acero, necesario para evitar grietas por cambio de temperatura.
<b>ACI</b>	Instituto Americano del Concreto (por sus siglas en inglés)
<b>Agregado</b>	Material inerte, que se mezcla con cemento y agua para producir concreto.
<b>Altimetría</b>	Son los procedimientos del levantamiento topográfico y tienen por objetivo, la determinación de las elevaciones (niveles) de los puntos, o estaciones estudiadas.
<b>Carga axial</b>	Carga aplicada en el eje longitudinal de un elemento.
<b>Carga de sismo</b>	Estas cargas son las que se conocen con el nombre de cargas laterales; son puramente dinámicas. Una de las características de estas cargas es que su aplicación es en un corto período de tiempo.

<b>Carga muerta</b>	Comprende todas las cargas de elementos permanentes de la construcción, incluyendo la estructura en sí, pisos, vidrieras, rellenos, tabiques fijos, y equipo permanente fijo anclado.
<b>Carga puntual</b>	Carga aplicada en magnitud en un solo punto.
<b>Carga viva</b>	Es la carga que deberá soportar la estructura debido al uso u ocupación de la misma.
<b>COCODE</b>	Consejo Comunitario de Desarrollo.
<b>Concreto</b>	Es un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla, en proporciones determinadas de cemento, arena, pedrín y agua.
<b>Deflexión</b>	Deformación de los elementos estructurales que se presentan en forma de curvatura del eje longitudinal, al aplicárseles cargas.
<b>Esfuerzo</b>	Fuerza por unidad de área.
<b>Estribo</b>	Refuerzo de acero utilizado para resistir esfuerzos cortantes y de torsión en un elemento estructural.
<b>ETABS</b>	Por sus siglas en inglés (Extended Three Dimensional Análisis of Building Systems) es un <i>software</i> utilizado para el análisis estructural dinámico y estático de edificaciones.

<b>Excentricidad</b>	Distancia comprendida entre el centro de masa y el centro de rigidez de una estructura.
<b>Mampostería</b>	Es la resistencia que ejerce el mortero, la mano de obra y el block; que también se les dice materiales mampuestos.
<b>Momento</b>	Producto de intensidad de una fuerza por su distancia perpendicular desde la línea de acción de la fuerza al eje de rotación.
<b>Mortero</b>	Es una mezcla con materiales aglomerantes utilizada para unir las unidades de mampostería.
<b>Planimetría</b>	Parte de la topografía que enseña a representar en una superficie plana una porción de la tierra.
<b>Refuerzo</b>	Material que consiste en acero estructural y se utiliza para aumenta el soporte estructural de los elementos de concreto reforzado.
<b>Sabieta</b>	Mezcla de cemento, arena y agua que es utilizada para el levantado de muros.
<b>Sedimento</b>	Materia que, habiendo estado suspensa en un líquido, se posa en el fondo por la acción de la gravedad.

**Topografía**

Parte de la geodesia que tiene por objetivo representar el terreno sobre el papel de la manera más exacta posible, con sus formas, dimensiones y relieve.



## **RESUMEN**

El presente trabajo de graduación contiene las necesidades primarias atendidas en el municipio de Zunilito, Suchitepéquez, durante el período de realización del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), en dicho lugar.

En la primera parte se presenta una investigación de tipo monográfica y un diagnóstico sobre la infraestructura, en materia de educación y salud del municipio.

La segunda parte presenta la fase de Servicio Técnico Profesional, en la que mediante especificaciones de distintos códigos de diseño, se desarrolló el diseño de los siguientes proyectos: la edificación escolar de dos niveles para la aldea San Lorencito y el edificio de dos niveles para el hospital municipal para la cabecera municipal.

Se presenta en la parte final, la evaluación de impacto ambiental, conclusiones, recomendaciones y juego de planos para ambos proyectos.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Mediante el apoyo técnico profesional, contribuir al desarrollo y progreso del municipio de Zunilito, Suchitepéquez, a través del diseño de proyectos de infraestructura de primera necesidad.

### **Específicos**

1. Diseñar la edificación escolar de dos niveles para la aldea San Lorencito, Zunilito, Suchitepéquez.
2. Diseñar un edificio de dos niveles, destinado a un hospital municipal para la cabecera municipal, Zunilito, Suchitepéquez.
3. Desarrollar una investigación de tipo monográfica para la aldea San Lorencito y para la cabecera municipal, Zunilito, Suchitepéquez, lugares donde se desarrollaran los proyectos respectivamente.



## INTRODUCCIÓN

Debido al crecimiento normal de la población, las instalaciones de la escuela de la aldea San Lorencito, Zunilito, Suchitepéquez, han llegado a su capacidad máxima, estas además han sufrido deterioro con el pasar de los años, y por ello se han convertido en un lugar poco adecuado para atender a la población estudiantil de manera óptima. Por tal razón se hace necesario diseñar la ampliación del edificio escolar, para brindar un espacio estructuralmente seguro, ameno y agradable, para llevar a cabo los procesos pedagógicos y optimizar el desarrollo en materia de educación en la población.

Actualmente el municipio de Zunilito, Suchitepéquez cuenta con un pequeño centro de salud, elaborado de lámina y mampostería, para contribuir a una mejor calidad de vida en la población y como símbolo de desarrollo y progreso social para el municipio, se hace necesario realizar el diseño de un nuevo edificio para un hospital municipal de capacidad media. Con esto se contribuirá a descentralizar los servicios de salud que se brindan en la cabecera departamental y se beneficiará a la población de todo el municipio con los servicios a su alcance.

El desarrollo de estos proyectos son solución factible, tanto económica como técnica a los problemas de infraestructura en el municipio.



# **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

## **1.1. Monografía del municipio de Zunilito, Suchitepéquez**

Es necesario conocer el municipio donde se llevará a cabo la realización del servicio técnico profesional, por ello, dentro de la fase de investigación se recolectan los datos necesarios para desarrollar los proyectos de manera eficaz.

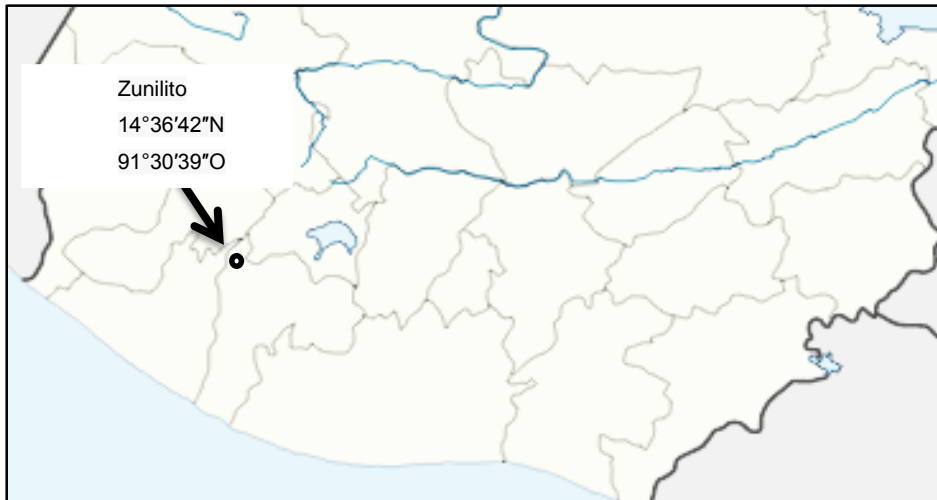
### **1.1.1. Localización y ubicación**

El municipio de Zunilito se encuentra ubicado al norte del departamento de Suchitepéquez, este pertenece a la región sur-occidente de Guatemala.

Entre la cabecera del departamento llamada Mazatenango, y el municipio de Zunilito, Suchitepéquez existe una distancia de doce kilómetros, la cual posee carretera asfaltada.

Antes de llegar al municipio de Zunilito se debe pasar por el municipio de San Francisco Zapotitlán, Suchitepéquez. La distancia del municipio de Zunilito, hacia la ciudad capital es de aproximadamente ciento setenta y dos kilómetros de carretera asfaltada.

Figura 1. **Ubicación y localización del municipio de Zunilito, Suchitepéquez**



Fuente: DMP Municipalidad Zunilito, Suchitepéquez.

### **1.1.2. Límites y colindancias**

El municipio de Zunilito colinda: al norte con Zunil Grande, Quetzaltenango; al sur con San Francisco Zapotitlán, Suchitepéquez; al este con Santa Catarina Ixtahuacán, Sololá; al oeste con Pueblo Nuevo y San Francisco Zapotitlán, Suchitepéquez.

### **1.1.3. Vías de acceso**

Existe una carretera asfaltada de doce kilómetros que comunica la cabecera departamental con el municipio de Zunilito, Suchitepéquez. Zunilito se comunica con San Francisco Zapotitlán y Pueblo Nuevo mediante carretera asfaltada; con la aldea Tzampoj por medio de un camino de terracería. El



municipio en mención cuenta con sus principales calles y avenidas adoquinadas y pavimentadas.

#### **1.1.4. Clima**

El municipio goza de un clima templado muy agradable, esto debido a que se encuentra muy cerca de las faldas del volcán Zunil, con una temperatura oscila entre los 20 y 28 grados centígrados. Se marcan dos estaciones: invierno y verano. El invierno incluye los meses de mayo a octubre; el verano abarca los meses de noviembre a abril. En verano el clima es seco y con vientos moderados, en invierno se caracteriza por lluvias fuertes, con una precipitación anual aproximada de 1 100 milímetros anuales.

#### **1.1.5. Población e idioma**

Según el censo realizado por la municipalidad a la población en el 2007 indica que el municipio en general tiene una población de 9 493 habitantes, de los cuales 4 367 son del género masculino y 5126 son del género femenino. La población urbana cuenta con 1 722 habitantes; y la rural con 7 771 habitantes.

El mayor porcentaje de pobladores se encuentra en el casco urbano del municipio, y la menor cantidad de población la registra el Cantón San Lorencito, esto debido a que se encuentra más retirado del casco urbano.

El idioma que predomina es el español, y parte de la población aún utiliza el idioma quiché, sobre todo en los cantones que se encuentran en la periferia del casco urbano del municipio.

### **1.1.6. Servicios públicos**

El municipio de Zunilito, Suchitepéquez es un territorio desarrollado, el cual cuenta con los servicios públicos necesarios para que la población tenga una vida en armonía, cuenta con los siguientes servicios :

- Servicio de energía eléctrica
- Sistema de agua potable
- Agua de pozo
- Sistema de drenaje sanitario
- Tren de aseo
- Cobertura de telefonía celular
- Escuelas para nivel primario y básico
- Iglesias evangélicas e iglesias católicas
- Cementerio

### **1.1.7. Suelo y topografía**

El suelo de Zunilito es una mezcla de arcilla, limo, arena y grava, según los ensayos de suelo realizados. La topografía del municipio en general está en pendiente hacia el sur, esto debido a que el municipio se encuentra en las faldas del volcán Zunil, regularmente los terrenos poseen quebradas y algunos con pendientes pronunciadas.

En los últimos años el suelo del municipio ha experimentado deforestación muy fuerte, ocasionando en algunas áreas la erosión del suelo.

## **1.2. Aspectos económicos**

El municipio de Zunilito, Suchitepéquez es eminentemente agrícola, de ahí depende la economía de sus habitantes, entre sus cultivos principales está el café, banano, plátano y maíz y otros de menos cultivo son el frijol, la naranja y el limón, el municipio cuenta con un mercado municipal de estructura bien definida para ello, posee también varias tiendas donde se comercian productos de la canasta básica y algunos talleres artesanales.

## **1.3. Principales necesidades del municipio**

Por medio de los Consejos Comunitarios de Desarrollo (COCODES) los pobladores del municipio pueden plantear sus necesidades para una mejor calidad de vida, y en consenso con la Dirección Municipal de Planificación se determina cuáles son los proyectos de mayor relevancia. De todos los planteamientos de la población en general se determinó que los proyectos prioritarios son:

- La ampliación de la escuela San Lorencito, esto debido a que la población estudiantil ha aumentado y las instalaciones actuales se han deteriorado debido al tiempo que tienen, además de ser insuficientes para brindar una educación de calidad.
- En materia de salud es necesario la construcción de un hospital municipal de capacidad media, ya que se requieren instalaciones adecuadas para atender a toda la población del municipio.



## **2. DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II PARA LA ALDEA SAN LORENCITO**

### **2.1. Diseño de edificio escolar**

Dado que las actuales instalaciones ya no cubren la demanda educativa, a lo que se le añade que la infraestructura existente no se encuentra en el estado adecuado para impartir de manera eficiente las actividades docentes. Se prioriza este problema y se hace necesaria la ampliación del edificio escolar para brindar a los alumnos un espacio adecuado donde puedan recibir la enseñanza.

Con estos cambios se espera mejorar la calidad educativa en la comunidad y el municipio, contribuyendo al desarrollo intelectual de los habitantes.

#### **2.1.1. Infraestructura para el edificio escolar**

Previo a diálogo con el COCODE del cantón San Lorencito y la Dirección Municipal de Planificación (DMP) y la visita preliminar del área destinada para la ampliación de la edificación, se concluyó que el nuevo módulo deberá constar de dos niveles y la distribución de los ambientes será la siguiente: el primer nivel constará de cuatro salones, y servicios sanitarios separados para hombres y mujeres, el segundo nivel constará de cinco aulas, dando un total de nueve salones cada uno de los cuales tendrá capacidad para 35 personas acomodados de forma amplia y segura, cubriendo así la demanda actual y

futura por lo menos para diez años, por aparte estará el módulo de gradas para acceder al segundo nivel.

### **2.1.2. Topografía del terreno**

La superficie del terreno disponible es plana, debido a que ha sido preparado previamente, por lo que no fue necesario hacer levantamiento altimétrico. El terreno no posee árboles que puedan obstaculizar la construcción y tiene forma cercana a la de un cuadrado y posee un área aproximada de 1 677 metros cuadrados, por lo que no es necesario ocuparla en su totalidad para la nueva edificación escolar.

### **2.1.3. Determinación del valor soporte del suelo (Vs)**

Para poder apreciar las características del suelo donde se erigirá la edificación, así como también para determinar el valor soporte del suelo, se utilizó el ensayo de compresión triaxial de una muestra inalterada de 1 pie cúbico de volumen obtenida a una profundidad aproximada de dos metros, que fue realizado con anterioridad en el lugar, por un estudiante de EPS de la Facultad de Ingeniería, obteniendo los resultado que se muestran.

Por medio de estos datos se determinó el valor soporte del suelo utilizando el método propuesto por el Dr. Terzaghi.

Aplicando a los resultados del ensayo la teoría de capacidad de carga del Dr. Terzaghi para una cimentación cuadrada, se logró determinar el valor soporte del suelo siendo el procedimiento de cálculo el que se describe a continuación:

Carga última:

$$q_u = 1,3C_u N_c + \gamma_s D_f N_q + 0,4\gamma_s B N_\gamma$$

Donde:

- $q_u$  = valor de capacidad portante última
- $C_u$  = cohesión del suelo
- $N_c$  = factor de capacidad de carga debido a cohesión
- $\gamma_s$  = peso específico del suelo
- $D_f$  = desplante de cimentación (1,00 m)
- $N_q$  = factor de capacidad de carga debido a sobrecarga
- $B$  = base de la zapata (1,00 m unitario)
- $N_\gamma$  = factor de capacidad de carga debido al peso del suelo
- $\emptyset$  = ángulo de fricción interna
- $F_s$  = factor de seguridad

Datos:

$$\emptyset = 15,99^\circ \qquad C_u = 3,15 \text{ t/m}^2 \qquad \gamma_s = 0,77 \text{ t/m}^3$$

Para determinar los factores de capacidad de carga se hará uso de los datos anteriores y de la tabla que a continuación se muestra, aproximando el ángulo de fricción interna a 24,00 grados.

Tabla I. **Factores de capacidad de carga**

$\emptyset$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
16,00	13,68	4,92	1,82

Fuente: tabla 3.1 Factores de capacidad de carga de Terzaghi, Braja M. Das. Quinta Edición. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 129.

Entonces:

$$Q_u = 1,3 \cdot 3,15 \cdot 13,68 + 0,77 \cdot 1,00 \cdot 4,92 + 0,4 \cdot 0,77 \cdot 1,00 \cdot 1,82$$

$$Q_u = 60,36 \text{ t/m}^2$$

El valor soporte del suelo queda determinado por medio de la siguiente ecuación matemática en la cual interviene un factor de seguridad de valor 3.

$$V_s = \frac{q_u}{f_s} = \frac{60,36}{3} = 20,12 \text{ t/m}^2$$

Por seguridad se adoptará el valor de 17,5 toneladas sobre metro cuadrado

#### **2.1.4. Especificaciones para el diseño de edificios educativos**

Para desarrollar una buena distribución de ambientes y proveer un óptimo funcionamiento, se deben tomar en cuenta los criterios planteados en el reglamento de construcción de edificios escolares del Ministerio de Educación, además de los criterios de los Códigos de diseño ACI, AGIES y UBC, se hace mención de algunos de estos criterios en la siguiente página.



#### **2.1.4.1. Criterios de conjunto**

Es necesario tomar en cuenta los criterios de conjunto, esto para que el edificio a diseñar sea armonioso y agradable a las personas que lo utilizarán, de estos criterios dependerá la comodidad que brindará el edificio a los usuarios.

##### **2.1.4.1.1. Emplazamiento**

El emplazamiento de la edificación es el área que cubre esta sobre el terreno, la cual, para este caso, no sobrepasa un 40 por ciento del área total del terreno, este porcentaje representa un buen emplazamiento según las recomendaciones arquitectónicas generales.

La edificación escolar se ubicara sobre la calle principal del cantón San Lorencito, siendo este un punto accesible para la población estudiantil.

##### **2.1.4.1.2. Orientación del edificio**

En general la orientación ideal para una edificación es de norte a sur, de preferencia abriendo las ventanas hacia el norte y gracias a que la geometría del terreno lo permite este fue el criterio utilizado.

##### **2.1.4.1.3. Superficie y altura del edificio**

Será aproximadamente de 300 metros cuadrados esto de acuerdo a las necesidades a satisfacer, según el emplazamiento y teniendo en cuenta la capacidad de alumnos requerida. La altura de las aulas será de 2,80 metros dando un total de 5,60 metros de altura para todo el edificio

#### **2.1.4.2. Criterios de iluminación**

La iluminación debe ser abundante y uniformemente distribuida, evitando la proyección de sombras y contrastes demasiados altos, para conseguir esto se deben considerar los siguientes criterios:

- Cantidad, tamaño y ubicación de ventanas y lámparas
- Un ambiente pequeño recibe mejor iluminación que uno grande
- Los acabados claros permiten una máxima reflexión de luz y como efecto, una mejor iluminación.

Además deben aplicarse los siguientes parámetros:

- Cuando sólo un lado del aula tiene ventanas, estas deben tener un área total no menor al 25 por ciento del área de piso del aula y el muro opuesto a la ventana estará a una distancia no mayor a 2,5 veces la altura del muro de la ventana.
- Cuando existan ventanas en las paredes laterales del aula, estas deben tener un área no menor al 30 por ciento del área de piso del aula.

#### **2.1.4.3. Ventilación**

La ventilación debe ser suficiente, constante, cruzada y sin corrientes de aire para que no ocasione molestias. La cantidad disponible de aire en el ambiente, tiene gran importancia en el desarrollo de la educación.

Es recomendable utilizar el 15 por ciento del área de iluminación anteriormente definida para satisfacer lo primeramente mencionado.

#### **2.1.4.4. Confort acústico**

Es de suma importancia cuando a edificios educativos se refiere, ya que puede llegar a influir en el nivel concentración del estudiante, además está relacionado con el estrés que pueda ocasionar la contaminación auditiva.

Es necesario que no exista ninguna interferencia sonora entre los ambientes, ni ruidos exteriores que sobrepasen los límites aceptables de tolerancia. Para prevenir esto se utilizarán las siguientes recomendaciones:

- Para evitar interferencias de ruidos provenientes del exterior, el establecimiento debe ser ubicado en una zona tranquila no industrial o lugar donde el ruido no sea exagerado.
- Es conveniente la utilización de materiales porosos en la construcción de las paredes ya que estos absorben parte del ruido
- Cerrar lo más herméticamente posible los distintos espacios en ventanas, puertas, juntas de trabajo, otros.

#### **2.1.4.5. Instalaciones**

La edificación debe contar con instalaciones hidráulicas, sanitarias y eléctricas, las cuales son indispensables para el funcionamiento de la misma. Se deberá de satisfacer de manera óptima la demanda de utilización.

#### **2.1.4.6. Espacios educativos**

Son el conjunto de espacios destinados al ejercicio del proceso enseñanza-aprendizaje, el cual se debe desarrollar de forma gradual e integrada por medio de actividades de desarrollo y recursos pedagógicos.

Se describen como espacios educativos característicos al aula teórica, aula unitaria y aula de proyecciones. Para el diseño del nuevo módulo se considera que el aula teórica es la que se debe aplicar.

#### **2.1.4.7. Aula teórica**

La función de ésta es proveer al maestro y a los alumnos un espacio para desarrollar en forma cómoda las actividades del proceso enseñanza-aprendizaje, ya sea en la forma tradicional expositiva o modificando la ubicación del mobiliario para desarrollar otras actividades pedagógicas.

Los criterios para el diseño de un aula teórica se generalizan, ya que en el nivel primario, básico y diversificado son similares, siendo las principales las siguientes:

- La capacidad óptima del aula para el nivel básico es de 30 alumnos, pero se permite un máximo de 40 alumnos.
- El área óptima por alumno es de 1,50 metros cuadrados, pero si el espacio no lo permite se acepta un máximo de 1,30 metros cuadrados.
- La forma del aula será rectangular, se recomienda que el lado mayor no exceda 1,5 veces el lado menor.
- La fuente principal de iluminación natural, debe provenir del lado izquierdo del alumno sentado frente al pizarrón.
- La distancia máxima desde la última fila al pizarrón, será de 8 metros, y el ángulo horizontal de visión del alumno sentado será de 30 grados. Deben existir instalaciones de energía eléctrica con luminarias adecuadas que proporcionen iluminación abundante y constante; además se deberán colocar 2 tomacorrientes, uno al frente y otro en la parte posterior de las aulas colocadas a 0,40 metros del nivel de piso.

### **2.1.5. Diseño arquitectónico**

Para determinar la configuración en planta y elevación se buscó que esta fuese simple, simétrica y uniforme, y que a la vez cumpliera con las distintas condiciones de regularidad estructural planteadas en las diferentes normas sísmicas.

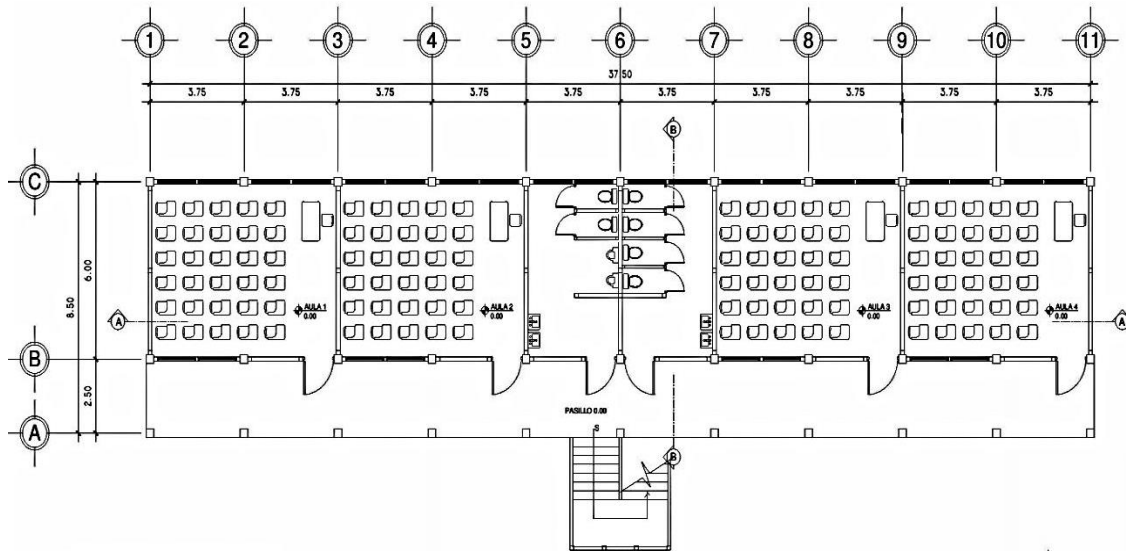
Para tener un lugar cómodo y funcional en la forma y distribución de conjunto se propone un diseño arquitectónico que se adecue a las necesidades que se tienen considerando las limitaciones que puedan existir como el espacio disponible, además de tomar en cuenta el número aproximado de personas que utilizarán la edificación, el crecimiento poblacional y financiamiento para la construcción.

### **2.1.6. Forma del edificio en planta**

La planta del edificio es rectangular y todos los espacios poseen las mismas dimensiones, se trata de evitar al máximo cualquier asimetría o excentricidad en la estructura, con esto se garantiza reducir la torsión ocasionada por estos aspectos.

La planta propuesta para el edificio escolar cumple con las condiciones de regularidad estructural tal como lo muestra la siguiente figura.

Figura 2. **Propuesta planta típica edificio escolar**



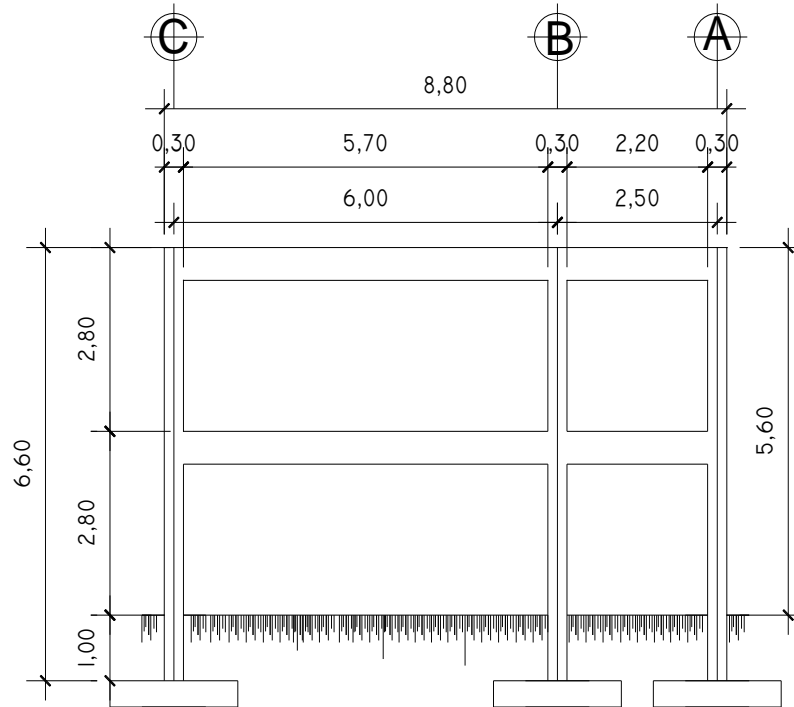
Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

### 2.1.6.1. **Forma del edificio en elevación**

Al igual que en la planta del edificio, la sencillez, regularidad y simetría son deseables en la elevación del mismo y así evitar concentración de esfuerzos en los nodos o amplificaciones en la vibración en los niveles superiores del edificio.

Apegándose a las normas sísmicas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), se indica que una estructura es regular solo si su relación de esbeltez no excede a 2,5. Lo anteriormente expuesto se detalla en la siguiente figura:

Figura 3. Elevación típica del edificio



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

$\frac{H}{A} < 2,5$  se tiene que  $\frac{6,6}{8,5} = 0,77 < 2,5$  por lo tanto es estructura regular.

### 2.1.7. Altura del edificio

Dentro de las consideraciones establecidas previamente, se determinó diseñar un edificio compuesto de dos niveles, con una altura de ambientes de 2,80 metros, para ofrecer confort, tanto a los ambientes como a los espacios en circulación, y un desplante de cimentación de 1,00 metro.

### **2.1.8. Selección del sistema estructural**

Para determinar el sistema estructural a utilizar es necesario tomar en cuenta distintos factores como; estética, economía, materiales disponibles en el lugar, mano de obra, otros. Nunca olvidando los objetivos principales que debe satisfacer la estructura como funcionalidad y seguridad.

Por ello el sistema estructural de la edificación estará compuesto por marcos dúctiles espaciales de concreto armado (hormigón), con lozas planas también de concreto armado y muros de mampostería.

### **2.1.9. Análisis estructural**

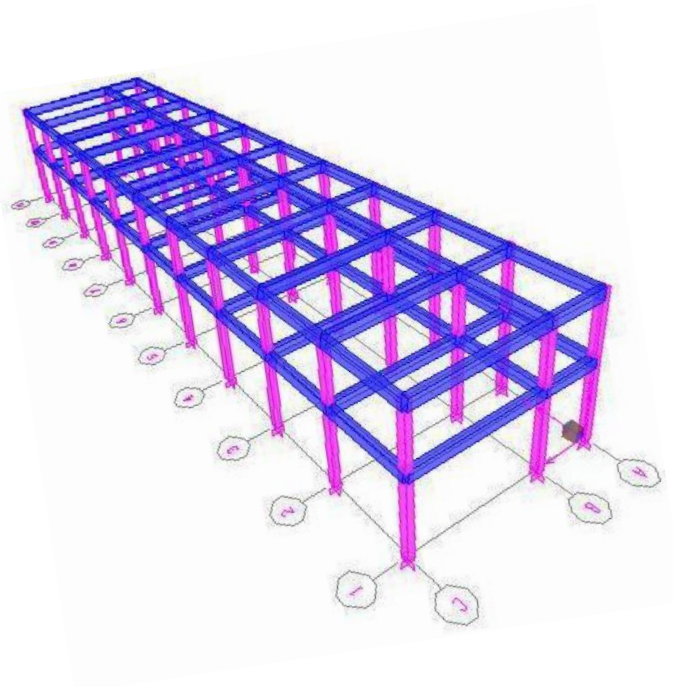
Se analizará la estructura auxiliándose y aplicando lo establecido en los códigos de diseño así como los métodos de análisis, tomando en cuenta las distintas fuerzas y deformaciones que actúan sobre la estructura.

Para analizar los marcos dúctiles se utilizó el software integrado de diseño ETABS® Nonlinear versión 9.7.3, y luego se realizó una comparación con el método de Kani.

En general se utilizaron los resultados de ETABS® para el diseño de los elementos estructurales, siempre confrontándolos con los del método iterativo Kani.



Figura 4. **Tipología estructural del edificio**



Fuente: software ETABS ®.

#### **2.1.9.1. Predimensionamiento estructural**

Predimensionar la estructura no es más que asignar medidas previas a los distintos elementos estructurales. Se busca siempre que estas medidas soporten los esfuerzos y las cargas a las cuales dichos elementos serán sometidos.

El Código ACI 318-05 establece distintas disposiciones para esta estimación según el elemento estructural a analizar, estos serán aplicados en los diferentes elementos.

### 2.1.9.1.1. Vigas

Para el predimensionamiento de vigas el método utilizado calcula la altura (h) del elemento, que depende de la luz que cubre la viga, siendo  $h = 8\%$  de la luz, y el ancho del elemento (b) no debe ser menor que el más pequeño de: 0,3 veces h o 25 centímetros. Según ACI 318-05, sección 21.3.1.3, pág. 329.

Sólo se calculó la viga crítica es decir la de mayor longitud que presenta el edificio, las restantes quedarán con la misma sección debido a que si se calcula su sección es un poco más pequeña, sin embargo la diferencia mínima que permite unificar todas las vigas con una misma sección.

$$\text{Luz mayor} = 6,00 \text{ m}$$

$$h = 0,08 * 6,00\text{m} = 0,48 \text{ m} \rightarrow 0,50 \text{ cm}$$

$$b = 0,3 * 0,50 = 0,15 \rightarrow 0,25 \text{ cm (base)}$$

Por aparte el Código ACI en su sección 9.5.2, indica que el espesor mínimo de viga no pretensada con un extremo continuo es  $L/18,5$ ; donde L es la luz máxima.

$$\text{Luz mayor} = 6,00 \text{ m}$$

$$b = 6,00 / 18,5 = 0,32 \text{ cm (base)}$$

La sección de la viga será = 0,25 m x 0,50 m (base x peralte). Esto en base a los predimensionamientos calculados anteriormente y utilizando el criterio de tener una relación 1:2 en cuestión de base-altura en la viga.

### 2.1.9.1.2. Columnas

Una columna de concreto simple no puede soportar mucha carga, pero su capacidad aumenta si se le agregan barras longitudinales. Pueden lograrse considerables incrementos en la resistencia de la columna proporcionando restricción lateral a las barras longitudinales. Bajo cargas de compresión, las columnas no solo tienden a acortarse longitudinalmente, sino también a expandirse lateral debido al efecto de Poisson. La capacidad de tales miembros puede aumentar considerablemente si se les proporciona restricción lateral, en forma de espirales o estribos cerrados ligeramente separados en torno al refuerzo longitudinal.

En la edición de 1971 del ACI, las dimensiones mínimas para elementos sometidos a compresión fueron eliminadas con el objeto de un uso más amplio de los elementos en compresión de concreto reforzado con dimensiones menores en estructuras ligeramente cargadas, tales como edificios livianos de oficinas y edificios de baja altura para vivienda.

Por esta razón el criterio a utilizar para el predimensionamiento se basa en los límites de refuerzo en elementos sometidos a compresión que dice, el área del refuerzo longitudinal ( $A_{st}$ ) para elementos a compresión no debe menor que  $0,01 A_g$  ó ni mayor que  $0,08 A_g$ . ACI 318-05 sección 10.9.1, página 135. Así también el número mínimo de barras longitudinales en elementos sometidos a compresión debe ser 4 para barras dentro de estribos rectangulares ACI 318-05 sección 10.9.2 página 136.

$$1\%(A_g) \leq A_{st} \leq 8\% (A_g)$$

Según ACI 318-05 sección 10.9.1 página 135

Suponiendo así: 4 barras núm.4 equivalentes al 0,001 del Ag:

$$4 * 1,28 \text{ cm}^2 = 5,12 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 5,12 / 0,001 = 512 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la sección de la columna deberá ser  $= \sqrt{512} = 22,7 \text{ cm}$  por lado. Pero según el ACI la sección mínima para una columna es  $30 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 900 \text{ cm}^2$ . Por seguridad se propone una sección de  $0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} = 900 \text{ cm}^2$  que es la sección mínima recomendada por el código.

La sección de la columna será  $= 0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m}$ .

### 2.1.9.1.3. Losas

Para determinar si una losa trabaja en una o en dos direcciones, el código establece que se determina mediante el valor de (m) siendo esta la relación del lado menor de la losa dentro del lado mayor.

Las condiciones para determinar el trabajo son las siguientes:

$$m = \frac{A}{B}$$

Si  $m < 0,5$  losa que trabaja en un sentido

Si  $m \geq 0,5$ , losa que trabaja en dos sentidos

Donde:

m = relación lado a lado de la losa

A = lado corto de la losa

B = lado largo de la losa

Así:

$$m1 = 3,75 / 6,00 = 0,62 \quad \text{entonces, trabaja en dos sentidos}$$

$$m2 = 2,50 / 3,75 = 0,66 \quad \text{entonces, trabaja en dos sentidos}$$

Y el espesor  $t$ , para losas que trabajan en dos sentidos debe ser mayor o igual a 9 centímetros, y menor o igual a 15 centímetros según recomendación del Código ACI 318-05,  $t$  se determina mediante la siguiente fórmula:

$$t = \frac{p}{180} \quad \text{donde} \quad p = \text{perímetro de losa}$$

Así:

$$t1 = 19,50 \text{ m} / 180 = 0,108 \text{ m} \quad \rightarrow \quad 11 \text{ cm}$$

$$t2 = 12,50 \text{ m} / 180 = 0,069 \text{ m} \quad \rightarrow \quad 9 \text{ cm}$$

Con el objetivo de hacer práctica la elaboración de la losa se propone uniformar a  $t = 11 \text{ cm}$  para todas las losas, con esto además se reducirán excentricidades y se mantendrá la uniformidad en las losas.

#### **2.1.9.1.4. Cimientos**

Los cimientos tienen como función transmitir las distintas cargas que la estructura soporta hacia el suelo de forma adecuada, estos se diseñaran mediante zapatas aisladas y zapatas combinadas.

## **2.1.9.2. Determinación de cargas aplicadas a marcos dúctiles**

Las estructuras están sometidas a cargas de diferente índole, estas pueden dividirse de acuerdo a la dirección de su aplicación, siendo estas: cargas verticales o gravitatorias y cargas horizontales o laterales.

### **2.1.9.2.1. Cargas verticales**

También llamadas cargas por gravedad, se dividen en carga viva y carga muerta. Las cargas vivas son cargas ocasionales, tales como el peso de personas, mobiliario, equipo, maquinaria, otros, la carga muerta es aquella que permanece constante, inamovible dentro de la estructura, generalmente están constituidas por el peso propio de los elementos que integra la estructura, el peso de las instalaciones y una sobrecarga, éstas pueden calcularse con buena aproximación.

Las cargas vivas pueden estar total o parcialmente en un sitio o no estar presentes y pueden cambiar de ubicación, su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado y sus máximas intensidades a lo largo del período de servicio de la estructura no se conocen con precisión. Las cargas vivas de servicio para las cuales deben diseñarse los entrepisos y cubiertas se especifican usualmente en distintos códigos de construcción según el tipo de edificación.

En este caso los valores para determinar (según UBC 97) las cargas verticales distribuidas son:

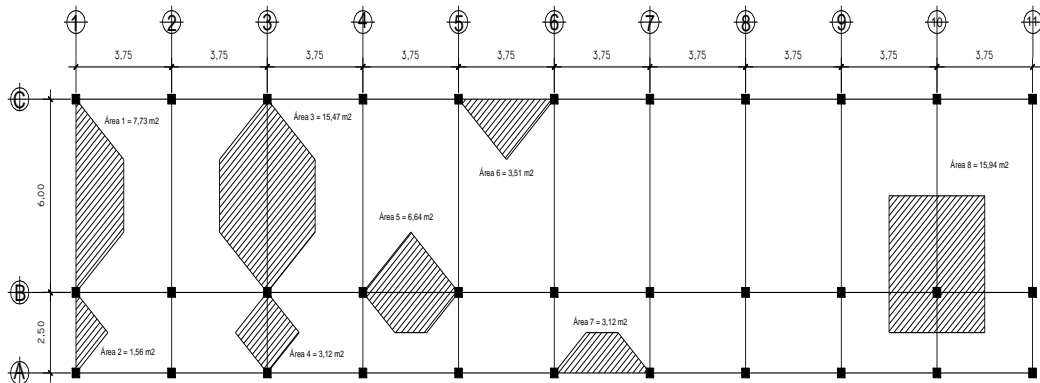
Tabla II. **Valores para determinar las cargas verticales**

<b>CARGA MUERTA (D)</b>		<b>CARGA VIVA (L)</b>	
Peso del concreto	= 2 400 kg/m <sup>3</sup>	Aulas	= 200 kg/m <sup>2</sup>
Sobre carga (SC)	= 90 kg/m <sup>2</sup>	Pasillos	= 400 kg/m <sup>2</sup>
Peso de muros	= 140 kg/m <sup>2</sup>	Techo	= 200 kg/m <sup>2</sup>

Fuente: UBC 1997

A continuación se presenta la integración de cargas distribuidas para los marcos típicos en sentido X y Y a analizar y cuyas áreas tributarias se describen en la figura 5.

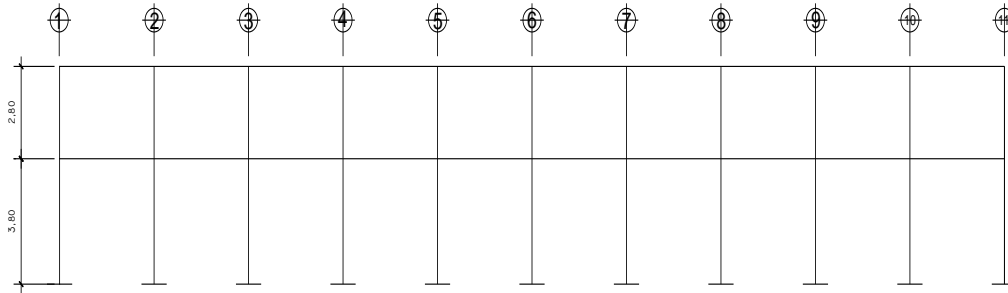
Figura 5. **Planta de áreas tributarias**



Fuente: elaboración propia.

Hay dos tipos de losas; la losa tipo 1 que tiene una dimensión de 3,75 m \* 6,00 m, y la losa tipo 2 con dimensiones 2,50 m \* 3,75 m

Figura 6. Elevación de marco típico sentido X



Fuente: elaboración propia.

Carga muerta (D):

$$\text{Peso de muro} = \text{altura de muro} * \text{peso de muros}$$

$$\text{Sobrecarga} = \frac{\text{área tributaria} * \text{SC}}{\text{longitud de viga}}$$

$$\text{Peso de losa} = \frac{\text{área tributaria} * \text{espesor de losa} * \text{peso del concreto}}{\text{longitud de viga}}$$

$$\text{Peso de viga} = \frac{(\text{altura de viga} - t \text{ de losa}) * \text{base de viga} * \text{peso del concreto}}{\text{longitud de viga}}$$

$$D = \text{peso de muro} + \text{sobrecarga} + \text{peso de losa} + \text{peso de viga}$$

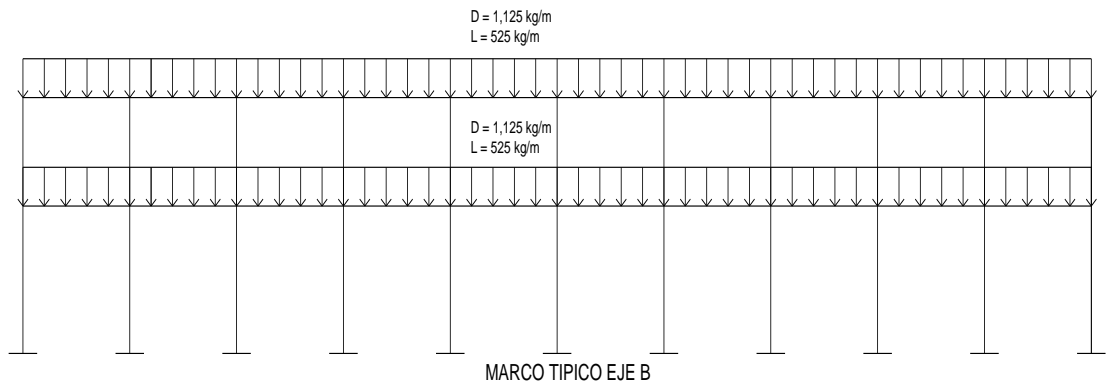
Carga viva (L):

$$L = \frac{\text{área tributaria} * \text{valor de carga viva}}{\text{longitud de viga}}$$



Para el marco del eje B (sentido x) y el marco del eje 2 (sentido y) el modelo matemático de las cargas integradas queda representado por las siguientes figuras, estos poseen los mismos valores en el primer y segundo nivel, debido a que en nuestro país, la mayoría de veces las estructuras son utilizadas de manera muy diferente a como fueron planificadas (sobrecargándolas o ampliándolas de manera improvisada). Tomando en cuenta la posibilidad de una ampliación o el uso improvisado y no planificado de la losa superior, se utilizarán las mismas cargas para el entrepiso y para la losa superior, como medida de seguridad.

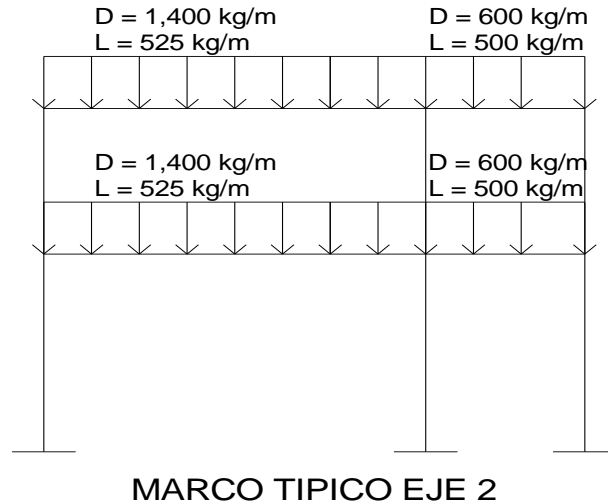
Figura 7. **Modelo matemático marco eje B**



Fuente: elaboración propia.

También se realizan los modelos matemáticos para los marcos restantes. Los valores obtenidos de estos son los utilizados en los métodos de análisis estructural como ETABS® versión 9.6, y el método iterativo de análisis Kani.

Figura 8. **Modelo matemático marco eje 2**



Fuente: elaboración propia.

#### **2.1.9.2.2. Cargas horizontales**

Estas actúan perpendicularmente a la línea de acción de la gravedad y son producidas por fuerzas de sismo, viento o impacto, siendo así puramente dinámicas. Al igual que las cargas vivas, las cargas horizontales son inciertas tanto en magnitud como en distribución y para su cálculo sólo se considera una de las fuerzas antes mencionadas ya que estos fenómenos difícilmente se presentan en forma simultánea. Se debe elegir el fenómeno que provoque las máximas fuerzas horizontales.

El territorio de Guatemala se caracteriza por ser una zona con un índice de sismicidad alto, por lo que es necesario considerar los efectos de sismo al momento de diseñar una edificación. Para determinar las fuerzas sísmicas en el presente caso se recurrió al método descrito en el *Uniform Building Code* de 1997 (UBC 97), este método procede a calcular el corte basal para luego

distribuirlo a los diferentes niveles de la edificación tal como a continuación se describe.

### 2.1.9.2.3. Corte basal

El corte basal es la fuerza sísmica que el suelo transmite al edificio en la base. La fórmula (30-4) del UBC 97 está establecida para determinar el corte basal ( $V$ ), Guatemala está ubicada en una zona geográfica altamente sísmica, con valor 4 (de alto riesgo sísmico) del código, siendo la siguiente fórmula para dichas características:

$$V_1 = \frac{C_v I}{R T} W$$

Este corte basal no necesita exceder el valor de la siguiente ecuación (30-5) del UBC 97:

$$V_2 = \frac{2,5 C_a I}{R} W$$

Además el corte basal no debe ser menor al valor de la siguiente ecuación (30-6) UBC 97:

$$V_3 = 0,11 C_a I W$$

Por aparte para la zona sísmica 4 el corte basal tampoco debe ser menor al valor de la siguiente ecuación (30-7) UBC 97:

$$V_4 = \frac{0,8 Z N_v I}{R} W$$

Donde:

$C_v$  = coeficiente sísmico que depende del tipo de suelo y la zona sísmica. Para un tipo de suelo  $S_d$  (perfil de suelo rígido 50-100 kPa según tabla 16-J UBC 97) y zona sísmica 4 (según tabla 16-R UBC 97),  $C_v = 0,64 N_v$ .

$N_v$  = factor de cercanía al epicentro (según tabla 16-T UBC 97), para distancias mayores a 15 kilómetros el valor es 1,0.

$C_a$  = coeficiente de sismicidad (según tabla 16-Q UBC 97) que depende del tipo del suelo y la zona sísmica. Para un tipo de suelo  $S_d$  y zona sísmica 4,  $C_a = 0,44 N_a$ .

$N_a$  = factor de cercanía a la fuente (según tabla 16-S UBC 97), para distancias mayores a 10 kilómetros el valor es 1,0.

$I$  = factor de importancia sísmica según categoría de destino (según tabla 16- K UBC 97), para estructuras para destino estándar el valor es 1,0.

$R$  = factor que depende del sistema estructural utilizado, para marcos especiales de concreto resistentes a momentos (según tabla 16-N UBC 97) el valor es 8,5.

$T$  = periodo de la estructura, su valor está dado (según ecuación 30-8 UBC 97) por  $T = C_t (h_n)^{3/4}$ .

Donde:

$C_t$  = 0,0731 en sistema métrico, para marcos especiales de concreto resistentes a momento

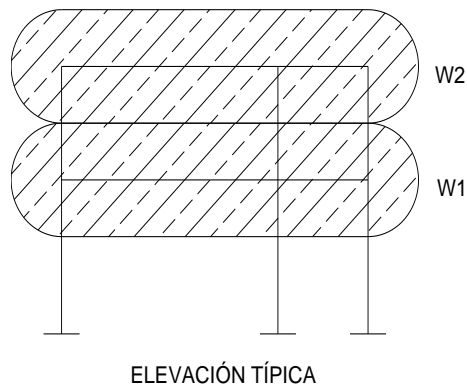
$h_n$  = altura del edificio

$W$  = peso total del edificio

$Z$  = factor de zona sísmica (según tabla 16-I UBC 97), para zona sísmica 4 el valor es 0,4

Dado que se cuenta con los valores de todos los coeficientes faltando únicamente el valor del Peso de la estructura (W) se procede a calcular éste.

Figura 9. **Distribución del peso de la estructura por nivel**



Fuente: elaboración propia.

La figura anterior muestra la distribución del peso por nivel, el peso de los mismos se obtiene sumando las cargas de los elementos estructurales, la sobrecarga y se adiciona un porcentaje de la carga viva (L) en los niveles que se consideren con acceso, para este caso se usara un 25 por ciento de dicha carga (L). Quedando el siguiente procedimiento.

Nivel 1 ( $W_1$ )

$$W_{\text{losas}} = (0,11) (37,50 + 0,25) (8,50 + 0,25) (2\ 400) = 87\ 202,50 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = (0,25) (0,50 - 0,11) (2\ 400) (37,75 \times 3 + 8,00 \times 11) = 47\ 092,50 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros}} = (292,82 \text{ de área}) (140,00) = 40\ 994,80 \text{ kg}$$

$$W_{\text{cols}} = (0,30) (0,30) (2,80 - 0,50) (2\ 400) (33) = 16\ 394,40 \text{ kg}$$

$$W_{\text{sc}} = (37,50) (8,50) (90) = 28\ 687,50 \text{ kg}$$

$$W_L = \{(6,00) (37,50) (200) + (2,50) (37,50) * 400\} * 0,25 = 20\ 625,00$$

kg

Siendo  $W_1$  la sumatoria de las cargas anteriores, se tiene que:

$$W_1 = 240\ 996,70 \text{ kg}$$

Nivel 2 ( $W_2$ )

$$W_{\text{losas}} = (0,11) (37,50 + 0,25) (8,50 + 0,25) (2\ 400) = 87\ 202,50 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = (0,25) (0,50 - 0,11) (2\ 400) (37,75 \times 3 + 8,00 \times 11) = 47\ 092,50$$

kg

$$W_{\text{muros}} = (292,82 \text{ de \u00e1rea}) (140,00) = 40\ 994,80 \text{ kg}$$

$$W_{\text{cols}} = (0,30\text{m}) (0,30\text{m}) (2,80 - 0,50) (2\ 400) (33 \text{ cols}) (1/2) = 8\ 197,20$$

kg

$$W_{\text{sc}} = (8,5\text{m}) (37,50\text{m}) (90) = 28\ 687,5 \text{ kg}$$

$$W_L = \{(6,0\text{m}) (37,5\text{m}) (200) + (2,5\text{m}) (37,5\text{m}) (400)\} (0,25) = 20\ 625,00$$

kg

Siendo  $W_2$  la sumatoria de las cargas anteriores, se tiene que:

$$W_2 = 232\ 799,50 \text{ kg}$$

El peso total de la estructura es la sumatoria de  $W_1 + W_2$  siendo as\u00ed:

$$W_{\text{total}} = W_1 + W_2 = 240\ 996,70 + 232\ 799,50 \text{ kg} = 473\ 796,20 \text{ kg}$$

Se procede a calcular el corte basal de acuerdo a las ecuaciones anteriormente descritas, sustituyendo los factores anteriormente establecidos y un per\u00edodo  $T = 0,0731 (6,60\text{m})^{3/4} = 0,301\text{seg}$ , se tiene que:

$$V_1 = (0,64 * 1) / (8,5 * 0,301) (473\ 796,20\text{kg}) = 118\ 511,74\ \text{kg}$$

$$V_2 = (2,5 * 0,44 * 1 * 1 / 8,5) (473\ 796,20\ \text{kg}) = 61\ 311,31\ \text{kg}$$

$$V_3 = 0,11 * 0,44 * 1 * (473\ 796,20\ \text{kg}) = 22\ 930,43\ \text{kg}$$

$$V_4 = 0,8 * 0,4 * 1 * 1 / 8,5) (473\ 796,20\ \text{kg}) = 17\ 836,02\ \text{kg}$$

El corte basal a utilizar que cumple con todas las restricciones establecidas en el UBC 97 anteriormente citadas es  $V_2 = 61\ 311,31\ \text{kg}$ .

- Fuerzas por nivel

El corte basal debe de distribuirse sobre la altura de la estructura, incluyendo el Nivel n. de acuerdo con la siguiente (ecuación 30-15 del UBC 97) fórmula:

$$F_x = \frac{(V - F_t) * W_x * h_x}{\sum W_i * h_i}$$

Donde:

$F_x$  = fuerza por nivel x

$V$  = corte basal

$F_t$  = Fuerza adicional en la cúspide y  $F_t = 0$  si el periodo ( $T \leq 0,7$  seg) que aplica en este caso

$W_x$  = peso del nivel a analizar

$h_x$  = altura del nivel a analizar

$W_i$  = peso de los diferentes niveles del edificio

$h_i$  = altura de los diferentes niveles del edificio

La tabla a continuación muestra los resultados de la distribución de fuerzas por nivel respectivamente:

Tabla III. **Fuerzas por nivel**

Nivel	Wi	hi	Wi * hi	Fx
2	232 799,50 kg	6,60 m	1 536 476,70	38 414,87
1	240 996,70 kg	3,80 m	915 787,46	22 896,44
			$\Sigma = 2\,452\,264,16$	$\Sigma = 61\,311,31$

Fuente: elaboración propia.

Para ambos sentidos (X, Y) la fuerza por nivel es la misma, es por ello que la distribución de fuerzas por marcos se hace dividiendo Fx entre el número de marcos del sentido a analizar, tal como se presenta en la siguiente tabla:

Tabla IV. **Fuerzas por marco**

Nivel	Fx	Eje Y Fy/(11 marcos)	Eje X Fx/(3 marcos)
2	38 414,87 kg	3 492,26 kg	12 804,96 kg
1	22 896,44 kg	2 081,49 kg	7 632,14 kg
$\Sigma = 61\,311,31$ kg			

Fuente: elaboración propia.



- Excentricidad

Cuando la fuerza de un sismo actúa sobre la estructura se produce un incremento en las fuerzas horizontales, esto a causa de la torsión que se genera, este incremento se encuentra relacionado con el sentido en que la fuerza ingresa a la estructura y de las excentricidades que se posean en los ejes de la estructura.

La excentricidad se define como la diferencia de distancias entre el centro de masa y el centro de rigidez del entrepiso de una edificación, existe la excentricidad tanto en el eje X como en el eje Y.

Para calcular el centro de masa (Cm) de la edificación se estableció el entrepiso más crítico, el que posee mayor masa debido a la carga muerta, para este caso es el nivel 2 y se calcula mediante las siguientes fórmulas para el sentido X y Y respectivamente:

$$\bar{X} = \frac{\sum (W_i * \bar{x}_i)}{\sum W_i}$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum (W_i * \bar{y}_i)}{\sum W_i}$$

Donde:

$W_i$  = peso de cada elemento estructural, sobrecarga y carga viva

$\bar{x}_i$  = centroide del elemento estructural respecto al eje X

$\bar{y}_i$  = centroide del elemento estructural respecto al eje Y

La tabla muestra los datos obtenidos.

Tabla V. **Cálculo de centro de masa**

ELEMENTO	$W_i$	$\bar{x}_i * W_i$	$\bar{y}_i * W_i$
Sobre carga	28 687,50	537 890,63	121 921,88
Losa	84 150,00	1 577 812,50	357 637,50
Carga viva pasillos	9 375,00	175 781,25	11 718,75
Carga viva aulas	11 250,00	210 937,50	61 875,00
Viga sentido x	26 325,00	493 593,75	96 525,00
Viga sentido y	21 879,00	410 231,25	95 985,75
Muro sentido x pasillo	6 300,00	118 125,00	0,00
Muro sentido x aulas	24 150,00	452 812,50	132 825,00
Muro sentido y pasillos	420,00	0,00	525,00
Muro sentido y aulas	11 592,00	217 350,00	63 756,00
Columnas	16 394,40	306 649,80	60 112,80
$\Sigma$	240 522,90	4 501 184,18	1 002 882,68

Fuente: elaboración propia.

Entonces:

$$\bar{X} = 4\,501\,184,18 / 240\,522,90 = 18,75 \text{ m}$$

$$\bar{Y} = 1\,002\,882,68 / 240\,522,90 = 4,17 \text{ m}$$

Debido a que el edificio es simétrico en su eje X su centro de masa se encuentra ubicado a la mitad de la distancia total de dicho eje. Para el eje Y el centro de masa no se encuentra exactamente a la mitad de la distancia total de

dicho eje, ya que este eje no posee una simetría exacta, sin embargo el centro de masa no se aleja exageradamente de dicho punto.

Para determinar el centro de rigidez se toma en cuenta que debido a que las columnas son geoméricamente cuadradas y todas poseen las mismas dimensiones, implica que las rigideces en los ejes de su sección son iguales, por lo que es posible utilizar las siguientes fórmulas para el eje X y Y respectivamente:

$$X_{cr} = \frac{\sum(x_o * \#columnas)}{\# columnas}$$

$$Y_{cr} = \frac{\sum(y_o * \#columnas)}{\# columnas}$$

Donde:

$x_o$  = centroide de columna respecto a eje X

$y_o$  = centroide de columna respecto a eje Y

Es necesario que:

$$X_{cr} = 3 \text{ col/eje}$$

$$(0+3,75+7,50+11,25+15+18,75+22,5+26,25+30+33,75+37,5) /$$

$$33 \text{ cols} = 18,75 \text{ m}$$

$$Y_{cr} = 11 \text{ col/eje } (0+2,5+8,5) / 33 \text{ cols} = 3,67\text{m}$$

Para el eje X el centro de rigidez se localiza a la mitad de la distancia total, esto debido a la simetría que posee la estructura en dicho eje; no así para el eje Y, sin embargo el centro de rigidez en este eje no se aleja demasiado del

punto de la mitad de la distancia total. Con lo anteriormente calculado es posible determinar la excentricidad real del edificio, esta se obtiene mediante la sustracción entre el centro de masa y el centro de rigidez, entonces hay que:

$$e_x = \bar{X} - X_{cr} \rightarrow 18,75 - 18,75 = 0 \text{ m}$$

$$e_y = \bar{Y} - Y_{cr} \rightarrow 4,17 - 3,67 = 0,50 \text{ m}$$

Las excentricidades reales tanto en el eje X y Y son menores al 10 por ciento de la longitud total de los ejes de la estructura respectivamente, con esto se determina que las excentricidades están dentro de los parámetros que los distintos códigos permiten, y se establece que la estructura posee una forma regular por lo cual no se generaran excentricidades de gran magnitud que puedan provocar un incremento exagerado en las fuerzas de sismo, con lo anteriormente expuesto se calcula la excentricidad de diseño.

Esta excentricidad se utiliza para calcular el incremento por torsión en las fuerzas de sismo y se determina mediante la siguiente ecuación:

$$E_d = 1,5 * e + 10\% B$$

Donde:

$E_d$  = excentricidad de diseño

$e$  = excentricidad real en X o Y

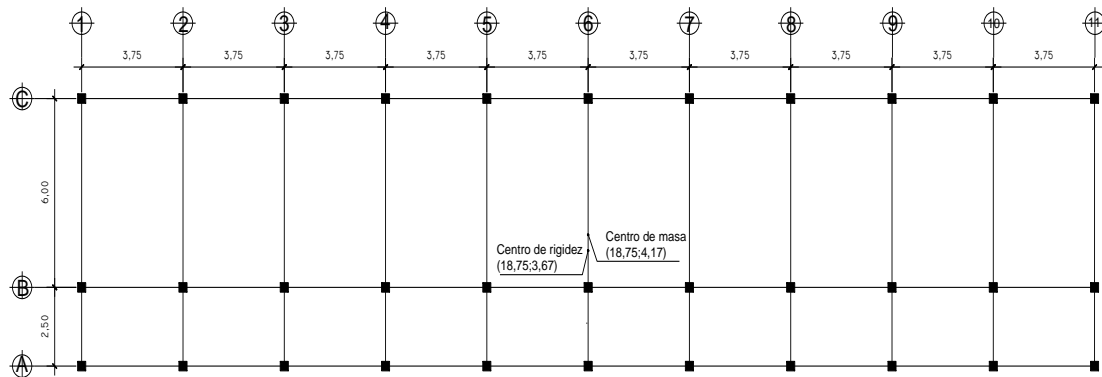
$B$  = longitud de la base del edificio en X ó Y

Entonces:

$$E_{dx} = 1,5 * 0,00 \text{ m} + 0,1 * 37,5 \text{ m} = 3,75 \text{ m}$$

$$E_{dy} = 1,5 * 0,50 \text{ m} + 0,1 * 8,5 \text{ m} = 1,6 \text{ m}$$

Figura 10. Centro de masa y rigidez de la estructura



Fuente: elaboración propia.

- Incremento por torsión

Cuando el sismo actúa sobre la estructura, no es posible predecir en qué sentido ingresará, es por ello que el incremento por torsión ( $\Delta V$ ) se determina tomando el caso más crítico, y, este sucede cuando la fuerza de sismo se toma al 100 por ciento y se asume que esta actuará de forma perpendicular a los ejes (X o Y) junto con el 30 por ciento entrando en la otra dirección, esto se multiplica por la excentricidad de diseño respectivamente. Mediante la siguiente ecuación se puede determinar.

$$\Delta V = \frac{T * r}{J} * k$$

Donde:

- T = momento torsional
- r = distancia desde el centro de rigidez al marco a analizar según eje X (rx) ó Y (ry)
- J = momento polar equivalente

k = rigidez de columna, para este caso  $k_x = k_y$  debido a que son columnas cuadradas

Para el cálculo del momento polar equivalente la fórmula a utilizar es la siguiente:

$$J = \sum (k_x \cdot r_y^2 + k_y \cdot r_x^2)$$

Ya que las columnas son cuadradas, las rigideces son iguales  $k_x = k_y \rightarrow k$ , la rigidez está dada así:

$$J = 11 \text{ cols} \cdot k (4,83)^2 + 11 \text{ cols} \cdot k (1,17)^2 + 11 \text{ cols} \cdot k (3,67)^2 + 3 \text{ cols} \cdot k (18,75)^2 + 3 \text{ cols} \cdot k (15,00)^2 + 3 \text{ cols} \cdot k (11,25)^2 + 3 \text{ cols} \cdot k (7,5)^2 + 3 \text{ cols} \cdot k (3,75)^2 + 3 \text{ cols} \cdot k (18,75)^2 + 3 \text{ cols} \cdot k (15,00)^2 + 3 \text{ cols} \cdot k (11,25)^2 + 3 \text{ cols} \cdot k (7,5)^2 + 3 \text{ cols} \cdot k (3,75)^2 = 5\,060,46 \cdot k$$

Analizando el marco B nivel 2, mediante la siguiente fórmula se determina el momento torsional crítico, donde  $F_x$  es la fuerza de corte basal que actúa en ese nivel.

$$T = 100\% \cdot F_x \cdot E_{dy} + 30\% \cdot F_x \cdot E_{dx}$$

Entonces:

$$T = 1 \cdot 38\,414,87 \cdot 1,6 + 0,3 \cdot 38\,414,87 \cdot 3,75 = 104\,680,52 \text{ kg-m}$$

Y el resultado del incremento de fuerza debido a la torsión en el marco B:

$$\Delta V = \frac{104\,680,52 \cdot 1,17}{5\,060,46 \cdot k} \cdot k = 24,20 \text{ kg/col}$$

Entonces 24,20 kilogramos por 11 columnas del eje = 266,2 kg en todo el eje que comparado con 12 804,96 kilogramos (que es el total de la fuerza de corte en el nivel 2 eje X) representa el 2,07 por ciento de incremento, entonces la fuerza incrementada será 13 070,02 kilogramos aplicada en el nodo. De la misma manera se realiza para los siguientes ejes y niveles, obteniendo los resultados siguientes.

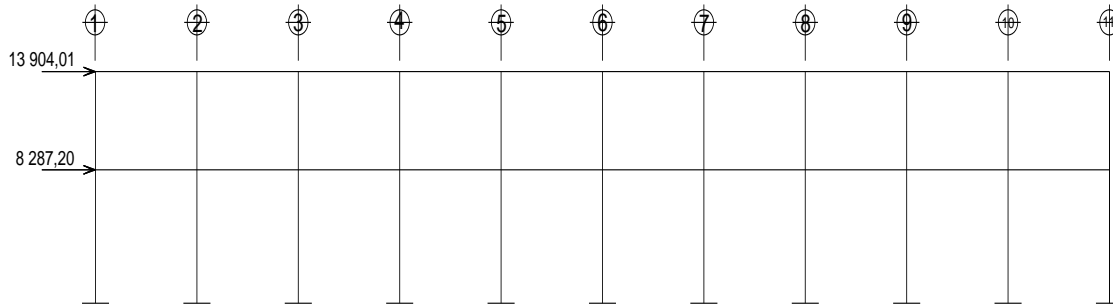
Tabla VI. Incremento por torsión para entrepiso

Eje	$\Delta V$ (kg/col)	$\Delta V \cdot \text{No. col/eje}$ (kg)	Fuerza por marco (kg)	Incremento	Fuerza incrementada a "E" (kg)
A	99,91	1 099,05	1 2804,96	8,58%	1 3904,01
B	24,20	266,23	1 2804,96	2,08%	1 3071,19
C	75,92	835,09	1 2804,96	6,52%	1 3640,05
1	387,87	1 163,60	3 492,46	33,32%	4 656,06
2	310,29	930,88	3 492,46	26,65%	4 423,34
3	232,72	698,16	3 492,46	19,99%	4 190,62
4	155,15	465,44	3 492,46	13,33%	3 957,90
5	77,57	232,72	3 492,46	6,66%	3 725,18
6	0,00	0,00	3 492,46	0%	3 492,46
7	77,58	232,73	3 492,46	6,66%	3 725,19
8	155,15	465,45	3 492,46	13,33%	3 957,91
9	232,73	698,18	3 492,46	19,99%	4 190,64
10	310,30	930,91	3 492,46	26,65%	4 423,37
11	387,88	1 163,65	3 492,46	33,32%	4 656,11

Fuente: elaboración propia.

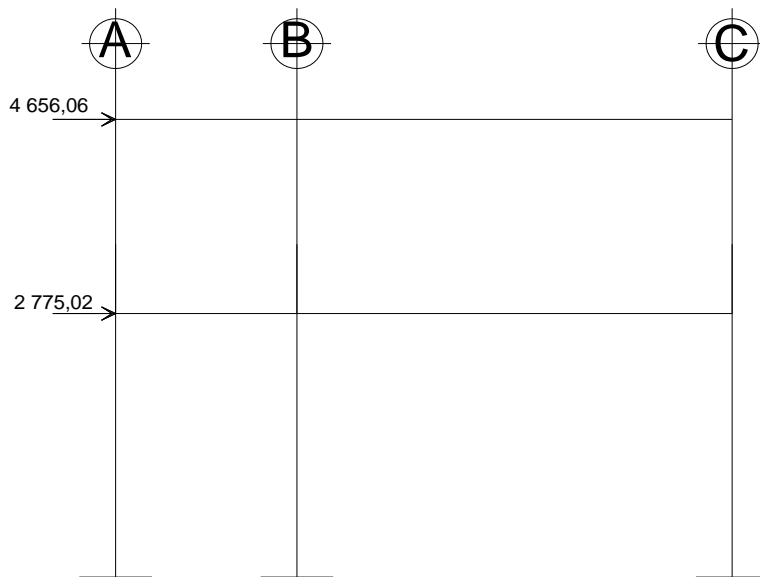
En el eje 6 no existe torsión debido a que el centro de rigidez es el mismo donde se encuentra ubicado este eje, lo que nos da un  $r = 0$  y por consiguiente ningún incremento.

Figura 11. **Fuerza de sismo E actuante en eje A**



Fuente: elaboración propia.

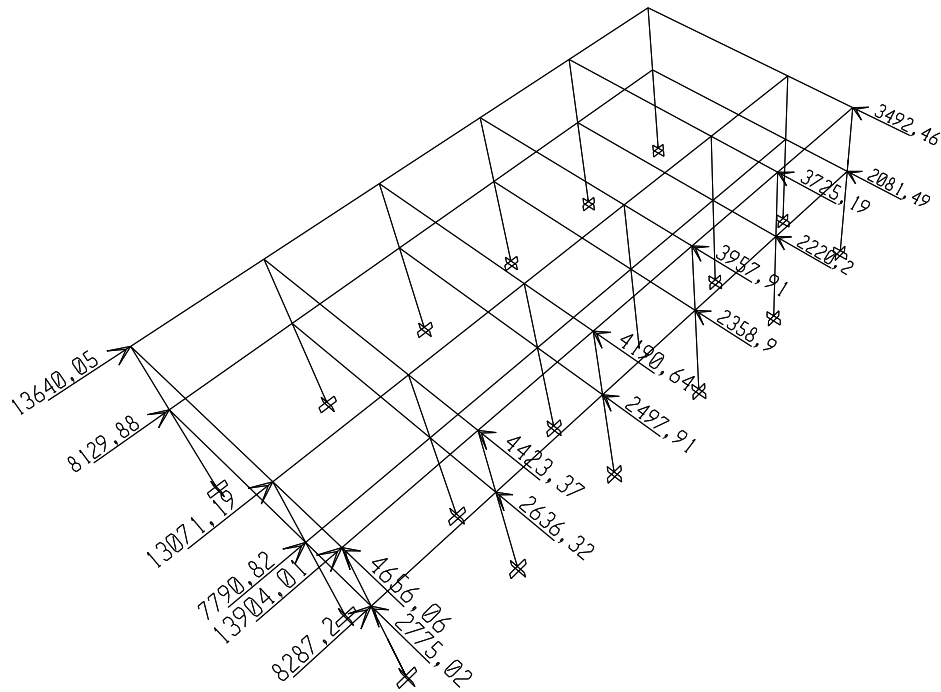
Figura 12. **Fuerza de sismo E actuante en eje 1**



Fuente: elaboración propia.



Figura 13. Fuerza de sismo E actuantes



Fuente: elaboración propia.

### 2.1.9.3. Desarrollo del análisis estructural mediante el software ETABS versión 9.7.3

El software ETABS es un programa de análisis tridimensional para el diseño de edificios estructurales, este es capaz de realizar análisis no lineales de la estructura de una manera rápida y certera.

Se desarrollará el análisis de la estructura mediante este programa, tomando como especificaciones los siguientes datos:

- Especificaciones

Concreto	$f'c = 3\ 000\ \text{PSI} = 210\ \text{kg/cm}^2$
Peso específico del concreto	$\gamma_c = 2\ 400\ \text{kg/m}^3$
Módulo de elasticidad según	
ACI 318-05 sección 8.5.1	$E = 15\ 100 * (f'c)^{1/2} = 218\ 820\ \text{kg/cm}^2$
Acero de refuerzo	$f_y = 2\ 810\ \text{kg/cm}^2 \quad f_{ys} = 2\ 810\ \text{kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	0,22

- Geometría estructural

Las dimensiones de los distintos elementos que serán ingresadas al software son las siguientes:

Losas	$t = 0,11\text{m}$
Vigas	$0,25\ \text{m} * 0,50\ \text{m}$
Columnas	$0,30\ \text{m} * 0,30\ \text{m}$

- Tabulación de cargas

Para ingresar los datos de las cargas verticales al software se procede a realizarlo en fuerza por unidad lineal (kg/m) para cada marco y a la vez separadas en tres conjuntos, carga muerta (D), carga viva (L) y sobrecarga (SC). En el caso de las horizontales (corte basal) se realiza en unidad de fuerza puntual (kg) y estas se colocan en los marcos de acuerdo a su nivel respectivo, adicionando el incremento por torsión en cada uno de ellos.

- Combinaciones de cargas

Se determinarán las diferentes combinaciones de carga a introducir en el software, para que este realice el análisis estructural. Para este caso se utilizarán las combinaciones establecidas en el ACI 318-05 apéndice C página 395 que indica lo siguiente:

La resistencia requerida  $U$ , que debe resistir la carga muerta  $D$  y la carga viva  $L$ , no debe ser menos que:

$$U = 1,4D + 1,7L \quad (C-1)$$

Para estructuras que también resisten  $W$ , carga por viento, o  $E$ , los efectos de carga por sismo,  $U$  no debe ser menos que el mayor valor obtenido de las ecuaciones (C-1), (C-2) y (C-3)

$$U = 0,75 (1,4D + 1,7L) + (1,6W \text{ ó } 1,0E) \quad (C-2)$$

y

$$U = 0,9D + (1,6W \text{ ó } 1,0E) \quad (C-3)$$

Cuando  $W$  no ha sido reducida por un factor de direccionalidad, se permite usar  $1,3W$  en vez de  $1,6W$  en las ecuaciones (C-2) y (C-3). Cuando  $E$  se basa en fuerzas sísmicas al nivel de servicio, se debe usar  $1,4E$  en lugar de  $1,0E$  en las ecuaciones (C-2) y (C-3). Según lo anteriormente expuesto se tiene que:

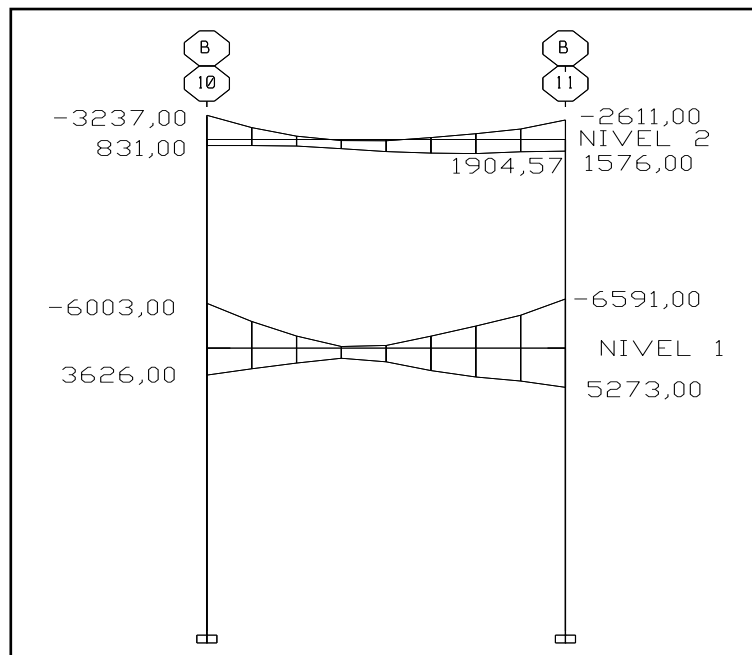
$U = 1,4D + 1,7L$	Combinación 1
$U = 0,75 (1,4D + 1,7L) \pm 1.4 E$	Combinaciones 2 y 3
$U = 0,9D \pm 1.4 E$	Combinaciones 4 y 5

Con estas combinaciones establecidas se ejecuta el análisis estructural en el software, obteniendo los resultados que se presentan en la siguiente página.

#### 2.1.9.4. Resultados del análisis estructural mediante ETABS V9.7.3

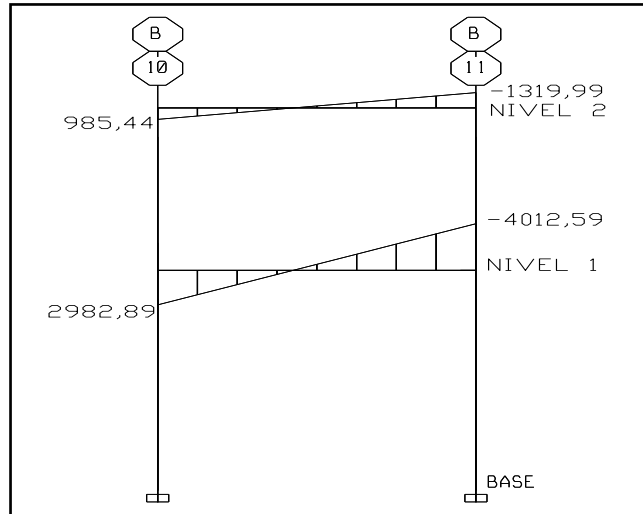
Las ilustraciones que a continuación se presentan corresponden a los resultados generados por el software ETABS para el marco B y el marco 2, para el marco B se muestran únicamente las gráficas en ciertos tramos, a manera de mostrar los resultados obtenidos por el software con algunas combinaciones de cargas.

Figura 14. **Envolvente de momentos marco B tramo 10-11**



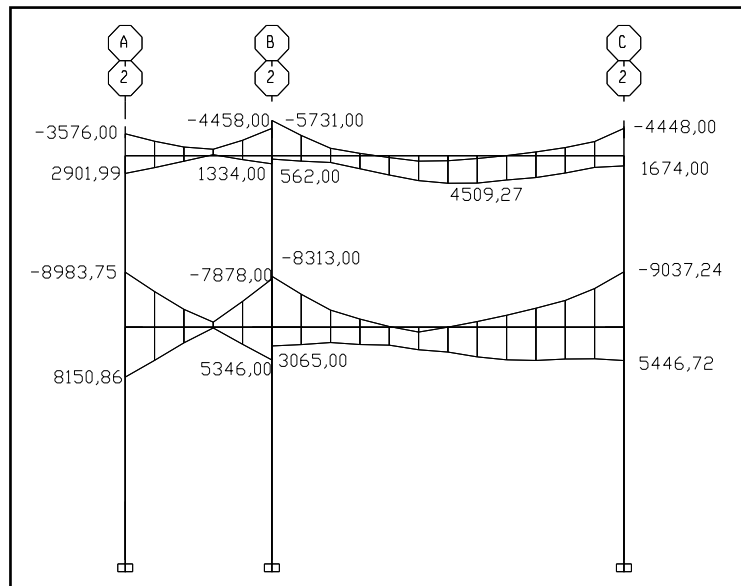
Fuente: Software ETABS ®.

Figura 15. **Diagrama de momentos para carga de sismo marco B tramo 10-11**



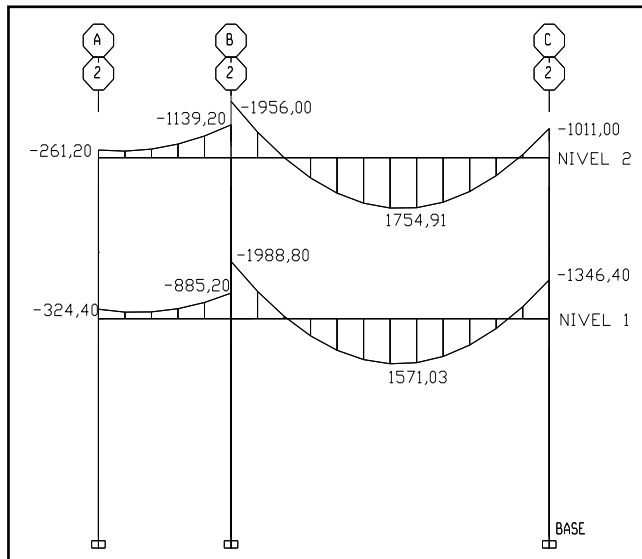
Fuente: Software ETABS ®

Figura 16. **Envolvente de momentos marco 2**



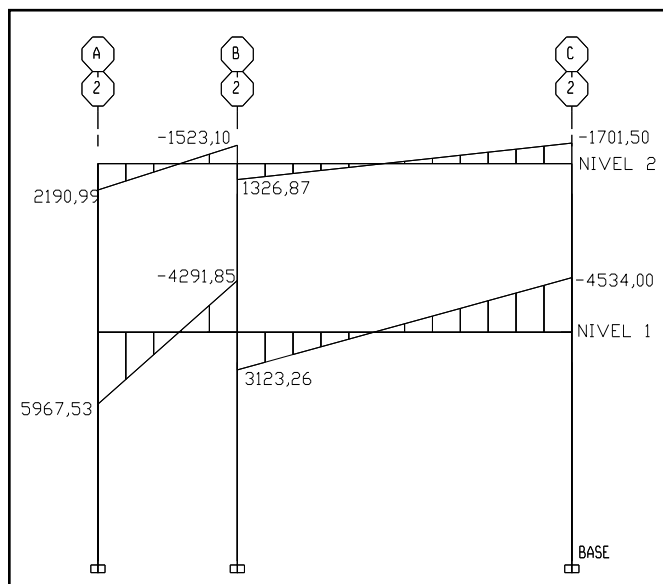
Fuente: Software ETABS ®.

Figura 17. Diagrama de momentos marco 2 para carga muerta



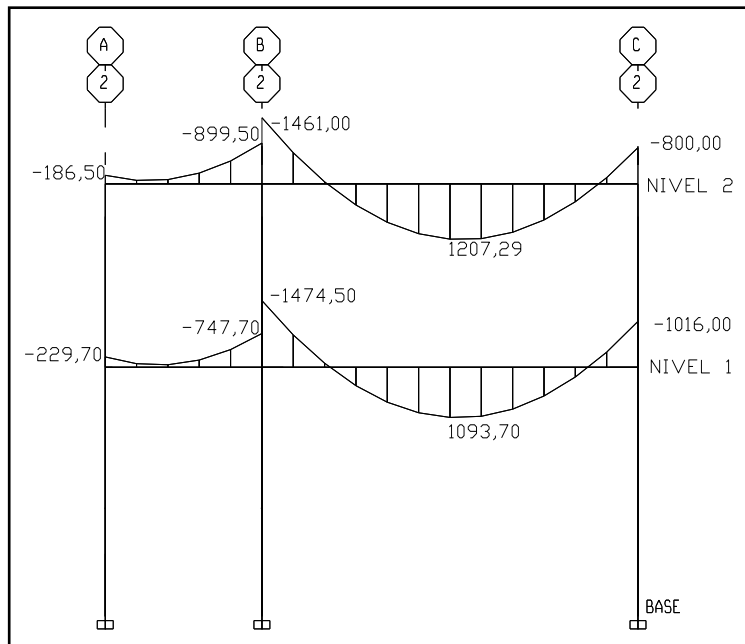
Fuente: Software ETABS ®.

Figura 18. Diagrama de momentos marco 2 para carga de sismo



Fuente: Software ETABS ®.

Figura 19. **Diagrama de momentos marco 2 para carga viva**



Fuente: Software ETABS ®

#### 2.1.9.5. **Comparación de resultados, ETABS versus Método Analítico Kani**

Con el propósito de corroborar los resultados arrojados por el software ETABS Nonlinear Versión 9.7.3 se realizó el análisis estructural de todo el marco B mediante el método iterativo de Kani.

Este método se encuentra basado en los métodos de las aproximaciones sucesivas y en la distribución de momentos para expresar el efecto de las rotaciones y desplazamientos nodales. El método iterativo de análisis de estructuras desarrollado por G. Kani, viene a ser extremadamente satisfactorio

para el análisis de cualquier estructura convencional para edificios de varios pisos bajo cualquier condición de cargas dada.

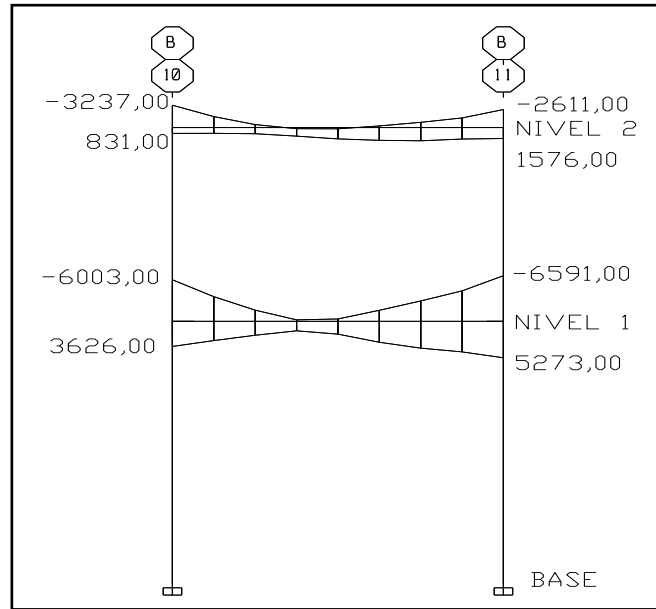
Es erróneo suponer que un método de aproximaciones sucesivas sea un método aproximado. Esencialmente, un método aproximado, es aquel que proporciona como su nombre lo indica, valores aproximados, mientras que los métodos de aproximaciones sucesivas arrojan resultados con la precisión deseada por el calculista.

Los momentos mostrados corresponden al centro de los nudos. En la siguiente comparación de envolventes se observa que la mayoría de valores se mantienen parecidos, sin embargo en algunos valores se marca diferencia, esto se puede justificar debido a que los métodos comparados no son exactamente iguales, ya que el software ETABS considera la estructura como un todo tridimensional en tanto el método iterativo de Kani no lo considera de esta manera.

A manera de comparación se tomará el momento negativo del eje B-10 del nivel superior que se muestran en los diagramas de las siguientes figuras, el software ETABS da un resultado de (-3 227,00 kg-m), en tanto el método iterativo de Kani (-3 248,54 kg-m) existiendo una diferencia entre ambos de (21,54 kg-m), representando esto una diferencia menor al 1 por ciento para este caso.



Figura 20. **Envolvente de momentos software ETABS, eje B tramo 10-11**



Fuente: elaboración propia.

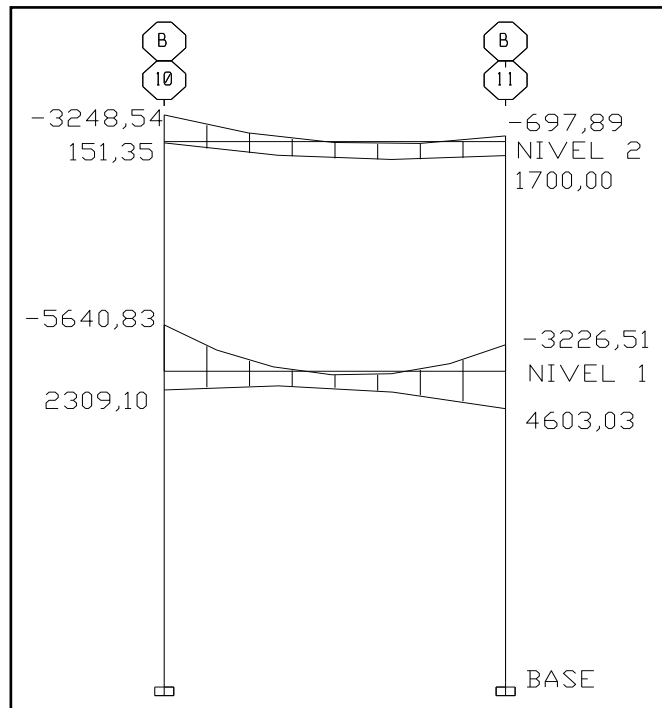
Figura 21. **Envolvente de momentos, método Kani, eje B tramo 10-11**

Vigas	Cargas				M1	M2	M3	M4	M5
	Muerta	Viva	SC	Sismo					
Mac-af=	-1 028,73	-721,89	-215,24	2 438,75	-2 968,76	1 187,68	-5 640,83	2 294,69	-4 533,82
Maf-ac=	411,83	289,00	86,17	2 624,79	1 188,49	4 566,08	-2 783,34	4 122,91	-3 226,51
Mad-ag=	-1 049,66	-736,58	-219,62	697,61	-3 029,18	-1 295,22	-3 248,54	-165,69	-2 119,01
Mag-ad=	305,63	214,47	63,95	736,08	882,00	1 692,01	-369,01	1 363,12	-697,89

Combinaciones

U= 1,4D + 1,7L                      M1  
 U=0,75 (1,4D + 1,7L) ± 1,4 E    M2 y M3  
 U= 0,9D ± 1,4 E                    M4 y M5

Continuación de la figura 21



Fuente: elaboración propia.

### 2.1.10. Diseño estructural

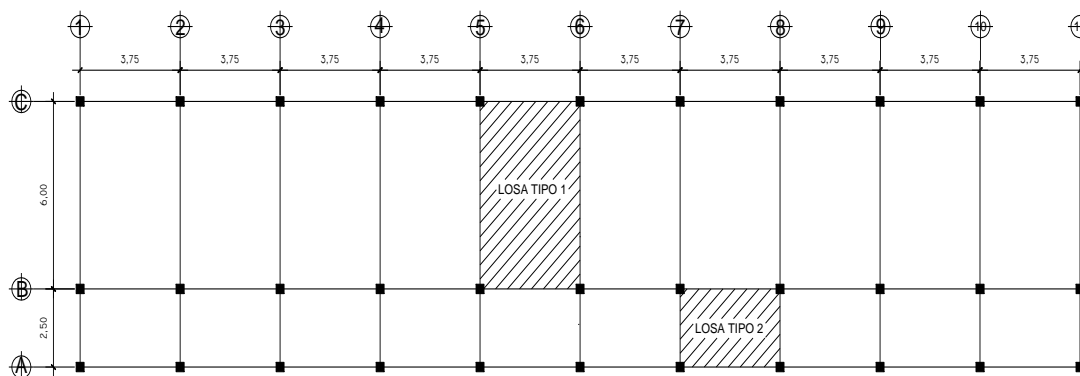
Se realizará el diseño estructural de los distintos elementos que conforman la estructura mediante los distintos métodos establecidos por los diferentes códigos estructurales.

### 2.1.10.1. Losas

Para diseñar las losas se utilizara el método 3 publicado en el Código ACI 318-63, se utilizara este método con las tablas (13.4, 13.5, 13.6, 13.7) de coeficientes para momentos en losas, publicadas en el Código ACI 318-99.

En este caso para ambos niveles las losas son iguales y anteriormente se estableció que el espesor de la losa es  $t = 0,11$  m se diseña con la losa tipo 1 debido a que es la más crítica.

Figura 22. Tipos de losa



Fuente: elaboración propia.

Datos:

$$C_v = \text{Losa tipo 1} = 200 \text{ kg/m}^2; \text{Losa tipo 2} = 400 \text{ kg/m}^2$$

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

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

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$SC = 90 \text{ kg/m}^2$$

Carga última

$$C_u = 1,4 C_m + 1,7 C_v$$

Donde:

$C_u$  = carga última (kg/m)

$C_m$  = carga muerta (kg/m)

$C_v$  = carga viva (kg/m)

y

$$C_m = \gamma_c * t + SC$$

Donde:

$\gamma_c$  = peso específico del concreto = 2400 (kg/m<sup>3</sup>)

$t$  = espesor de la losa = 11 cm

$SC$  = sobrecarga = (90 kg/m<sup>2</sup>)

Los valores son:

$$C_m = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,11 \text{ m} + 90 \text{ kg/m}^2 = 354 \text{ kg/m}^2$$

Carga última ( $C_u$ ) en losa tipo 1

$$C_u = 1,4 * 354 \text{ kg/m}^2 + 1,7 * 200 \text{ kg/m}^2 = 835,60 \text{ kg/m}^2$$

Carga última ( $C_u$ ) en losa tipo 2

$$C_u = 1,4 * 354 \text{ kg/m}^2 + 1,7 * 400 \text{ kg/m}^2 = 1175,60 \text{ kg/m}^2$$

### Cálculo de momentos

$$M_A^- = Ccm_A * Cu * A^2$$

$$M_B^- = Ccm_B * Cu * B^2$$

$$M_A^+ = Ccm_A * Cmu * A^2 + Ccv_A * Ccu * A^2$$

$$M_B^+ = Ccm_B * Cmu * B^2 + Ccv_B * Cvu * B^2$$

Donde:

A,B = lado corto y largo de la losa respectivamente

$M_A^-$  = momento negativo lado menor

$M_B^-$  = momento negativo lado mayor

$M_A^+$  = momento positivo lado menor

$M_B^+$  = momento positivo lado mayor

$Ccm_A$  = coeficiente de carga muerta en A

$Ccm_B$  = coeficiente de carga muerta en B

$Ccv_A$  = coeficiente de carga viva en A

$Ccv_B$  = coeficiente de carga viva en B

A y B = lado corto y largo en la losa respectivamente

Se determinan los coeficientes a partir de las tablas del Código ACI 318-99 de acuerdo a los casos de losas que se tienen en la edificación.

- Losa tipo 1

#### Caso 4

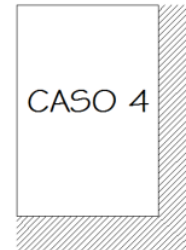
$$\text{relación } m = A/B \rightarrow 3,75 / 6,0 = 0,625 \rightarrow 0,60$$

$$M_A^- = 0,089 (835,60)(3,75)^2 = 1\,045,81 \text{ kg-m}$$

$$M_B^- = 0,011 (835,60)(6,0)^2 = 330,90 \text{ kg-m}$$

$$M_A^+ = 0,053(1,4*354)(3,75)^2 + 0,067(200*1,7)(3,75)^2 = 689,72 \text{ kg-m}$$

$$M_B^+ = 0,007(1,4*354)(6,0)^2 + 0,009(200*1,7)(6,0)^2 = 235,05 \text{ kg-m}$$



En los lados donde no existe continuidad se debe colocar 1/3 de su respectivo momento positivo.

$$M_{A \text{ Lado no continuo}}^- = 689,72 / 3 = 229,91 \text{ kg-m}$$

$$M_{B \text{ Lado no continuo}}^- = 235,05 / 3 = 78,35 \text{ kg-m}$$

#### Caso 9

$$\text{relación } m = A/B \rightarrow 3,75 / 6,0 = 0,625 \rightarrow 0,60$$

$$M_A^- = 0,085 (835,60)(3,75)^2 = 998,80 \text{ kg-m}$$

$$M_B^- = 0,006 (835,60)(6,0)^2 = 180,50 \text{ kg-m}$$

$$M_A^+ = 0,036 (1,4*354)(3,75)^2 + 0,059 (1,7*200)(3,75)^2 = 533 \text{ kg-m}$$

$$M_B^+ = 0,004 (1,4*354)(6,0)^2 + 0,007 (340,0)(6,0)^2 = 157,05 \text{ kg-m}$$



En los lados donde no existe continuidad se debe colocar 1/3 de su respectivo momento positivo.

$$M_{B \text{ Lado no continuo}}^- = 157,05 / 3 = 53,35 \text{ kg-m}$$

- Losa tipo 2

#### Caso 4

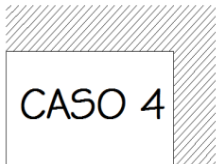
$$\text{relación } m = A/B \rightarrow 2,5 / 3,75 = 0,66 \rightarrow 0,65$$

$$M_A^- = 0,085 (1 \ 175,60)(2,5)^2 = 624,54 \text{ kg-m}$$

$$M_B^- = 0,015 (1 \ 175,60)(3,75)^2 = 248 \text{ kg-m}$$

$$M_A^+ = 0,050 (1,4*354)(2,5)^2 + 0,062 (1,7*400)(2,5)^2 = 418,38 \text{ kg-m}$$

$$M_B^+ = 0,009 (1,4*354)(3,75)^2 + 0,011 (1,7*400)(3,75)^2 = 167,91 \text{ kg-m}$$



En los lados donde no existe continuidad se debe colocar 1/3 de su respectivo momento positivo.

$$M_{A \text{ Lado no continuo}}^- = 418,38 / 3 = 139,46 \text{ kg-m}$$

$$M_{B \text{ Lado no continuo}}^- = 167,91 / 3 = 55,97 \text{ kg-m}$$

#### Caso 8

$$\text{relación } m = A/B \rightarrow 2,5 / 3,75 = 0,66 \rightarrow 0,65$$

$$M_A^- = 0,074 (1 \ 175,60)(2,5)^2 = 543,72 \text{ kg-m}$$

$$M_B^- = 0,024 (1 \ 175,60)(3,75)^2 = 396,77 \text{ kg-m}$$

$$M_A^+ = 0,044 (1,4*354)(2,5)^2 + 0,059 (1,7*400)(2,5)^2 = 387,04 \text{ kg-m}$$

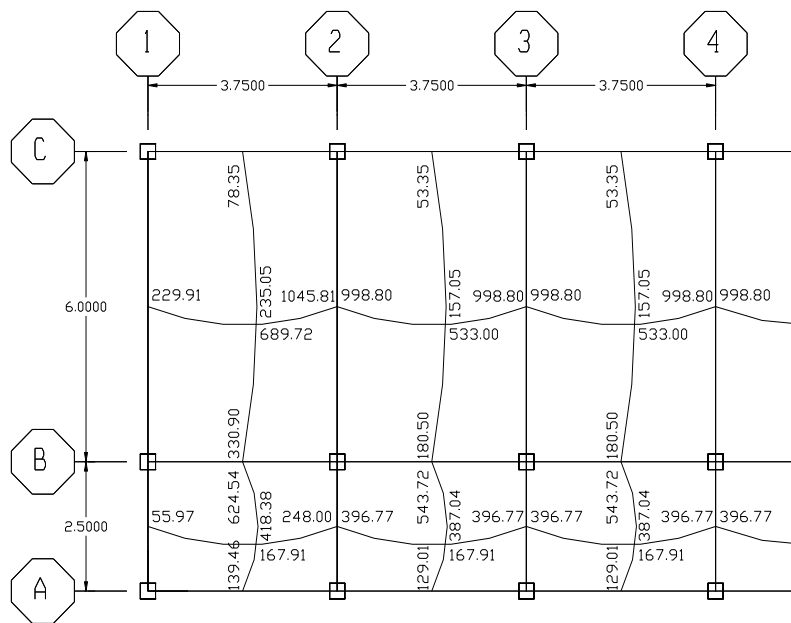
$$M_B^+ = 0,009 (1,4*354)(3,75)^2 + 0,011 (1,7*400)(3,75)^2 = 167,91 \text{ kg-m}$$



En los lados donde no existe continuidad se debe colocar 1/3 de su respectivo momento positivo.

$$M_{A \text{ Lado no continuo}}^- = 387,04 / 3 = 129,01 \text{ kg-m}$$

Figura 23. **Momentos actuantes en losas**



Fuente: elaboración propia.

En la figura anterior se establecieron los momentos que actúan en cada losa, sin embargo es notable que en las uniones de los momentos existe una diferencia, se procede a realizar un balance de momentos para dejarlos uniformados y primordialmente para que la losa sea uniforme, se tiene que:

Si:  $0,8 M_2 > M_1 \rightarrow$  Balancear por rigideces

Si:  $0,8 M_2 < M_1 \rightarrow M_b = \frac{M_1 + M_2}{2}$



Donde:

M1 = Momento menor

M2 = Momento mayor

para eje 2 y 10, tramo B-C:

M1 = 998,8 kg-m

M2 = 1 045,81 kg-m

$0,8 M_2 = 0,80(1\ 045,81) = 836,65 \text{ kg-m} < M_1$

$$M_b = \frac{(998,8 + 1\ 045,81)}{2} = 1\ 022,31 \text{ kg-m}$$

para eje 2 y 10, tramo A-B:

M1 = 248 kg-m

M2 = 543,72 kg-m

$0,8 M_2 = 0,80(543,72) = 334,10 \text{ kg-m} > M_1$

Balanceo por rigidez:

$$K_n = \frac{1}{L_n}$$

$$D_n = \frac{K_1}{K_1 + K_2}$$

Donde:

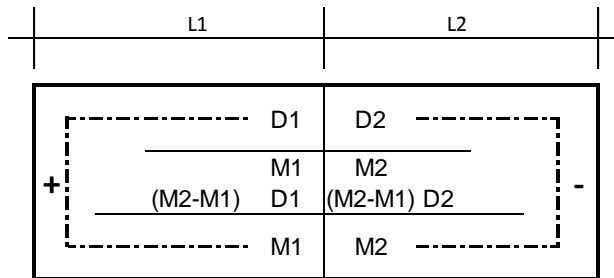
$K_n$  = rigidez del elemento n

$L_n$  = longitud de la losa considerada

$D_n$  = factor de distribución

$K_{1,2}$  = rigidez 1, 2

Figura 24. **Balanceo por rigideces**



Fuente: elaboración propia.

$$M_1 = 248 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 543,72 \text{ kg-m}$$

$$K_1 = K_2 = \frac{1}{3,75} = 0,27$$

$$D_1 = D_2 = \frac{0,27}{0,27 + 0,27} = 0,50$$

0,50	0,50
248 kg-m	543,72 kg-m
$(543,72 - 248) * 0,50$	$(543,72 - 248) * 0,50$
147,86 kg-m	147,86 kg-m
$M_b = 395,86 \text{ kg-m}$	$M_b = 395,86 \text{ kg-m}$

para eje B, tramo 1-2 y 10-11

$$M_1 = 330,90 \text{ kg-m}$$

$$M = 418,38 \text{ kg-m}$$

$$0,8 M_2 = 0,80(418,38) = 334,70 \text{ kg-m} > M_1$$

Balanceo por rigidez:

$$K_1 = \frac{1}{6} = 0,17$$

$$K_2 = \frac{1}{2,5} = 0,40$$

$$D_1 = \frac{0,17}{0,17+0,40} = 0,30$$

$$D_2 = \frac{0,40}{0,17+0,40} = 0,70$$

0,30	0,70
330,90 kg-m	418,38 kg-m
$(418,38 - 330,90) * 0,30$	$(418,38 - 330,90) * 0,70$
26,24 kg-m	61,24 kg-m
$M_b = 357,14$ kg-m	$M_b = 357,14$ kg-m

para eje B, tramo 2-3 e 9-10:

$$M_1 = 180,50 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 543,72 \text{ kg-m}$$

$$0,8 M_2 = 0,80(543,72 \text{ kg-m}) = 434,98 \text{ kg-m} > M_1$$

Balaneo por rigideces

$$K_1 = \frac{1}{6} = 0,17$$

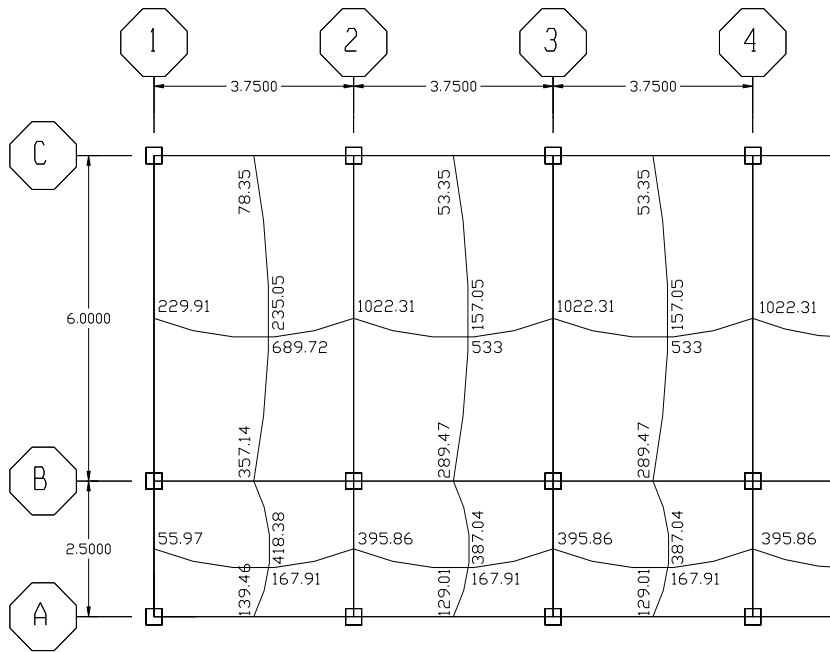
$$K_2 = \frac{1}{2,5} = 0,40$$

$$D_1 = \frac{0,17}{0,17+0,40} = 0,30$$

$$D_2 = \frac{0,40}{0,17+0,40} = 0,70$$

0,30	0,70
180,50 kg-m	543,72 kg-m
$(543,72 - 180,50) * 0,30$	$(543,72 - 180,50) * 0,70$
108,97 kg-m	254,25 kg-m
$M_b = 289,47$ kg-m	$M_b = 289,47$ kg-m

Figura 25. Momentos balanceados en losas



Fuente: elaboración propia.

Se tienen los momentos balanceados para las losas de la edificación, con ello es posible iniciar el cálculo del acero de refuerzo requerido para las mismas, el diseño de las losas es igual al de vigas, se determina mediante un ancho unitario de 1,00 metro y además sabiendo que el código ACI 318-05 en la sección 7.7.2 inciso (b) indica que el recubrimiento mínimo en losas es de 25 milímetros o sea un recubrimiento de una pulgada, se tiene lo siguiente:

Cálculo del peralte (d) asumiendo una barra de acero núm. 3

$$d = t - \text{rec} - \frac{\phi}{2}$$

Donde:

d = peralte del elemento

t = espesor del elemento

rec = recubrimiento

$\emptyset$  = diámetro de la varilla de acero

d =  $t - \text{rec} - \frac{\emptyset}{2} \rightarrow 0,11 - 0,0254 - 0,0095/2 = 0,0799 \text{ m} \rightarrow (8,00 \text{ cm})$

Según el Código ACI 318S-05 sección 13.3.1 establece que: el área de refuerzo en cada dirección para sistemas de losas en dos direcciones debe determinarse a partir de los momentos en las secciones críticas, pero no debe ser menor que la requerida en 7.12; la sección 7.12 indica que: en losas estructurales donde el refuerzo a flexión se extiende en una sola dirección, se debe colocar refuerzo normal al refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura.

Por aparte en la sección 13.3.2 del mismo código indica que: el espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no debe exceder de 2 veces el espesor de la losa

El ACI 318-05 sección 10.5.1 da las ecuaciones siguientes para determinar el área de acero mínimo.

$$A_s = \frac{0,80 * \sqrt{f'_c}}{f_y} b * d$$

(Ecuación 10-3 ACI 318-05)

$$A_s > 14 * b * d / f_y$$

Se tiene que

$$A_s = \frac{0,80 \cdot \sqrt{210}}{2,800} 100 \cdot 8,00 = 3,31 \text{ cm}^2$$

$$A_s > 14 \cdot 100 \cdot 8,00 / 2800 = 4,00 \text{ cm}^2$$

Determinando el espaciamiento máximo (s)

$$s = 2 \text{ (t)}$$

$$s = 2 \text{ (11 cm)} \rightarrow 22 \text{ cm (espaciamiento máximo)}$$

Mediante una regla de tres se determina el espaciamiento (s) para el área de acero mínimo ( $4,00 \text{ cm}^2$ ), se propone barras de refuerzo núm. 3 que cuentan con un área de  $0,71 \text{ cm}^2$ , obteniendo lo siguiente:

$$4,00 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 100 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad s$$

$$s = 17,75 \text{ cm} \quad \text{utilizar } s = 17 \text{ cm}$$

Con la siguiente fórmula se calcula el refuerzo de acero necesario para resistir los momentos que actúan sobre las losas, se calcula para el momento que actúa en el eje 2 tramo B-C donde  $M=1022,31 \text{ kg-m}$ , teniendo presente que anteriormente se estableció que  $s = 17$  y  $A_s = 4,00 \text{ cm}^2$ .

$$A_s = \left[ b \cdot d - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{M \cdot b}{0,003825 f_c}} \right] \left( \frac{0,85 f_c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left[ 100 \cdot 8,00 - \sqrt{(100 \cdot 8,00)^2 - \frac{1\,022,31 \cdot 100}{0,003825 \cdot 210}} \right] \left( \frac{0,85 \cdot 210}{2\,800} \right) = 5,35 \text{ cm}^2$$

$$5,35 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 100 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad s$$

$$s = 13,27 \text{ cm} \rightarrow s = 13 \text{ cm}$$

Para los distintos momentos se realiza de la misma manera el cálculo anterior, resumiendo los resultados en la siguiente tabla:

Tabla VII. **Espaciamiento de acero en losa tipo 1**

Ejes	Momento actuante (kg-m)	Área de acero (cm <sup>2</sup> )	Área de barra (cm <sup>2</sup> )	Espaciamiento (cm)		
Ejes 2-10 tramo B-C	1 022,31	5,35	0,71	13,3	Usar	13,00
Ejes 2-10 tramo A-B	395,86	2,00	0,71	35,4	Usar	13,00
Eje B tramos 1-2, 10-11	357,14	1,80	0,71	39,4	Usar	13,00
Eje B tramo 2-10	289,47	1,46	0,71	48,7	Usar	13,00

Fuente: elaboración propia.

El Código ACI 318-05 en su referencia R10.5.3 establece: el refuerzo mínimo por la ecuación (10-3) debe proporcionarse dondequiera que se necesite refuerzo, excepto cuando dicho refuerzo sea 1/3 mayor que el

requerido por el análisis. Esta excepción proporciona suficiente refuerzo adicional en elementos grandes en los cuales la cantidad requeridas por la ecuación (10-3) es excesiva.

La tabla anterior fue realizada utilizando los momentos balanceados actuantes en las losas.

Anteriormente se asumió que el diámetro de la barra de acero sería núm.3, con el objetivo de unificar y que la elaboración de la losa sea lo más práctica posible se concluye que las barras en dirección (X,Y) estarán a cada 13 centímetros en ambos sentidos respectivamente, todas núm.3.

Se muestran los detalles del armado de la losa en la planta de losa anexada en el apéndice.

### **2.1.10.2. Vigas**

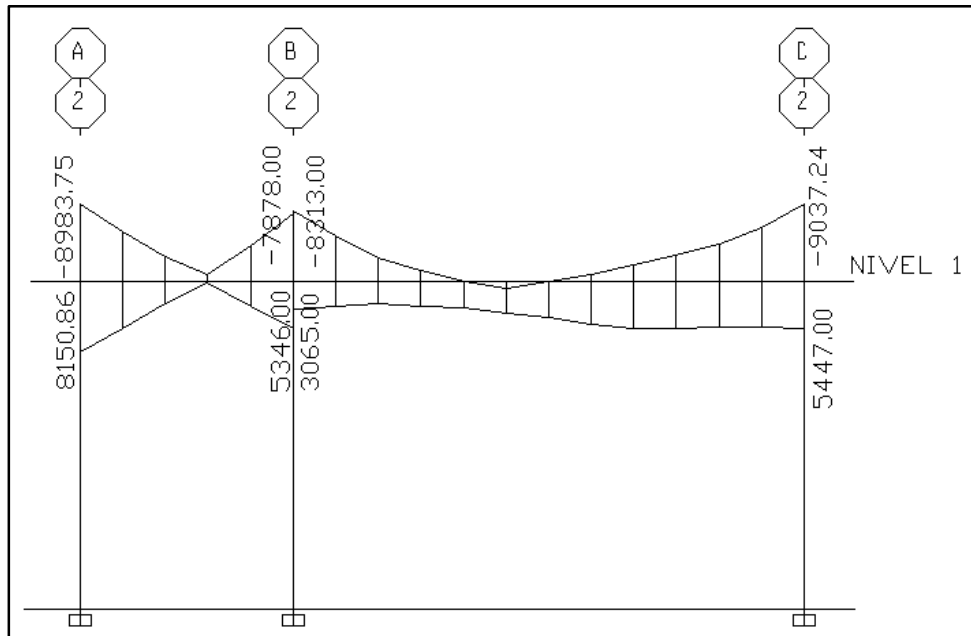
Estos elementos estructurales son los encargados de transmitir las diferentes cargas que actúan sobre la losa hacia las columnas, estas trabajan principalmente sometidas a flexión en marcos dúctiles.

#### **2.1.10.2.1. Flexión**

Para realizar el diseño de las vigas a flexión se utilizarán los momentos máximos obtenidos en la envolvente de momentos, las dimensiones de la viga serán las propuestas en el predimensionamiento y los materiales a utilizar serán los ya establecidos. En este caso para ejemplificar el diseño de vigas se tomará el marco del nivel 1 en el eje 2, siendo el siguiente:



Figura 26. **Envolvente de momentos marco 2 nivel 1**



Fuente: ETABS®.

Datos para el diseño del refuerzo a flexión del tramo B-C (acero longitudinal):

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

$$d = 45,59 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

Momentos de inversión

$$5\ 447,00 \text{ kg-m}$$

$$3\ 065,00 \text{ kg-m}$$

Momento positivo

$$5\ 434,00 \text{ kg-m}$$

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

$$h = 50 \text{ cm}$$

Momentos negativos

$$9\ 037,24 \text{ kg-m}$$

$$8\ 313,00 \text{ kg-m}$$

Determinando el área mínima y máxima permitida, mediante las fórmulas siguientes:

Mínima:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * b * d$$

$$\rho_{\min} = \frac{14,1}{f_y}$$

Donde:

$\rho_{\min}$  = cuantía mínima de acero

b = base

d = peralte

$f_y$  = fluencia del acero

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2810} (25)(45,55) = 5,72 \text{ cm}^2$$

Máxima:

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} * b * d$$

$$\rho_{\max} = \phi * \rho_{\text{bal}}$$

Donde:

$\rho_{\max}$  = cuantía máxima de acero

b = base

d = peralte

$\phi$  = coeficiente = 0,5 para zona sísmica; 0,75 para zona no sísmica

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{0,85 * \beta_1 * f_c}{f_y} \left[ \frac{6090}{6090 + f_y} \right]$$

Donde:

$$\beta_1 = 0,85 \text{ sí } f'_c < 280\text{kg/cm}^2$$

Entonces:

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 (0,85) (210)}{2\ 810} \left[ \frac{6090}{6090 + 2\ 810} \right] = 0,0369$$

$$\rho_{max} = 0,5 * 0,0369 = 0,0185$$

$$A_{s_{max}} = 0,0185 * 25 * 45,55 = 21,05\text{cm}^2$$

Por aparte el Código de diseño ACI 318-05 en el capítulo 21 numeral 21.3.2.1 establece que la cuantía de refuerzo,  $\rho$ , no debe de exceder 0,025. Y al menos dos barras deben de disponerse en forma continua tanto en la parte superior como inferior.

Esto para garantizar que el acero no sea colocado de manera congestionada. El requisito de al menos dos barras arriba y abajo, se refiere en este caso más a la construcción que a los requisitos de comportamiento.

Con los límites de refuerzo establecidos se procede a determinar el área de acero requerido por los momentos actuantes por medio de la siguiente fórmula:

$$A_s = \left( b d - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M * b}{0,003825 f'_c}} \right) \left( \frac{0,85 f'_c}{f_y} \right)$$

Así para el momento negativo de 9 037,24 kilogramo-metro se obtiene:

$$A_s = \left( 25 * 45,55 - \sqrt{(25 * 45,55)^2 - \frac{9\ 037,24 * 25}{0,003825 * 210}} \right) \left( \frac{0,85 * 210}{2\ 810} \right) = 8,25 \text{ cm}^2$$

El área de acero determinada se encuentra dentro de los rangos establecidos anteriormente, tanto para el área de acero mínima como máxima. Esta área puede ser cubierta mediante 2 barras de acero núm. 5 + 2 barras de acero núm. 6 (9,66 cm<sup>2</sup>).

En la siguiente tabla se resumen los resultados del cálculo del área de acero para los momentos faltantes:

Tabla VIII. **Área de acero requerido para momentos actuantes en viga, tramo B-C eje 2**

Sección	M (kg-m)	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	As Requerido (cm <sup>2</sup> )	As (Según Etabs)	As <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo final	
						Ref.	As (cm <sup>2</sup> )
Eje B (-)	8 313	5,72	7,62	9,98	21,05	4#6	11,36
Eje B (+)	3 065		2,71	4,97		2#5 + 2#4	6,56
B-C (+)	5 434		4,88	6,51		2#5 + 2#4	6,56
Eje C (-)	9 037		8,32	10,85		4#6	11,36
Eje C (+)	5 447		4,89	6,52		2#5 + 2#4	6,56

Fuente: elaboración propia.

Es importante mencionar que el refuerzo longitudinal se determinó utilizando el Código de diseño ACI 318-05.

Las áreas de acero requeridas calculadas mediante las ecuaciones del ACI 318-05 son aproximadamente igual a las áreas proporcionadas por el software ETABS, la poca diferencia que existe es debido a que ETABS su análisis lo realiza en base a los Códigos ACI 318-08/IBC 2009, por ello la pequeña variación, sin embargo el refuerzo final es un poco más holgado a ambos datos, esto con el propósito de que el área de acero sea más conservadora.

Dentro de los puntos importantes del ACI 318-05 cabe mencionar el numeral 21.3.2.2 que establece: la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

En la sección 10.5.3 se hace uso del comentario que dice: el refuerzo mínimo requerido por la ecuación (10-3) debe proporcionarse dondequiera que se necesite refuerzo, excepto cuando dicho refuerzo sea  $1/3$  mayor que el requerido por el análisis. Esta excepción proporciona suficiente refuerzo adicional en elementos grandes en los cuales la cantidad requerida por 10.5.1 o 10.5.2 es excesiva.

#### **2.1.10.2.2. Corte**

En las vigas se usan estribos verticales para el refuerzo por cortante, el diámetro mínimo ( $d_s$ ) que permite el Código ACI 318-05 es de barras núm. 3 cuando las barras longitudinales son del núm. 10 o menores, mientras que para las barras núm. 11 y mayores, el diámetro mínimo de estribo es núm. 4.

El radio interior mínimo del estribo de 90 grados, doblado alrededor de las barras longitudinales exteriores, es dos veces el diámetro del estribo ( $2d_s$ ). En consecuencia, cuando las barras longitudinales son del núm. 14 o menores, habrá un espacio entre las varillas y los estribos. Esto se basa en la hipótesis de que cada barra longitudinal exterior está centrada sobre el punto horizontal de tangencia del doblado en la esquina del estribo.

El Código ACI 318-05 en la sección 7.6 establece los límites del espaciamiento del refuerzo. La distancia libre entre barras paralelas no debe ser menor a 1 pulgada o menor que el diámetro nominal de la barra. Si las barras se colocan en más de una capa, las de las capas superiores deben colocarse directamente sobre las de las capas inferiores y la distancia libre entre las capas no debe ser menor a 1 pulgada.

Uno de los fines principales de estos requisitos es permitir que el concreto pase entre las barras. Con el mismo fin el Código ACI 318-05 relaciona además la separación de las varillas con los tamaños máximos del agregado. En la sección 3.3.2 del código, los tamaños máximos permisibles del agregado se limitan al menor valor de los siguientes: (a)  $1/5$  de la distancia más corta entre tablonos de la cimbra, (b)  $1/3$  de la altura de la losa, (c)  $3/4$  de la separación libre mínima entre las barras.

El Código ACI 318-05 en el capítulo 21 establece parámetros para el diseño sísmico, para el diseño a corte es conveniente mencionar algunos de la sección 21.3.3 y 21.3.4, entre los están:

Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de los elementos pertenecientes a pórticos:

- a. En una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión.
- b. En longitudes iguales a dos veces la altura del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

El primer estribo de cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 5 centímetros de la cara del apoyo. El espaciamiento de los estribos en zona de confinamiento, no debe exceder el menor de (a), (b), (c) y (d):

- a.  $d/4$ ;
- b. ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas;
- c. 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento, y
- d. 30 centímetros.

Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de  $d/2$  en toda la longitud del elemento.

Del diagrama de corte de ETABS se obtienen para el marco núm. 2, tramo B-C los siguientes datos:

$$V_{U1} = -6\,234,56 \text{ kg}$$

$$V_{U2} = 5\,817,66 \text{ kg}$$

Si  $V_r > V_u$  la viga necesita estribos solo por armado.

Si  $V_r < V_u$  se diseñan estribos por corte, por medio de las expresiones:

$$v_a = \frac{V_e}{b * d}$$

$$S = \frac{(0,75)(A_v)fy}{v_a * b}$$

$$S_{max} = \frac{d}{2}$$

Donde:

$V_a$  = corte que falta por resistir (kg)

$V_e$  = corte actuante a resistir (kg)

$A_v$  = área de la varilla de acero a utilizar (cm<sup>2</sup>)

El diámetro mínimo de barra será núm. 3 ( $A_v = 0,71$  cm<sup>2</sup>), según el código.

Obteniendo el esfuerzo a corte actuante, se tiene que:

$$V_a = \frac{6\,234,56}{25 * 45,55} = 5,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{(0,75)(2*0,71)(2\,810)}{(5,48)(25\text{cm})} = 21,84 \text{ cm}$$

$$S_{max} = \frac{45,55 \text{ cm}}{2} = 22,78 \text{ cm}$$

Anteriormente se detallaron las restricciones que el código da respecto al espaciamiento, por lo que se procede a verificar que lo anteriormente cumpla, deberá ser el menor de:

$45,55 / 4 = 11,39$	→	11,0 cm ( $S_{máx}$ )
$8 * (1,59) = 12,72$	→	12 cm
$24 (0,95) = 22,80$	→	22,0 cm
$30 = 30$	→	30,0 cm



El espaciamiento que se adoptara será el de 11 centímetros, siendo este el espaciamiento máximo en las zonas críticas,  $S_{\text{máx}}$  (11,0 cm), cumpliendo así con lo que establece el código. Debido a cuestiones prácticas se utilizara el espaciamiento de 10 centímetros.

Para zonas en donde no ocurra fluencia por flexión el código acepta que se considere la resistencia del concreto al corte, por lo que se da la siguiente expresión para determinar, ( $V_{\text{cu}}$ ) la resistencia al corte del concreto:

$$V_{\text{cu}} = (0.75)(0.53)\sqrt{f'c}$$

$$V_{\text{cu}} = (0.75)(0.53) \left( \sqrt{210} \right) = 5,76 \text{ kg/cm}^2$$

Mediante las siguientes expresiones, se procede a calcular el espaciamiento:

$$S = \frac{(0,75)(A_v)(f_y)}{(v_a - v_{\text{cu}})b}$$

Donde:

$A_v$  = área de la barra de acero a utilizar ( $\text{cm}^2$ )

$V_a$  = corte faltante por resistir (kg)

$V_{\text{cu}}$  = corte que resiste el concreto (kg)

$b$  = base del elemento estructura (cm)

$$S = \frac{(0,75)(2 * 0,71)(2810)}{(5,48 - 5,76)(25)} = -42 \text{ cm}$$

En este caso la ecuación arroja un resultado negativo, esto debido a que el corte que resiste el concreto es mayor al corte faltante por resistir.

Sin embargo, el código establece en la sección 21.3.3.4 que: cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de  $(d/2)$  en toda la longitud del elemento.

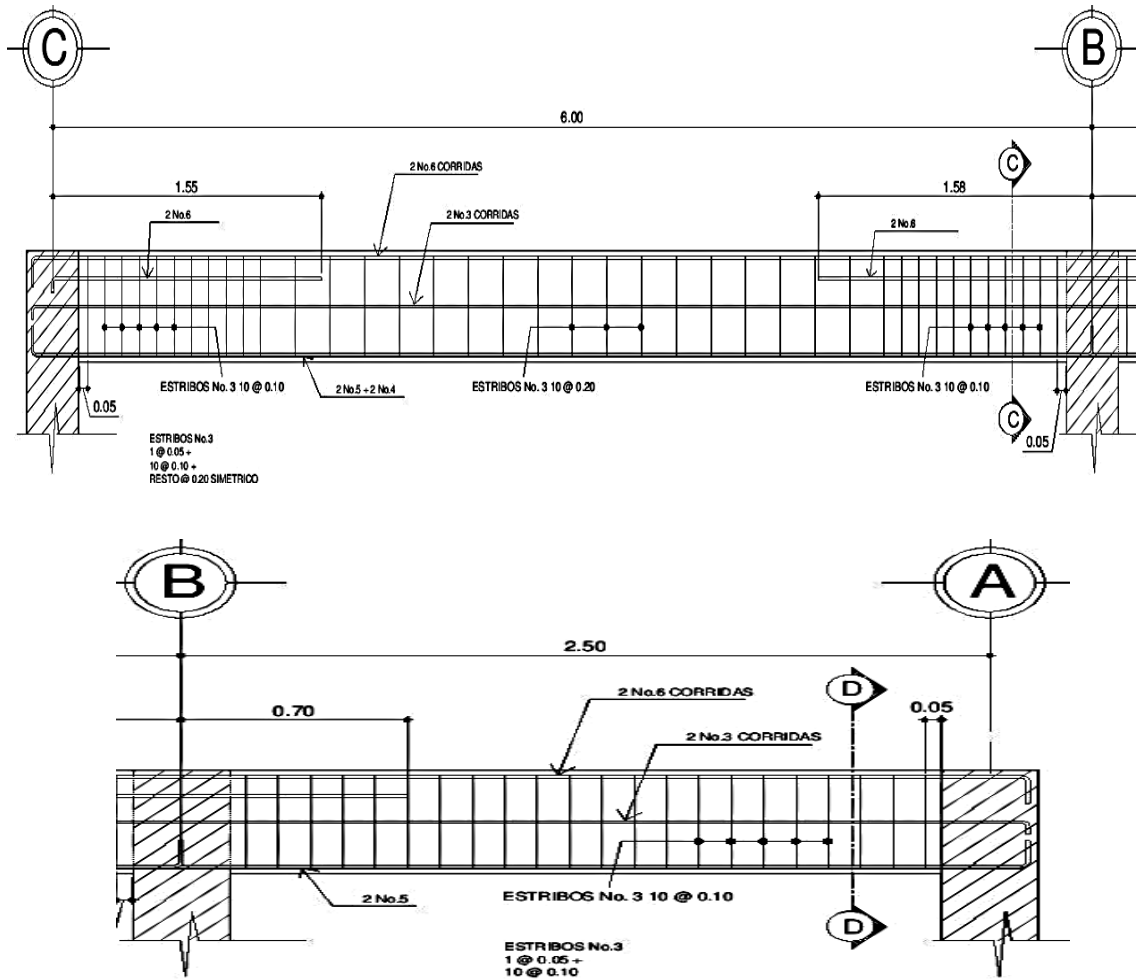
Por lo tanto esto restringe al último cálculo realizado, por lo que se colocaran estribos en donde no ocurre fluencia por flexión a  $d/2 = 45.55/2 = 22,78 = 22$  cm, por cuestiones prácticas se dejara el espaciamiento a 20 centímetros.

El Código ACI 318-05 en su capítulo 10 indica que se debe colocar acero superficial en las caras laterales de un elemento sometido a flexión para evitar rajaduras (estas antiestéticas) debido a las deformaciones a las que estará sometido este elemento.

Este acero no reemplaza de ninguna manera al acero de refuerzo a flexión y el espaciamiento es más importante que el área de acero a colocar, es por ello que la viga posee barras longitudinales número 3 en medio.

El detalle que se incluye en la siguiente página muestra el armado de la viga, para el sentido Y.

Figura 27. Armado final de viga sentido Y



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

### 2.1.10.3. Columnas

El Código ACI 318-05 especifica relativamente pocas limitaciones en las dimensiones, el refuerzo, la restricción lateral y otros aspectos de las columnas de concreto. Algunas de las limitaciones más importantes se describen a continuación:

- El porcentaje de refuerzo longitudinal no debe ser menor que 1 por ciento del área transversal total de una columna (ACI 10.9.1). Se cree que si la cantidad de acero es menor que 1 por ciento habrá una gran probabilidad de que ocurra una falla no dúctil repentina, como en el caso de una columna de concreto simple.
- El porcentaje máximo de acero no debe ser mayor que 8 por ciento del área transversal total de la columna (ACI 10.9.1). Este valor máximo se estipula para prevenir el hacinamiento de barras. En la práctica es algo difícil ajustar más de 5 por ciento o 6 por ciento de acero en las formas y lograr que penetre el concreto alrededor de las varillas.
- El número mínimo de barras longitudinales permisibles en miembros a compresión (ACI 10.9.2) es como sigue: 4 para barras con estribos rectangulares o circulares, 3 para barras dentro de estribos triangulares y 6 para rodeadas por espirales.
- Cuando se usan columnas con estribo, estos no deberán ser menores al núm. 3, siempre que las barras longitudinales sean del núm. 10 o menores.
- La separación centro a centro de los estribos no deberá ser mayor que 16 veces el diámetro de las barras longitudinales, que 48 veces el diámetro de los estribos, ni que la menor dimensión lateral de la columna. Los estribos deben colocarse de manera que cada esquina y barra longitudinal alternada tengan soporte lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo incluido no mayor que 135 grados.
- Ninguna barra debe localizarse a una distancia mayor de 6 pulgadas libres.
- Los estribos no deben colocarse a más de medio espaciamiento arriba de la parte superior de una zapata o losa.

Con estos antecedentes se procede a diseñar las columnas correspondientes al eje B del primer nivel.

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	Mx:
$f_y = 2\,819 \text{ kg/cm}^2$	5 716,20
$h = 30,00 \text{ cm}$	
$b = 30,00 \text{ cm}$	
$d = 24,00 \text{ cm}$	My:
$L = 3,30 \text{ m}$	7 469,06

### 2.1.10.3.1. Carga axial

Es la carga que actúa en el eje longitudinal de un elemento, en este caso directamente sobre el eje longitudinal de las columnas.

Mediante la siguiente expresión se determina la carga axial última  $P_u$ :

$$P_u = A_l * C_u + P_v * F_{cu}$$

Donde:

- $P_u$  = carga axial
- $A_l$  = área tributaria de losas a columnas; 11,25 m<sup>2</sup> (área aulas),  
4,69 m<sup>2</sup> (área pasillos)
- $C_u$  = carga última
- $P_v$  = carga axial que transmiten las vigas
- $F_{cu}$  = factor de carga última

$$C_u = 1,4 C_m + 1,7 C_v$$

Donde:

$C_u$  = carga última [kg/m]

$C_m$  = carga muerta [kg/m]

$C_v$  = carga viva [kg/m]

$$C_U = 1,4(0,11 \cdot 2 \cdot 400 + 90) + 1,7(200) = 835,60 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{para aulas})$$

$$C_U = 1,4(0,11 \cdot 2 \cdot 400 + 90) + 1,7(400) = 1 \, 175,60 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{para pasillos})$$

$$P_v = b (h - t) \cdot \gamma_c \cdot L$$

Donde:

$P_v$  = peso de viga

$b$  = base de la viga

$h$  = altura de la viga

$t$  = espesor de la losa

$\gamma_c$  = peso específico del concreto

$L$  = luz de la viga

Entonces:

$$P_v = 0,25 \cdot (0,50 - 0,11) \cdot 2400 \cdot 7,40 = 1 \, 731,60 \text{ kg}$$

$$F_{cu} = C_u / (C_m + C_v)$$

$$F_{cu} = \frac{835,60}{354 + 200} = 1,51$$

$$F_{cu} = \frac{1\,175,60}{354 + 400} = 1,56$$

Entonces:

$$Pu1 = 11,25 * 835,60 + 1,51 * 1\,731,6 / 2 = 10\,707,90 \text{ kg}$$

$$Pu2 = 4,69 * 1\,175,60 + 1,56 * 1\,731,6 / 2 = 6\,864,20 \text{ kg}$$

$$Pu = (Pu1 + Pu2) * 2 \text{ niveles} = 35\,144,20 \text{ kg}$$

Con lo anteriormente calculado es posible diseñar la columna, pero previamente se deben verificar los efectos de esbeltez en la misma.

- Determinación de esbeltez

Quando una columna se flexiona o deflexiona lateralmente en una cantidad, su carga axial genera un momento adicional, este momento se sobrepone a cualquier momento que exista ya en la columna. Este momento puede ser de magnitud considerable, capaz de reducir la capacidad por carga axial de la columna, y convertirla en una columna esbelta.

En la sección 10.11.5 y 10.12.2 el código establece cuando un elemento individual en compresión dentro de una estructura sin desplazamiento lateral tiene una esbeltez  $(kl_u/r) \leq 34-12(M_1 - M_2)$  se permite ignorar los efectos de esbeltez, en elementos a compresión:

$$(k * l_u/r) \leq 34-12 ( M_1 - M_2) \quad (\text{ecuación 10-7, ACI 318-05})$$

34-12 (  $M_1 - M_2$  ), no debe tomarse mayor que 40. El término  $M_1 - M_2$  es positivo si la columna esta flectada en curvatura simple y negativo si el elemento tiene curvatura doble.

Donde:

k = factor de longitud efectiva

$l_u$  = longitud efectiva

r = radio de giro

Según ACI 318 sección 10.11.2 se puede tomar el radio de giro, r, igual a 0,3 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para el caso de elementos rectangulares.

Según el comentario R10.12.1 del Código ACI 318-05, la principal ayuda de diseño para estimar el factor de longitud efectiva k son los ábacos de alineamiento de Jackson y Moreland (Fig. R10.12.1 del código) los que permiten la determinación grafica de k para una columna de sección transversal con varios vanos. O bien en lugar de usar monogramas para determinar los valores k, proporciona un método alternativo que implica usar ecuaciones relativamente simples. Estas ecuaciones fueron tomadas del *British Standard Code of Practice*.

Para los miembros a compresión no riostrados que están restringidos en ambos extremos, puede determinarse con el valor apropiado dado por las siguientes dos ecuaciones:

$$\text{si } \psi_m < 2 \quad k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m}$$

$$\text{si } \psi_m \geq 2 \quad k = 0,9 \sqrt{1 + \psi_m}$$



Donde:

$$\psi_m = \frac{\psi_A + \psi_B}{2}$$

Se procede a determinar  $\psi$  mediante:

$$\psi = \frac{\sum K_c}{\sum K_v}$$

$\psi = 0$  (en extremo empotrado)

$K$  = rigidez

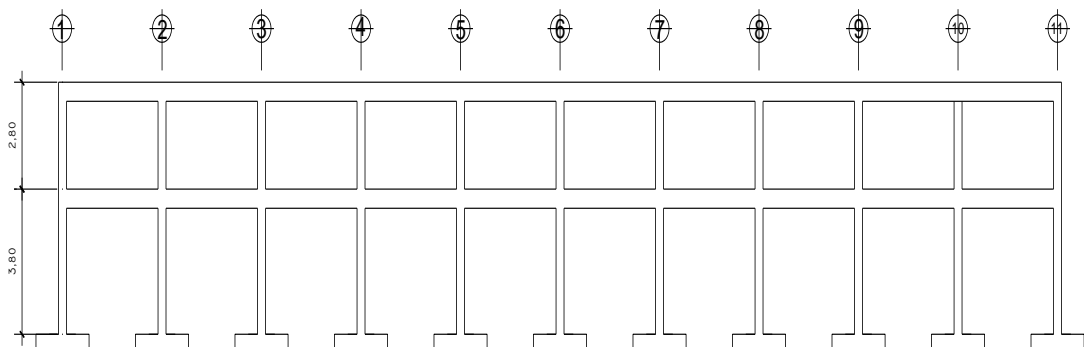
$$K_c, K_v = \frac{I_g}{L}$$

$I_g$  = inercia del elemento

En la sección 10.11.1, del Código ACI 318-05, permite el uso de las siguientes propiedades para los elementos en la estructura, para determinar los momentos de inercia: vigas ( $0,35 I_g$ ) y columnas ( $0,70 I_g$ ).

Análisis en el sentido X:

Figura 28. Configuración de marco en el sentido X



Fuente: elaboración propia.

$$I_{gCOL} = \frac{0,70(30\text{cm})(30\text{cm})^3}{12} = 47\,250,00\text{cm}^4$$

$$I_{gVIG} = \frac{0,35(25\text{cm})(50\text{cm})^3}{12} = 91\,145,83\text{cm}^4$$

$$\psi_A = \frac{\frac{47\,250,00\text{cm}^4}{280\text{cm}}}{\frac{91\,145,83\text{cm}^4}{375\text{cm}} + \frac{91\,145,83\text{cm}^4}{375\text{cm}}} = 0,3471$$

$$\psi_B = \frac{\frac{47\,250,00\text{cm}^4}{280\text{cm}} + \frac{47\,250,00\text{cm}^4}{380\text{cm}}}{\frac{91\,145,83\text{cm}^4}{375\text{cm}} + \frac{91\,145,83\text{cm}^4}{375\text{cm}}} = 0,6943$$

Debido a que se está analizando la columna del primer nivel el  $\psi_B$  calculado anteriormente pasara a ser el  $\psi_A$  para la columna del primer nivel y  $\psi_B$  será 0 debido a que la columna se encuentra empotrada en la parte inferior.

Entonces para la columna del primer nivel:  $\psi_A = 0,6943$ ,  $\psi_B = 0$

$$\psi_m = \frac{0,6943 + 0}{2} = 0,3471$$

Si  $\psi_m < 2$ , entonces:

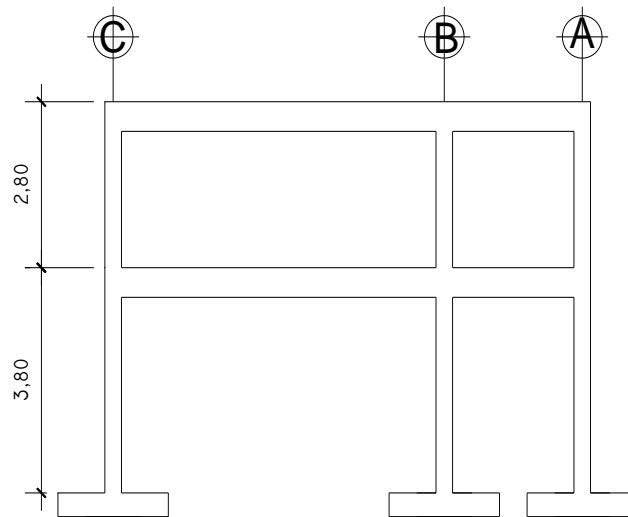
$$k = \frac{20 - 0,3471}{20} \sqrt{1 + 0,3471} = 1,14$$

Chequeando la relación de esbeltez:

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{(1,14)(380 - 50)}{(0,30)(30)} = 41,80 > 22 \therefore \text{columna esbelta} \rightarrow \text{magnificar momento}$$

Análisis en el sentido Y:

Figura 29. **Configuración de marcos en el sentido Y**



Fuente: elaboración propia

$$\psi_A = \frac{\frac{47\,250,00\text{cm}^4}{280\text{ cm}}}{\frac{91\,145,83\text{cm}^4}{600\text{ cm}} + \frac{91\,145,83\text{cm}^4}{250\text{ cm}}} = 0,3267$$

$$\psi_B = \frac{\frac{47\,250,00\text{cm}^4}{280\text{ cm}} + \frac{47\,250,00\text{cm}^4}{380\text{ cm}}}{\frac{91\,145,83\text{cm}^4}{600\text{ cm}} + \frac{91\,145,83\text{cm}^4}{250\text{ cm}}} = 0,5675$$

Debido a que se está analizando la columna del primer nivel el  $\psi_B$  calculado anteriormente pasara a ser el  $\psi_A$  para la columna del primer nivel y  $\psi_B$  será 0 debido a que la columna se encuentra empotrada en la parte inferior.

Entonces para la columna del primer nivel:  $\Psi_A = 0,5675$   $\Psi_B = 0$

$$\Psi_m = \frac{0,5675 + 0,00}{2} = 0,2838$$

Si  $\Psi_m < 2$ , entonces:

$$k = \frac{20 - 0,28}{20} \sqrt{1 + 0,28} = 1,12$$

Chequeando la relación de esbeltez:

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{(1,12)(380 - 50)}{(0,30)(30)} = 41,07 > 22 \therefore \text{columna esbelta} \rightarrow \text{magnificar momento}$$

### 2.1.10.3.2. Magnificadores de momento

La sección 10.12.3 del Código ACI 318-05 establece que: los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada ( $P_u$ ) y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, ( $M_{dx}$ ) como sigue:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75(P_c)}}$$

Donde:

$C_m$  = factor de corrección que relaciona el diagrama de momentos existentes con un diagrama de momentos equivalente, el valor de este va de 0,40 a 1,00

$$C_m = 0,6 + 0,4 (M_1/M_2)$$

$P_c$  = carga crítica de pandeo de Euler

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2}$$

$EI$  = rigidez

$$EI = \frac{0,4(E_c)(I_g)}{1+\beta_d}$$

$E_c$  = módulo de elasticidad del concreto =  $15\ 100\sqrt{f'_c}$

$\beta_d$  = factor del flujo plástico =  $CM_u/Cut$

Determinando  $EI$

$$\beta_d = \frac{1,4 (0,11m^2 \cdot 2\ 400\ kg/m^3 + 90\ kg/m^2)}{1,4 (0,11m^2 \cdot 2\ 400\ kg/m^3 + 90\ kg/m^2) + 1,7 (200\ kg/m^2 + 400\ kg/m^2) / 2}$$

$$\beta_d = 0,493$$

$$E_c = 15\ 100\sqrt{210} = 218\ 819,79\ kg/cm^2$$

$$I_g = b \cdot h^3 / 12 = 67\ 500,00\ cm^4$$

$$EI = \frac{0,4(218\,819,79 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})(67\,500\text{cm}^4)}{1 + 0,493} = 3,957\text{E}+09$$

Magnificador de momento en sentido X:

$$P_c = \frac{\pi^2(3,957\text{E}+09)}{(1,12 \cdot 330\text{cm})^2} = 285\,908,04 \text{ kg}$$

$$C_m = 0,6 + 0,4(3\,954,17 \text{ kg-m} / 5\,716,20 \text{ kg-m}) = 0,877$$

$$\delta_x = \frac{0,877}{1 - \frac{35\,144,20 \text{ kg}}{0,75(285\,908,04 \text{ kg})}} = 1,04$$

Para el sentido X se obtiene el momento magnificado.

$$M_{dx} = \delta_x M_x$$

$$M_{dx} = 1,05 * 5\,716,20 \text{ kg-m} = 6\,002,00 \text{ kg-m}$$

Realizándolo para el sentido y, se tiene:

$$P_c = \frac{\pi^2(3,957\text{E}+09)}{(1,12 \cdot 330\text{cm})^2} = 285\,908,04 \text{ kg}$$

$$C_m = 0,6 + 0,4(5\,379,88 \text{ kg-m} / 7\,469,06 \text{ kg-m}) = 0,888$$

$$\delta_y = \frac{0,888}{1 - \frac{35\,144,20 \text{ kg}}{0,75(285\,908,04 \text{ kg})}} = 1,062$$

Para el sentido Y se obtiene el momento magnificado:

$$M_{dy} = \delta_y M_y$$

$$M_{dy} = 1,062 * 7\,469,06 = 7\,932,14 \text{ kg-m}$$

### 2.1.10.3.3. Refuerzo longitudinal

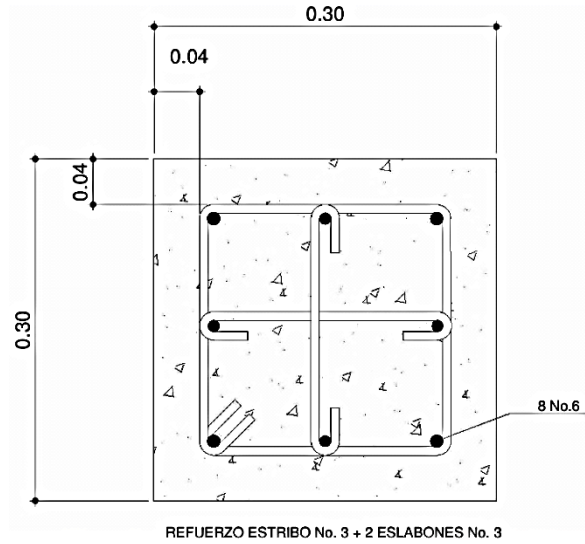
Uno de los métodos aproximados que es útil en el análisis y que puede llevarse a cabo de una manera sencilla, es el que implica el uso de la ecuación de interacción recíproca desarrollada por el profesor Boris Bresler de la Universidad de California en Berkeley. Esta ecuación, que se muestra en la sección R10.3.6 de la consideración ACI, es como sigue:

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{P'x} + \frac{1}{P'y} - \frac{1}{P'o}$$

Donde:

- P'u = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes.
- P'o = resistencia nominal a cargas axiales para excentricidad cero.
- P'x = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje x.
- P'y = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje y.

Figura 30. Sección de columna



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

Datos:

$$P_u = 35\,144,20 \text{ kg}$$

$$M_x = 6\,002,00 \text{ kg-m}$$

$$M_y = 7\,932,14 \text{ kg-m}$$

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

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

Límites de acero:

$$A_{s \text{ min}} = 0,01 (30)(30) = 9,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,06 (30)(30) = 54,00 \text{ cm}^2$$

Se propone un área de acero de:

$$8 \text{ barras núm.6} = 8 * 2,84 \text{ cm}^2 = 22,72 \text{ cm}^2$$



Este método se basa en el uso de los diagramas de interacción para diseño de columnas, se necesitan los siguientes valores para poder aplicarlo:

Valor de la gráfica:

$$\gamma_x = d_x / h_x$$

$$\gamma_y = d_y / h_y$$

Donde:

$\gamma_x, \gamma_y$  = valor de la gráfica

$d_x, d_y$  = peralte de la columna en (X,Y) respectivamente

$h_x, h_y$  = ancho del núcleo confinado de la sección en sentido (X,Y) respectivamente.

Se tiene que:

$$\gamma_x = d_x / h_x = (30 - 2 * 4) / 30 = 0,73$$

$$\gamma_y = d_y / h_y = (30 - 2 * 4) / 30 = 0,73$$

Valor de la curva:

$$q = \frac{A_s * f_y}{0,85 f_c * b * h}$$

Donde:

q = valor de la curva

$A_s$  = área de acero

- $f_y$  = fluencia del acero
- $f'_c$  = resistencia a compresión del concreto
- $b$  = base de la columna
- $h$  = altura de la columna

Se tiene que:

$$q = \frac{A_s f_y}{0,85 * f'_c * b * h} = \frac{(22,72) (2810)}{0,85 * (210) (30) (30)} = 0,40$$

Excentricidades:

$$e_x = \frac{M_{dx}}{P_u} \qquad e_y = \frac{M_{dy}}{P_u}$$

Donde:

- $e_x, e_y$  = excentricidad en el eje (X,Y) respectivamente
- $M_{dx}, M_{dy}$  = momentos sobre el eje (X,Y) respectivamente
- $P_u$  = carga axial última

Se tiene que:

$$e_x = \frac{M_{dx}}{P_u} = \frac{6002,00}{35144,20} = 0,17$$

$$e_y = \frac{M_{dy}}{P_u} = \frac{7932,14}{35144,20} = 0,22$$

Valor de las diagonales:

$$e_x/h_x \qquad e_y/h_y$$

Donde:

$e_x, e_y$  = excentricidad en el eje (X,Y) respectivamente

$h_x, h_y$  = ancho del núcleo confinado de la sección en sentido (X,Y) respectivamente

Se tiene que:

$$e_x/h_x = 0,17/0,30 = 0,56$$

$$e_y/h_y = 0,22/0,30 = 0,73$$

Con los valores obtenidos anteriormente mediante los diagramas de interacción, es posible establecer los valores de la variable K. Se tiene que:

$$K_x = 0,42$$

$$K_y = 0,32$$

De la fórmula de Bresler:

$$P'_o = 0,80 \phi [0,85 f'_c (A_g - A_s) + f_y * A_s]$$

Donde:

$\phi$  = factor de reducción para secciones controladas por compresión = 0,65

$f'_c$  = resistencia a compresión del concreto

$A_g$  = área de la sección de la columna

$A_s$  = área de acero

$f_y$  = fluencia del acero

$$P'_o = 0,80 * 0,65 [0,85 * 210(900 - 22,72) + 2810 * 22,72] = 114\,627,6 \text{ kg}$$

y

$$P'_x = K_x A_g f_y$$

$$P'_y = K_y A_g f_y$$

Donde:

$P'_x, P'_y$  = carga axial sobre el eje (X,Y) de la columna respectivamente

$K_x, K_y$  = factor de carga obtenido en el diagrama de interacciones.

$A_g$  = área de la sección de la columna

$f_y$  = fluencia del acero

$$P'_x = K_x A_g f_y = 0,42 * 900 * 210 = 79\,380 \text{ kg}$$

$$P'_y = K_y A_g f_y = 0,32 * 900 * 210 = 60\,480 \text{ kg}$$

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{79\,380} + \frac{1}{60\,480} - \frac{1}{114\,627,6} = 49\,000,10 \text{ kg}$$

Se tiene que:

$$P'_u (49\,000,10 \text{ kg}) > P_u (35\,144,20 \text{ kg})$$

Lo anterior corrobora que el armado que se propuso si se encuentra en la capacidad de soportar las fuerza que actúen en el elemento.

#### 2.1.10.3.4. Refuerzo transversal

En la sección 21.4.5.2 del Código ACI 318-05 rige que el refuerzo transversal en la longitud, debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo ( $V_c = 0$ ) cuando se produzcan los siguientes casos simultáneamente:

- El esfuerzo de cortante sísmico calculado representa la mitad o más de la resistencia máxima al cortante requerido dentro de la longitud.
- La fuerza axial de compresión mayorada, (Pu), es menor que  $(A_g * f_c / 20)$

Estableciendo si es posible considerar el aporte del concreto al corte se verifica si:

$$P_u > (A_g * f_c / 20)$$

Se tiene que:

$$35\,144,20 > (A_g * f_c / 20)$$

$$35\,144,20 > \frac{A_g f_c}{20} = \frac{(30\text{ cm})(30\text{ cm})(210\text{ kg/cm}^2)}{20} = 9\,450,00\text{ kg}$$

$$P_u > (A_g * f_c / 20)$$

Con lo anterior se establece que es posible tomar en consideración la colaboración del concreto al corte.

Con los momentos actuantes proporcionados por el software ETABS, se procede a calcular el corte actuante.

$$V_e = \frac{M_1 + M_2}{L_u} = \frac{6\,002,00 + 7\,932,14}{3,30} = 4\,222,47\text{ kg}$$

La resistencia al cortante proporcionada por el concreto para elementos sometidos a compresión axial según la sección 11.3.1.2 del Código ACI 318-05, se determina mediante la ecuación siguiente:

$$V_c = (0,75)(0,53) \left( 1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} b^* d \quad \text{donde} \quad N_u = P_u$$

Se tiene que:

$$V_c = (0,75)(0,53) \left( 1 + \frac{35\,144,20}{140(30 * 30)} \right) \sqrt{210} (30)(24) = 5\,304,24 \text{ kg}$$

Se tiene que:

$$V_c > V_e \\ (5\,304,24 > 4\,222,47)$$

Tomando en cuenta las especificaciones de la sección 21.4.4.2 del Código ACI 318-05 se colocará refuerzo transversal en la longitud de confinamiento ( $l_o$ ), estas especifican que el refuerzo transversal no debe exceder la menor de las siguientes:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento
- Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal
- $S_o$ , según lo definido en la ecuación:

$$S_o = 10 + \left[ \frac{35 - h_x}{3} \right] \quad 10 \text{ cm} < S_o < 15 \text{ cm}$$

Donde:

$h_x$  = espaciamento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna = 21 cm

$$S_o = 10 + \left[ \frac{35-21}{3} \right] = 14,66 \text{ cm}$$

Los resultados de las condiciones anteriormente expuestas son los siguientes respectivamente:

$$\begin{aligned} 30/4 &= 7,5 \text{ cm} \\ 6 * 1,91 &= 11,46 \text{ cm} \\ S_o &= 14,66 \text{ cm} \end{aligned}$$

Por lo tanto la separación máxima (s), permitida es de 7,5 centímetros, por comodidad y practicidad se utilizará s = 7,00 centímetros.

Además el código especifica en la sección 21.4.4 que debe proporcionarse refuerzo transversal y que el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares  $A_{sh}$ , no debe ser menor que las requeridas por la ecuación:

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s * b_c * f_c}{f_{yt}} \quad (21-4 \text{ ACI } 318-05)$$

Donde:

- $A_{sh}$  = área total del refuerzo transversal perpendicular a la dimensión  $b_c$
- s = espaciamiento entre estribos
- $b_c$  = dimensión transversal del núcleo de la columna medida centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal = 21,05 cm
- $f_c$  = resistencia del concreto a la compresión
- $f_{yt}$  = resistencia a fluencia del refuerzo transversal

$$A_{sh} = 0,09 \frac{(7,5)(21,05)(210)}{2 \cdot 810} = 1,062 \text{ cm}^2$$

Utilizando barras núm. 3 se tiene que:

$$(A_{sh} = 2 * 0,71 = 1,42 \text{ cm}^2) \quad \text{y} \quad 1,42 > 1,062$$

Por lo tanto se utilizaran estribos núm. 3 a cada 7,5 cm

Según ACI 318-05 21.4.4.4, el refuerzo transversal debe suministrarse en una longitud,  $l_o$ , medida desde la cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión, la longitud,  $l_o$ , no debe ser menor que la mayor de:

La altura del elemento en la cara del nudo	= 30 cm
Un sexto de la luz libre del elemento	= $330/6 = 55,00$ cm
450 mm	= 45 cm

En este caso 55 centímetros será la longitud,  $l_o$ , a utilizar.

En los lugares donde el confinamiento no es necesario, el espaciamiento,  $s$ , no debe exceder según 21.4.4.6 ACI 318-05, seis veces el diámetro de las barras longitudinales o 150 milímetros.

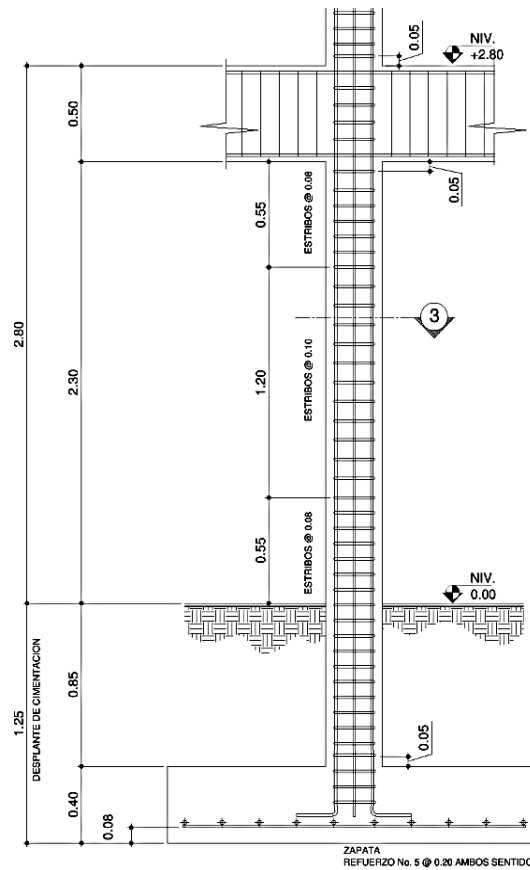
Se tiene que:

$$s = 6 * 1,91 \text{ cm} = 11,46 \text{ cm} \text{ por comodidad y practicidad se usara } s = 10 \text{ cm.}$$



Para el nivel 1 y el nivel 2, el armado en la columna será el mismo, ya que la estructura posee simetría en ambos niveles.

Figura 31. Armado final de columna



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

#### 2.1.10.4. Diseño de cimientos

Son miembros estructurales que se usan para soportar columnas y muros, para transmitir sus cargas al suelo subyacente.

No solo es deseable transferir las cargas de la estructura al suelo subyacente en forma tal que no se generen asentamientos excesivos o dispares, y rotaciones, sino que también es necesario proporcionar la suficiente resistencia al deslizamiento y al volteo. Para lograr estos objetivos, es necesario transmitir las cargas soportadas a un suelo de suficiente resistencia y luego repartirlas sobre un área tal que la presión unitaria quede dentro de un intervalo razonable de esfuerzos permisibles.

#### 2.1.10.4.1. Zapatas

Son los elementos encargados de transmitir de manera adecuada hacia el suelo todas las cargas a las que esté sometida la estructura. En este caso se tiene zapatas concéntricas aisladas cuyos datos de diseño son los siguientes:

$M_{ux}$	= 6,00 t–m	$M_{uy}$	= 7,93 t–m
$P_u$	= 35,14 t	$V_s$	= 17,50 t/m <sup>2</sup>
$\gamma_s$	= 1,04 t/m <sup>3</sup>	$\gamma_c$	= 2.4 t/m <sup>3</sup>
$r_{ec}$	= 0,075 m	$t$	= 0,40 m
$D_f$	= 1.25 m	$F_{cu}$	= 1,56
$f'_c$	= 210 kg/cm <sup>2</sup>	$f_y$	= 2 810 t/m <sup>2</sup>

Es necesario determinar las cargas y momentos de servicio, esto dividiendo las cargas y momentos últimos dentro del factor de carga última ( $F_{cu}$ ), entonces se tiene que:

$$P' = \frac{P_u}{F_{cu}}$$

Donde:

- P' = carga de servicio
- P<sub>u</sub> = carga última
- F<sub>cu</sub> = factor de carga última

Cálculo de carga de servicio:

$$P' = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{35,14}{1,56} = 22,52 \text{ t}$$

Cálculo de momentos de servicio:

$$M_x = \frac{M_{ux}}{F_{cu}} \qquad M_y = \frac{M_{uy}}{F_{cu}}$$

Donde:

- M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub> = momentos de servicio en (X,Y) respectivamente
- M<sub>ux</sub>, M<sub>uy</sub> = momento último en (X,Y) respectivamente
- F<sub>cu</sub> = factor de carga última

$$M_x = \frac{M_{ux}}{F_{cu}} = \frac{6,00}{1,56} = 3,84 \text{ t-m}$$

$$M_y = \frac{M_{uy}}{F_{cu}} = \frac{7,93}{1,56} = 5,05 \text{ t-m}$$

Considerando el valor soporte del suelo se procede a realizar una primera estimación para el área de la zapata (A<sub>z</sub>), se tiene que:

$$A_z = \frac{1,5 P'}{V_s} = \frac{1,5 (22,52)}{17,50} = 1,93 \text{m}^2$$

Debido a que los momentos en ambas direcciones son parecidos se propone una zapata tipo cuadrada de 1,5 metros, ( $A_z = 2,25 \text{ m}^2$ ).

Calculando la presión que ejerce la zapata sobre el suelo mediante la siguiente ecuación se tiene:

$$q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M_{tx}}{S_x} \pm \frac{M_{ty}}{S_y}$$

Donde:

$$P = P' + P_{col} + P_{su} + P_{cim}$$

q = presión de carga admisible

M = momento torsional

$A_z$  = área de la zapata

S = módulo de sección =  $(1/6 b \cdot h^2)$

Se tiene que:

$$P_{col} = (0,30)(0,30)(6,60)(2,4) = 1,43 \text{ t}$$

$$P_{su} = (2,25 - 0,09)(1,04)(1,25 - 0,40) = 1,91 \text{ t}$$

$$P_{cim} = (2,25)(0,40)(2,4) = 2,16 \text{ t}$$

$$S = 1/6 (1,5)(1,5)^2 = 0,56 \text{ m}^3$$

$$P = 22,52 + 1,43 + 1,91 + 2,16 = 28,00 \text{ t}$$

$$q = \frac{28,00}{2,25} \pm \frac{3,84}{0,56} \pm \frac{5,05}{0,56 \text{ m}^3}$$

$$q_{\max} = 28,32 \text{ t/m}^2 > V_s \text{ No cumple}$$

$$q_{\min} = -3,43 \text{ t/m}^2 < 0 \text{ No cumple}$$

Debido a que las dimensiones propuestas no cumplen, se procede a redimensionar, proponiendo las siguientes medidas:

$$2,00 \text{ m} \times 2,00 \text{ m}$$

$$q_{\max} = 14,53 \text{ t/m}^2 < 17,5 \text{ t/m}^2, \text{ si cumple}$$

$$q_{\min} = 1,16 \text{ t/m}^2 > 0,00 ; \text{ si cumple}$$

Con las dimensiones anteriores propuestas no existen esfuerzos a tensión ya que ( $q_{\min} > 0$ ).

Las presiones del suelo no están distribuidas uniformemente, debido a variaciones en las propiedades del suelo, a la rigidez de la zapata y a otros factores adicionales.

La hipótesis de una presión uniforme usualmente conduce a diseños conservadores, ya que las fuerzas cortantes y los momentos calculados resultan mayores que los que realmente se presentan.

Para diseñar la zapata se utilizará un valor entre ( $q_{\min}$  y  $q_{\max}$ ), entonces se tiene que:

$$q = q_{\max} = 14,53 \text{ t/m}^2$$

Presión de diseño última:

$$q_{dis} = q_{max} * F_{cu}$$

Donde:

$q_{dis}$  = presión de diseño

$q_{m\acute{a}x}$  = presión máxima

$F_{cu}$  = factor de carga última

Entonces:

$$q_{dis} = (14,53)(1,56) = 22,7 \text{ t/m}^2$$

Verificando por corte:

La zapata debe ser capaz de resistir tanto el corte simple que causa la columna, como las cargas actuantes.

A una distancia,  $d$ , ocurre el corte simple según el Código ACI 318-05 en su sección 11.

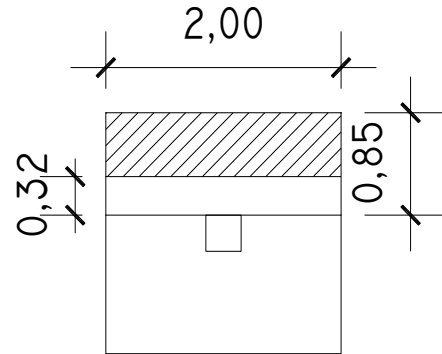
Entonces, se tiene que:

Figura 32. Área donde actúa corte simple

$$d = t - \text{rec} - \Phi/2$$

$$d = 40 - 7,5 - (1,59/2) = 31,71 \text{ cm}$$

Se propone usar barras núm. 5



Fuente: elaboración propia.

Calculando el cortante actuante ( $V_a$ ), se tiene que:

$$V_a = (A) (q_{\text{dis}})$$

Donde:

$V_a$  = corte actuante en el elemento

$A$  = área del cortante

$q_{\text{dis}}$  = carga última de diseño

$$V_a = (0,53)(2,00)(22,7) = 24,06 \text{ t}$$

Calculando el corte simple resistente,  $V_R$ , según ACI 318-05 (11-3) hay que:

$$V_R = \phi 0,53 \sqrt{f'_c} b d \quad \text{donde } \phi = 0,65$$

Entonces:

$$V_R = 0,65 * 0,53 \sqrt{210} (200) (31,71) = 31\ 661 \text{ kg}$$

$$V_R = 31,66 \text{ t}$$

Se tiene que  $V_R$  (31,66 t) >  $V_{act}$  (24,06 t), por lo tanto el espesor propuesto ( $t = 40 \text{ cm}$ ) cumple y resiste el corte simple.

Verificando cortante por punzadura:

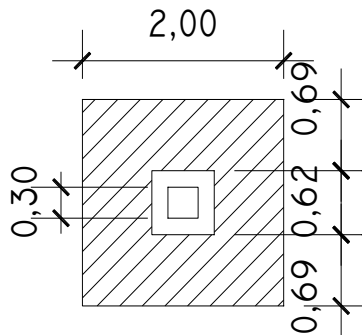
La carga de compresión de la columna tiende a extenderse en la zapata, oponiéndose a la tensión diagonal en esa zona, con el resultado de que una columna cuadrada tiende a perforar una porción de la losa que tiene la forma de una pirámide truncada.

El Código ACI 318-05 (11.12.1.2) establece que la sección crítica para el cortante por penetración se localiza a una distancia  $d/2$  de la cara de la columna.

Figura 33. **Área de punzonamiento**

$$A_1 = 2,00 \times 2,00 = 4,00 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (0,62)(0,62) = 0,38 \text{ m}^2$$



Fuente: elaboración propia.



Cálculo del corte actuante:

$$V_a = (A_1 - A_2) q_{dis}$$

Donde:

$V_a$  = corte actuante

$A_1$  = área exterior en zapata (en figura)

$A_2$  = área interior en zapata (en figura)

$q_{dis}$  = carga última de diseño

$$V_a = (4,00 - 0,38) (22,7) = 82,17 \text{ t}$$

Cálculo del corte resistente:

$$V_R = 0,85 \cdot \beta \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d$$

Donde:

$V_R$  = corte resistente

$\beta$  = factor = 1, para columnas cuadradas

$b_o$  = perímetro del área interna

$d$  = peralte

$$V_R = (0,85)(1) \sqrt{210} (4 \cdot 61,71)(31,71) = 96\,414,06 \text{ kg}$$

$$V_R = 96,41 \text{ t}$$

Se tiene que  $V_R$  (96,86 t) >  $V_a$  (82,17 t), lo cual indica que el espesor (t=40) chequea por punzonamiento.

Diseño por flexión:

Las losas de las zapatas están sometidas a flexión en dos direcciones, y el lado largo del área cargada es más de dos veces la longitud del lado corto, la resistencia por cortante puede ser demasiado alta. El esfuerzo cortante en una zapata aumenta conforme decrece la razón  $b_o/d$ .

El momento se calcula como para una losa en voladizo y está dado por:

$$M_u = q_{dis} \frac{l^2}{2}$$

Donde:

$l$  = distancia medida desde el rostro de la columna al borde de la zapata.

$$M_u = (22,70) \frac{(0,85)^2}{2} = 8,20 \text{ t-m}$$

Analizando para el sentido X:

$$A_s = \left( b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0,003825 f_c}} \right) \left( \frac{0,85 f_c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left( 100 * 31,71 - \sqrt{(100 * 31,71)^2 - \frac{8\,200 * 100}{0,003825 * 210}} \right) \left( \frac{0,85 * 210}{2810} \right) =$$

$$A_s = 10,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 * b * d}{f_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1(100\text{cm})(31,71\text{cm})}{2810} = 15,91 \text{ cm}^2$$

y

$$S = \frac{A_v}{A_{s_{\text{req}}}}$$

Donde:

S = espaciamiento

$A_v$  = área de la barra de acero

$A_{s_{\text{req}}}$  = área de acero requerida

$$S = \frac{1,99}{15,91} = 0,12 \text{ m}$$

Se propone colocar varillas núm.5 @ 12 centímetros

Analizando el sentido Y – Y:

El peralte efectivo, d, en el sentido Y disminuye, esto debido a que el acero se encuentra colocado sobre la cama de refuerzo colocada en sentido X, se tiene que:

$$d_{y-y} = d_{x-x} - \frac{\phi_{x-x}}{2} - \frac{\phi_{y-y}}{2} = 31,71 - \frac{1,59}{2} - \frac{1,59}{2} = 30,12 \text{ cm}$$

$$A_s = \left( b * d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M*b}{0,003825 f_c}} \right) \left( \frac{0,85 f_c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left( 100 * 30,12 - \sqrt{(100 * 30,12)^2 - \frac{8\ 200 * 100}{0,003825 * 210}} \right) \left( \frac{0,85 * 210}{2810} \right)$$

$$A_s = 11,09 \text{ cm}^2$$

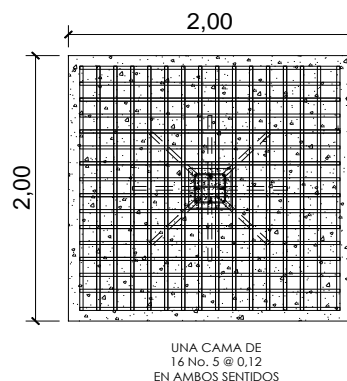
$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 * b * d}{f_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1(100)(30,12)}{2\ 810} = 15,11 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{1,99}{15,11} = 0,13 \text{ m}$$

Para mantener la simetría se colocaran varillas núm.5 @ 12 centímetros

Figura 34. **Armado final de zapata**

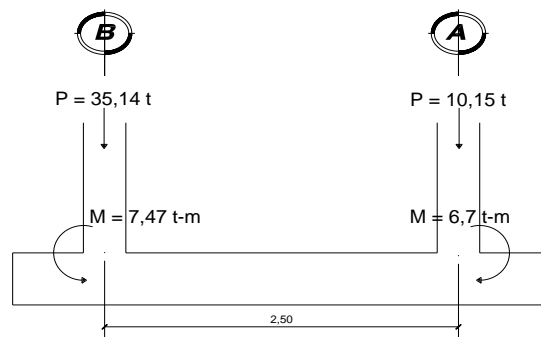


Fuente: elaboración propia.

### 2.1.10.4.2. Zapatas combinadas

Debido a que la geometría del edificio presenta ciertas distancias entre ejes, donde es necesario y recomendable colocar zapatas combinadas se procede a diseñarlas de la siguiente manera.

Figura 35. Zapata combinada



Fuente: elaboración propia.

Datos:

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

$$f_y = 2810 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_c = 2,4 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_s = 1,04 \text{ t/m}^3$$

$$V_s = 17,50 \text{ t/m}^2$$

$$F_{cu} = 1,56$$

$$P_{col} = (0,30)(0,30)(6,60)(2,4) = 1,43 \text{ t}$$

Cargas y momentos de servicio

$$P' = \frac{P_u}{F_{cu}}$$

Donde:

$P'$  = carga de servicio

$P_u$  = carga última

$F_{cu}$  = factor de carga última

Se tiene que:

$$P'A = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{10,15}{1,56} = 6,51 \text{ t}$$

$$P'B = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{35,14}{1,56} = 22,52 \text{ t}$$

Cálculo de momentos de servicio:

$$M = \frac{M_u}{F_{cu}}$$

Donde:

$M$  = momentos de servicio

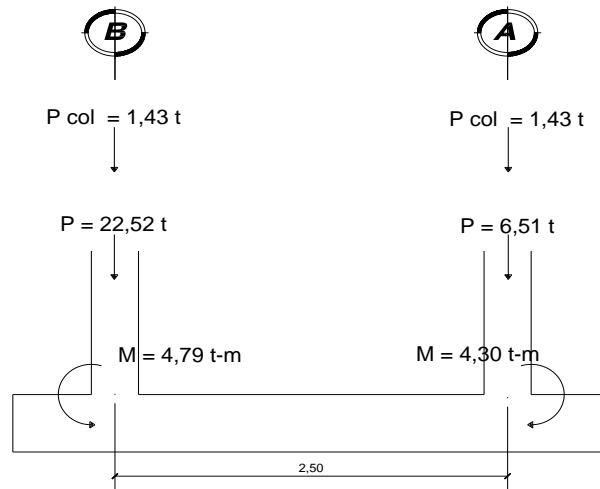
$M_u$  = momento último

$F_{cu}$  = factor de carga última

$$M_A = \frac{M_u}{F_{cu}} = \frac{6,70}{1,56} = 4,30 \text{ t-m}$$

$$M_B = \frac{M_u}{F_{cu}} = \frac{7,47}{1,56} = 4,79 \text{ t-m}$$

Figura 36. Diagrama de cuerpo libre



Fuente: elaboración propia.

$$R = \Sigma P = 2(1,43) + 22,52 + 6,51 = 31,89$$

$$\Sigma MA = 0$$

$$R(x) = 2,50 * (1,43 + 22,52) + 4,79 - 4,30 = 60,365$$

$$X = 1,89 \text{ m}$$

La longitud del cimiento se escoge de manera que el centro de gravedad de las cargas coincida con el centro geométrico del cimiento, por tanto:

$$L = 2 * (0,35 + X) = 2 * (0,35 + 1,89) = 4,50$$

$$qd = V_s = \Sigma P / Az$$

$$\text{en donde } Az = B * L$$

$$B = \Sigma P / L * V_s = 31,89 / 4,50 * 17,50$$

$$B = 0,40 \text{ m}$$

Debido a que el B es demasiado pequeño se propone B = 1,50 m; L= 4,50 m

$$Az = 1,50 * 4,50 = 6,75 \text{ m}^2$$

Chequeando si cumple el área de zapata:

$$P_{su} = Az * D_f * \gamma_s$$

$$P_{su} = 6,75 * 1 * 1,04 = 7,02 \text{ t}$$

$$P_{cim} = 6,75 * (0,40 * 2,4) = 6,48 \text{ t}$$

Las cargas equivalentes en el centro geométrico serán:

$$P_{cg} = \Sigma F_v = 45,39 \text{ t}$$

Presión sobre el terreno:

$$q = P_{cg} / Az$$

$$q = 45,39 / 6,75 = 6,72 \text{ t/m}^2 < V_s \text{ el área de la zapata cumple.}$$

Las presiones últimas serán:

$$q_{disu} = F_{cu} * q = 1,56 * 6,72 = 10,48 \text{ t/m}^2$$

Presiones últimas por metro lineal:

$$W = b * q_{disu} = 1,5 * 10,48 = 15,72 \text{ t/m}$$

Diseño estructural del cimiento:

$$t \text{ asumido} = 0,40 \text{ m}$$

$$d = t - \text{recubrimiento} - \emptyset/2, \text{ utilizando núm. 6}$$

$$d = 31,55 \text{ cm}$$

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_r = 0,85 * 0,50 * \sqrt{210} * 150 * 31,55$$

$$V_r = 29\ 146,70 \text{ kg} > V_{crítico} (25\ 382 \text{ kg})$$



Corte punzante, chequeo:

$$VR = 0,85 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$VR = 0,85 \cdot 1,00 \cdot \sqrt{210} \cdot (4 \cdot 61,71) \cdot 31,55$$

$$VR = 95\,927 \text{ kg}$$

Mientras el corte por punzonamiento actuante es:

$$Va = Pu - q \cdot Apz$$

$$Va = 35\,140 - 10\,350 \cdot (0,6171)^2$$

$$Va = 31\,200 \text{ kg}$$

Se tiene que  $VR (95,93 \text{ t}) > Va (31,20 \text{ t})$ , lo cual indica que el espesor ( $t=40$ ) chequea por punzonamiento.

Chequeo por flexión

Sentido X-X

$$Asmín = 14,1 \cdot b \cdot d / fy$$

$$Asmín = 14,1 \cdot 100 \cdot 31,55 / 2\,810 = 15,83 \text{ cm}^2, \text{ colocar } \# 5 @ 0,10 \text{ m}$$

Momento resistente con Asmín

$$MR = 0,9 \cdot fy \cdot As \cdot (d - As \cdot fy / 1,7 \cdot f'c \cdot b)$$

$$MR = 0,9 \cdot 2\,810 \cdot 15,38 \cdot (31,55 - 15,38 \cdot 2\,810 / 1,7 \cdot 210 \cdot 100)$$

$$MR = 1\,180\,083,00 \text{ kg.m}$$

Chequeando, colocar núm. 5 @ 0,15 m

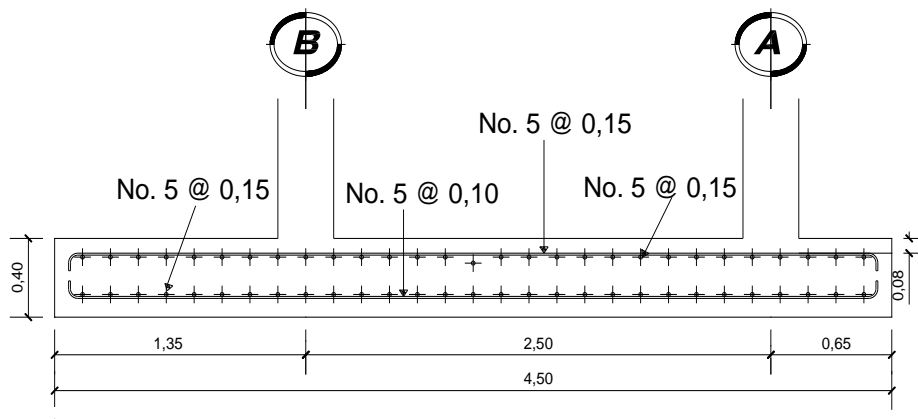
Para el sentido transversal usar  $A_s$  por temperatura:

$$A_{temp} = 0,002 \cdot b \cdot t$$

$$A_{temp} = 0,002 \cdot 100 \cdot (40)$$

$$A_{temp} = 8,00 \text{ cm}^2, \text{ colocar } \# 5 @ 0,15 \text{ m}$$

Figura 37. Armado de zapata



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

### 2.1.10.5. Diseño de gradas

Es necesario que las escaleras brinden comodidad y seguridad al momento de ser utilizadas, dimensionando las huellas y contrahuellas de manera adecuada se lograrán unas gradas armoniosas y seguras.

Las siguientes recomendaciones permitirán lo anterior:

## Datos

H = huella

C = contrahuella

h = altura a cubrir

$C < 20$  cm

$2C + H \approx 64$  cm

$C + H \approx 45$  a  $48$  cm

$C * H \approx 480$  a  $500$

Calculando número de escalones, huellas y contrahuellas.

Número de escalones mínimos =  $h/C_{\max} = 2,80/0,20 = 14$  escalones

Se tomarán 8 contrahuellas antes del descanso

Número de huellas =  $8 - 1 = 7$  huellas

$H = 2,10 / 7 = 0,30$  m

$C = \text{altura} / \text{número de contrahuellas} = 2,80/16 = 0,175$  m

Chequeos:

$C = 17,5$  cm  $< 20$  cm

$2C + H = 2*17,5 + 30 = 65,00$  cm

$C + H = 17,5 + 30 = 47,5$  cm

$C * H = 17,5 * 30 = 525$  cm<sup>2</sup>

Todos los chequeos están bien, la escalera contara con 16 contrahuellas de 17,5 centímetros y 14 huellas de 30 centímetros.

Integración de cargas:

$$C_m = \text{Peso escalera} + \text{Peso acabados}$$

$$\text{Peso escalera} = \gamma_c * (t + C/2)$$

Donde:

$$\gamma_c = \text{peso específico del concreto} = 2\,400 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

$$t = \text{espesor de la losa de la escalera} = 10 \text{ cm}$$

$$C = \text{contrahuella} = 0,175 \text{ m}$$

$$\text{Peso propio de la escalera} = 2\,400(0,10+0,175/2) = 450 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 90 \text{ kg/m}^2$$

$$C_m = 450,00 \text{ kg/m}^2 + 90,00 \text{ kg/m}^2 = 540,00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$C_u = 1,4 (C_m) + 1,7 (C_v)$$

$$C_u = 1,4 * (540) + 1,7 * (500) = 1\,606,00 \text{ kg/m}^2$$

- Determinando la hipotenusa de la escalera

$$\text{hip} = \sqrt{a^2 + b^2}$$

$$\text{hip} = \sqrt{2,10^2 + 1,40^2} = 2,52 \text{ m}$$

- Calculando momentos

$$M(+)= \frac{1\,606 * 2,52^2}{9} = 1\,133 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M(-) = \frac{1\,606 * 2,52^2}{14} = 728 \text{ kg} - \text{m}$$

- Determinando áreas de acero

$$A_s = \left[ b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M*b}{0,003825 f_c}} \right] \left( \frac{0,85 f_c}{f_y} \right)$$

Para  $M(+) = 1\,133 \text{ kg} - \text{m}$

$$A_s = \left[ 100*8,00 - \sqrt{(100*8,00)^2 - \frac{1\,133*100}{0,003825*210}} \right] \left( \frac{0,85*210}{2\,800} \right) = 5,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0,40 * \frac{14,1}{2\,810} (100)(8,00) = 1,60 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{s_{\min}} \rightarrow$  usar  $A_s = 5,97 \text{ cm}^2$

Máxima:

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} * b * d$$

$$\rho_{\max} = \phi * \rho_{\text{bal}}$$

Donde:

$\rho_{\max}$  = cuantía máxima de acero

$b$  = base

$d$  = peralte

$\phi$  = coeficiente = 0,5 para zona sísmica; 0,75 para zona no sísmica

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 * \beta_1 * f_c}{f_y} \left[ \frac{6\,090}{6\,090 + f_y} \right]$$

Donde:

$$\beta_1 = 0,85 \text{ si } f_c < 280 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 (0,85) (210)}{2\,810} \left[ \frac{6\,090}{6\,090 + 2\,810} \right] = 0,0369$$

$$\rho_{max} = 0,5 * 0,0369 = 0,0185$$

$$A_{s_{max}} = 0,0185 * 100 * 8,00 = 14,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para } M(+) = 1\,133 \text{ kg} - \text{m} \quad A_s = 5,72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para } M(-) = 728 \text{ kg} - \text{m} \quad A_s = 3,74 \text{ cm}^2$$

(Armado y distribución de barras como se muestran en planos anexos).

- Acero por temperatura

Se determina el acero por temperatura mediante el siguiente procedimiento:

$$A_{st} = 0,002 * b * t \quad A_{st} = 0,002 * 100 * 10 = 2,00 \text{ cm}^2$$

Donde:

b = franja unitaria = 100 cm

t = espesor de losa = 10 cm

- Revisión por corte

Cálculo del corte máximo actuante

$$V_{\max} = (C_u * L) / 2 = (1\ 606 * 2) / 2 = 1\ 606 \text{ kg}$$

Donde L = lado corto de la losa

Calculando el corte resistente,  $V_R$ , según ACI 318-05 (11-3) hay que:

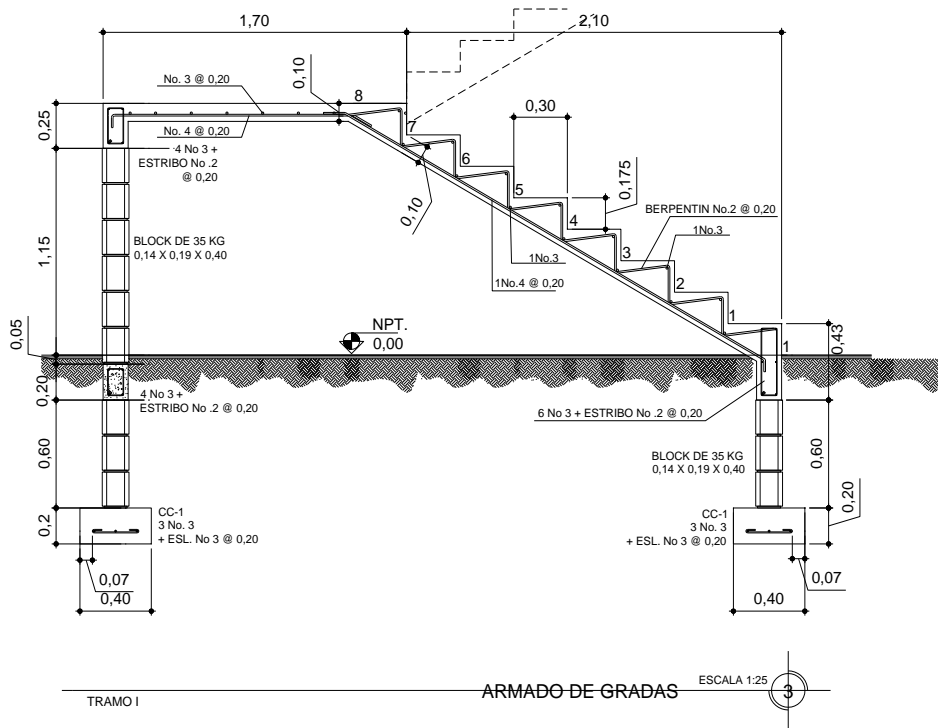
$$V_R = \phi \cdot 0,53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \text{donde } \phi = 0,65$$

Entonces:

$$V_R = 0,65 * 0,53 \sqrt{210} (100)(8,00) = 6\ 144 \text{ kg}$$

Se tiene que  $V_R$  (6 144 kg) >  $V_{\text{act}}$  (1 606 kg), por lo tanto el espesor propuesto (t) cumple y resiste el corte.

Figura 38. Armado de escalera



Fuente: juego de planos.

### 2.1.11. Diseño de instalaciones

El edificio contará con las instalaciones básicas y esenciales para su funcionamiento, siendo estas: instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias e instalaciones hidráulicas, se diseñaran como sigue.

#### 2.1.11.1. Instalaciones eléctricas

Para el edificio escolar fue necesario diseñar 8 circuitos eléctricos, siendo estos: A, B, C, D, E, F, G, H, distribuidos de la siguiente manera: circuitos A y B de iluminación en el primer nivel, circuitos C y D de iluminación en el segundo nivel, circuitos E y F de fuerza en el primer nivel y circuitos G y H de fuerza en



el segundo nivel. Los circuitos A y C poseen 10 lámparas de 4x40W cada uno ubicadas en las aulas. Los circuitos B y D poseen 5 lámparas de 4x40W cada uno ubicadas en los pasillos. Los circuitos E, F, G, H son circuitos de fuerza que cuentan con 10 unidades de tomas de corriente cada unúm.

Las instalaciones eléctricas para este edificio escolar constan únicamente de circuitos de iluminación y fuerza. Los circuitos de iluminación serán los encargados de alimentar las distintas lámparas colocadas, en tanto los circuitos de fuerza serán los encargados de alimentar las tomas de corriente instaladas.

Para el presente diseño se tiene que:

Medidas del aula	= (6,00 x 7,50 x 2,80) m
Luxes	= 300
Tipo de iluminación	= directa
Tipo de luz	= fluorescente
Porcentaje de reflexión de cielos	= pintura blanca, 70 %
Porcentaje de reflexión de paredes	= crema claro, 70 %
Porcentaje de reflexión en piso de granito	= 25 %
Tipo de luminaria	= F4-21
Factor de mantenimiento (m)	= 0,75
Coeficiente de uso (u)	= 0,65

Datos obtenidos de las especificaciones de la lámpara y tablas de diseño eléctrico. Determinando el número de tubos fluorescentes necesarios para cubrir 300 luxes.

$$\text{Lúmenes necesarios} = \frac{\text{Luxes} \times \text{Área}}{\text{m} \times \text{u}}$$

$$\text{Lúmenes necesarios} = \frac{300 \times 6,00 \times 7,50}{0,75 \times 0,65} = 27\,692,30$$

Cada tubo fluorescente a instalar tiene la capacidad de emitir 3500 lúmenes, determinando el número de tubos necesarios.

$$\text{Cantidad de tubos necesarios} = \frac{\text{Total de lúmenes}}{\text{Lúmenes emitidos por cada tubo}}$$

$$\text{Cantidad de tubos necesarios} = \frac{27\,692,30}{3\,500} = 7,90$$

Con lo anteriormente calculado se determinó que el número de tubos fluorescentes a utilizar son 8, por lo tanto en cada salón se instalarán dos lámparas de 4 tubos de 40 watts cada una, como se muestra en planos.

Determinando el número de lámparas por circuito, se tiene que:

$$\text{Lámpara} = 4 \text{ tubos} \times 40 \text{ watts} = 160 \text{ watts} / 120 \text{ v} = 1,33 \text{ amperios por lámpara}$$

El circuito A posee 10 lámparas esto significa que  $10 \times 1,33 \text{ amperios} = 13,33 \text{ amperios}$ , por lo tanto es posible utilizar un *flip-on* de 20 amperios y un conductor calibre número 12.

Determinado el circuito para fuerza:

Suponiendo que los siguientes aparatos podrían estar siendo utilizados al mismo tiempo en un aula:

Estéreo musical	= 75 watts
Cañonera	= 250 watts
Computadora	= 300 watts
Ventilador	= 150 watts

Sumando los valores anteriormente descritos, se tiene 775 watts.

$775 \text{ watts} / 120 \text{ volts} = 6,45 \text{ amperios}$  en cada aula, en el segundo nivel se cuenta con cinco aulas,  $6,45 \text{ amperios} \times 5 \text{ aulas} = 32,29 \text{ amperios}$ , estos se encuentran divididos en dos circuitos de fuerza.

Por lo tanto es posible utilizar un *flip-on* de 40 amperios y un conductor calibre número 10. Se muestra en la siguiente tabla los *flip-on* y calibre del conductor a utilizar en los circuitos.

Tabla IX. **Circuitos eléctricos edificio escolar**

Circuito	Descripción	Potencia unitaria (Watts)	Unidades	Potencia total (Watts)	Voltaje (Voltios)	Conductor a usar (Calibre)	Flip-On a usar (Amperios)
A	Iluminación	160	10	1 600	120	12	20
B	Iluminación	160	5	800	120	12	20
C	Iluminación	160	10	1 600	120	12	20
D	Iluminación	160	5	800	120	12	20
E	Fuerza	385	10	3 850	120	10	40
F	Fuerza	385	10	3 850	120	10	40
G	Fuerza	385	10	3 850	120	10	40
H	Fuerza	385	10	3 850	120	10	40

Fuente: elaboración propia.

### 2.1.11.2. Instalaciones hidráulicas

Los materiales a utilizar para las instalaciones hidráulicas, serán accesorios PVC, estos poseen las cualidades necesarias requeridas para estas instalaciones. Y es un material de rápido acceso maniobrable y costos al alcance.

Las instalaciones de agua potable serán de tubería de PVC de  $\frac{3}{4}$ " pulgadas de 125 libras por pulgada cuadrada para el circuito principal, y de  $\frac{1}{2}$  pulgada para abasto de los artefactos, lo anterior se diseña de la siguiente manera:

- Método de Hunter

Mediante el método de Hunter se desarrollara el diseño de la red hidráulica, este es un método probabilístico que asume que un sistema de "n" artefactos, trabajará eficientemente, si se diseña para m de ellos, funcionando todo el tiempo.

Según este método, los aparatos sanitarios son usados intermitentemente y el número de aparatos sanitarios es inversamente proporcional al uso simultaneo de los mismos, es decir entre mayor es el número de aparatos sanitarios menor es la probabilidad de que todos estos sean utilizados al mismo tiempo.

Para calcular la demanda máxima se determina el total de unidades Hunter requeridas por los artefactos utilizados, y se toma en cuenta que para este caso los artefactos serán de servicio público, es decir serán utilizados con una demanda mayor a la normal.

Tabla X. **Unidades de gasto Hunter por artefacto**

Pieza	Tipo	Unidades de gasto		
		Total	Agua fría	Agua caliente
Inodoro	Con tanque	5	5	-
Lavatorio	Múltiple	2	1,5	1,5
Urinario	Con tanque	3	3	-

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis C. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 49.

Tabla XI. **Artefactos instalados en el edificio**

Artefacto	Número de artefactos	Unidades Hunter por artefacto	Total unidades Hunter por artefacto
Inodoros	6	5	30
Urinales	2	3	6
Lavamanos	4	2	8
		TOTAL	44

Fuente: elaboración propia.

Según los cálculos de la tabla anterior, se aproximará y utilizará el valor de 50 unidades Hunter.

La siguiente tabla muestra los gastos en litros por segundo aplicables en el método.

Tabla XII. **Gastos probables para el método de Hunter**

No. de Hunter	Gasto	
	Tanque	Válvula
40	0,91	1,74
42	0,95	1,78
44	1,00	1,82
46	1,03	1,84
48	1,09	1,92
50	1,13	1,97
55	1,19	2,04
60	1,25	2,11

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis C. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 50.

Con lo calculado anteriormente, se determinó que para la edificación se utilizaría el valor de 50 unidades Hunter, y de acuerdo a la tabla anterior se determina que la demanda máxima probable es de 1,13 litros por segundo.

Es recomendable aplicar un valor de corrección a la demanda máxima probable de (0,60) entonces, se tiene que:

$$\text{Demanda máxima probable} = 1,13 \times 0,60 = 0,68 \text{ l/s} = 6,80 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Demanda máxima probable} = 6,80 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

Los estudios realizados a la red municipal de agua potable, arrojan una velocidad promedio para el caudal de 3 metros por segundo.

Con los datos anteriormente calculados es posible determinar el diámetro de la tubería a utilizar, se tiene que:

$$Q = V \cdot A$$

Donde:

Q = caudal

V = velocidad

A = área

De donde:

$$A = \frac{6,80 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}}{3 \text{ m/s}} = 2,26 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A = 0,35 \text{ plg}^2$$

Se utilizara tubería PVC de  $\frac{3}{4}$  de pulgada de diámetro.

La tubería de  $\frac{3}{4}$ " de diámetro posee un área de 0,44 pulgadas cuadradas, por lo tanto cumple con lo anteriormente calculado.

### **2.1.11.3. Instalaciones sanitarias**

Es de suma importancia evacuar de manera adecuada todos los desechos fisiológicos generados en el edificio, en este caso la evacuación se realizara mediante un conjunto de accesorios PVC, los cuales brindaran una rápida evacuación gracias a su bajo grado de rugosidad, transportaran de manera hermética los desechos, evitando fugas y malos olores, brindaran una capacidad nula para adquirir corrosión que garantiza una larga vida útil.

Debido a que es un edificio escolar público, las instalaciones se verán sometidas a un número considerable de personas, y esto generara desechos con volúmenes mayores a los normales. Se realiza la selección de pendientes y diámetros de la siguiente manera.

Para este caso los diámetros a utilizar para ramales de descarga de desechos serán de 4", y para bajadas de agua pluvial serán de 3 pulgadas de diámetro respectivamente, estas con una pendiente del 2 por ciento, lo anteriormente está establecido como recomendación para las instalaciones sanitarias en edificios de este tipo.

Tabla XIII. **Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones simples y sifones de descarga**

Tipo de mueble o aparato	Unidades de descarga			Diámetro mínimo del sifón y derivación (plg)		
	Clase			Clase		
	1ra	2da	3ra	1ra	2da	3ra
Lavabo	1	2	2	1 1/4	1 1/4	1 1/4
Inodoro	4	5	6	3	3	3
Urinario	2	2	2	1 1/4	1 1/4	1 1/4

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis C. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 71.

- Cálculo de las bajadas de agua pluvial:

Para calcular las bajadas de agua pluvial se realizara como sigue:



$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

- Q = caudal
- C = coeficiente de escurrimiento
- I = intensidad de precipitación
- A = superficie de captación

Para este caso se tienen los siguientes datos:

- C = 0,95
- I = 150 mm/hr = 0,15 m/hr
- A = 333 m<sup>2</sup> = 0,033 hectáreas

$$Q = \frac{0,95 \times 150 \times 0,033}{360} = 0,01306 \text{ m}^3/\text{s}$$

De la ecuación de Manning:

$$\frac{Q * n}{S^{1/2}} = A * R^{2/3}$$

Donde:

- Q = caudal
- N = coeficiente de rugosidad = 0,009 (coeficiente para PVC)
- S = pendiente
- A = área de tubo
- R = A/P = área de tubo/perímetro mojado

Se tiene que:

$$D = \left[ \frac{Q * n * 4^{5/3}}{\pi} \right]^{3/8}$$

Donde:

D = diámetro de la tubería

Entonces:

$$D = \left[ \frac{0,01306 * 0,009 * 4^{5/3}}{\pi} \right]^{3/8} = 0,052 \text{ m}$$

$$D = 5,20 \text{ cm} = 2,05 \text{ plg} \approx 3 \text{ plg}$$

Para este caso las anteriores ecuaciones suponen que la tubería funciona a tubo lleno, sin embargo, para este caso no es así, por ello se maneja un factor de seguridad de 5.

Se colocaran 5 BAP de 3 pulgadas de diámetro cada una.

### **2.1.12. Planos**

Para dejar plasmado todo lo anteriormente calculado, se realizó el juego de planos, que contiene las representaciones gráficas de todo lo necesario para llevar a cabo la edificación.

Se elaboraron los diferentes planos constructivos (planta amoblada, elevaciones y secciones, planta de acabados, planta acotada, planta de cimentación y columnas, detalles de armado, planta de armado de losas, detalle de vigas, instalación de agua potable, instalación de drenajes, planta de iluminación, planta de fuerza) necesarios para que la construcción se lleve a cabo de una manera técnica, y de acuerdo a lo planificado por los resultados obtenidos en los distintos cálculos (ver anexos).

### **2.1.13. Presupuesto**

El presupuesto de la edificación se elaboró tomando en cuenta ciertos aspectos, se puede mencionar, que este se encuentra elaborado en base a precios unitarios, tomando como referencia los precios de materiales que se encuentran en el municipio de Zunilito y sus alrededores, para la mano de obra se utilizaron los valores que la municipalidad utiliza, esto dentro de los costos directos; y para los costos indirectos se consideró un 30 por ciento del costo directo.

En la página siguiente se muestra el detalle del presupuesto para edificación escolar de dos niveles fase II para la aldea San Lorencito.

Tabla XIV. **Presupuesto del proyecto**

Proyecto: diseño de la edificación escolar de dos niveles fase II para la aldea San Lorencito

Ubicación: aldea San Lorencito, Zunilito Suchitepéquez

Octubre de 2013

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES	M2	520,00	Q 38,29	Q 19 912,75
2	CIMENTACIÓN	ML	67,00	Q 303,75	Q 20 351,00
3	ZAPATA Z-1	UNI	33,00	Q 6 797,60	Q 224 320,81
4	SOLERA HIDRÓFUGA	ML	113,00	Q 313,33	Q 35 406,40
5	COLUMNAS TIPO "C-1"	ML	184,80	Q 785,57	Q 145 173,33
6	COLUMNAS TIPO "C-2"	ML	672,00	Q 154,30	Q 103 689,80
7	COLUMNAS TIPO "M-1"	ML	145,60	Q 89,93	Q 13 093,62
8	LEVANTADO DE MURO	M2	307,00	Q 290,96	Q 89 325,31
9	SOLERA INTERMEDIA	ML	431,00	Q 247,29	Q 106 582,72
10	SOLERA CORONA SEGUNDO NIVEL	ML	40,00	Q 235,08	Q 9 403,17
11	SOLERA CORONA PRIMER NIVEL	ML	40,00	Q 273,97	Q 10 958,68
12	VIGAS 1-X	ML	96,25	Q 1 583,62	Q 152 423,86
13	VIGAS 1-Y	ML	113,25	Q 1 010,59	Q 114 449,23
14	MÓDULO DE GRADAS	GLOBAL	1,00	Q 19 937,50	Q 19 937,50
15	LOSA	M2	661,00	Q 570,70	Q 377 232,94
16	INSTALACIONES DE AGUA POTABLE	GLOBAL	1,00	Q 24 726,13	Q 24 726,13
17	DRENAJES	GLOBAL	1,00	Q 60 389,97	Q 60 389,97
18	INSTALACIONES ELÉCTRICAS	GLOBAL	1,00	Q 66 093,38	Q 66 093,38
19	REPELLO	M2	1 275,00	Q 67,18	Q 85 656,29
20	CERNIDO	M2	1 275,00	Q 61,29	Q 78 147,81
21	PISO	M2	620,00	Q 298,69	Q 185 185,00
22	PUERTAS Y VENTANERÍA	GLOBAL	1,00	Q 76 283,90	Q 76 283,90
23	PINTURA	GLOBAL	1,00	Q 18 804,13	Q 18 804,13
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO</b>					<b>Q 2 037 547,73</b>

Fuente: elaboración propia.



Sin embargo, pese a que económicamente no sea rentable, construir el edificio, será de beneficio para toda la población y se recibirán beneficios mucho mejores que los beneficios económicos de una renta, ya que en dicho edificio se impartirá la educación, y con esto se obtendrá una población educada, lo cual contribuirá al desarrollo del municipio y del país, y con ello una mejor calidad de vida de la población.

### **3. EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL, CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ**

#### **3.1. Diseño del edificio hospitalario**

El municipio cuenta con un pequeño centro de salud, elaborado de lámina y mampostería, con el propósito de contribuir a una mejor calidad de vida en la población y como símbolo de desarrollo y progreso social para el municipio, es necesario la construcción de un nuevo edificio para un hospital municipal de capacidad media, con esto se busca contribuir a descentralizar los servicios de salud que se brindan en la cabecera departamental y beneficiar a la población de todo el municipio con servicios de salud a su alcance.

##### **3.1.1. Infraestructura para el edificio hospitalario**

Previo a diálogo con los COCODES y la Dirección Municipal de Panificación (DMP) y a visita preliminar del área destinada para la construcción, se concluyó que el edificio nuevo deberá ser de dos niveles y contará con la distribución de los ambientes mínimos: administración, consulta externa, emergencia, medicina interna, pediatría, nutrición, cirugía general, ginecología obstetricia, laboratorios rayos x, bodega y sus respectivas rampas y gradas de acceso.

### **3.1.2. Topografía del terreno**

La superficie del terreno disponible puede considerarse plana dado que el terreno ha sido preparado previamente, por lo que no fue necesario hacer levantamiento altimétrico. El terreno no posee árboles que puedan obstaculizar la construcción, tiene forma cercana a la de un cuadrado y posee un área aproximada de 10 000 metros cuadrados, por lo que no toda el área será requerida para la nueva edificación.

### **3.1.3. Determinación del valor soporte del suelo (Vs)**

Para poder apreciar las características del suelo donde se erigirá la edificación, como también para determinar el valor soporte del suelo, se llevó a cabo el ensayo de compresión triaxial a una muestra inalterada de 1 pie<sup>3</sup> de volumen obtenida a una profundidad aproximada de 2,00 metros, obteniendo el resultado que se muestra en el apéndice de este informe.

Por medio de estos datos se determinó el valor soporte del suelo mediante el método propuesto por el Dr. Terzaghi.

Aplicando a los resultados del ensayo la teoría de capacidad de carga de Terzaghi para una cimentación cuadrada, se logró determinar el valor soporte del suelo siendo el procedimiento de cálculo el que a continuación se describe:

Carga última:

$$q_u = 1,3C_u N_c + \gamma_s D_f N_q + 0,4\gamma_s B N_\gamma$$



Donde:

- $q_u$  = valor de capacidad portante última
- $C_u$  = cohesión del suelo
- $N_c$  = factor de capacidad de carga debido a cohesión
- $\gamma_s$  = peso específico del suelo
- $D_f$  = desplante de cimentación (1,00 m)
- $N_q$  = factor de capacidad de carga debido a sobrecarga
- $B$  = base de la zapata (1,00 m unitario)
- $N_\gamma$  = factor de capacidad de carga debido al peso del suelo
- $\emptyset$  = ángulo de fricción interna
- $F_s$  = factor de seguridad

Datos:

$$\emptyset = 19,76^\circ \qquad C_u = 4,76 \text{ t/m}^2 \qquad \gamma_s = 1,07 \text{ t/m}^3$$

Para determinar los factores de capacidad de carga se hará uso de los datos anteriores y de la tabla que a continuación se muestra, aproximando el ángulo de fricción interna a 19,00 grados.

Tabla XVI. **Factores de capacidad de carga**

$\emptyset$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
19,00	16,56	6,70	3,07

Fuente: *tabla 3.1 Factores de capacidad de carga de Terzaghi, Braja M. Das. Quinta Edición. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 129.*

Entonces:

$$Q_u = 1,3 \cdot 4,76 \cdot 16,56 + 1,07 \cdot 1,00 \cdot 6,70 + 0,4 \cdot 1,07 \cdot 1,00 \cdot 3,07$$

$$Q_u = 110,96 \text{ t/m}^2$$

Y el valor soporte del suelo queda determinado por medio de la siguiente ecuación matemática en la cual interviene un factor de seguridad de valor 4.

$$V_s = \frac{q_u}{f_s} \rightarrow \frac{110,96}{4} = 27,74 \text{ t/m}^2$$

Por seguridad se adoptara 25 toneladas sobre metro cuadrado.

### **3.1.4. Especificaciones para el diseño del edificio hospitalario**

Para desarrollar una buena distribución de ambientes y proveer un óptimo funcionamiento, se deben tomar en cuenta los criterios planteados por el Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social República de Guatemala, además de los criterios de los Códigos de diseño ACI, AGIES y UBC, entre otros.

#### **3.1.4.1. Criterios de conjunto**

Es necesario tomar en cuenta los criterios de conjunto, esto para que el edificio a diseñar sea armonioso y agradable a las personas que lo utilizaran, de estos criterios dependerá la comodidad que brindará el edificio a los usuarios.

#### **3.1.4.1.1. Emplazamiento**

El emplazamiento de la edificación es el área que cubre esta sobre el terreno, la cual para este caso, no sobrepasa un 40 por ciento del área total del terreno, este porcentaje representa un buen emplazamiento ya que se encuentra dentro de las de las recomendaciones arquitectónicas generales.

La edificación se ubicará sobre la calle principal del casco urbano de la cabecera municipal, que es allí, donde convergen todas las aldeas de una manera fácil y rápida, siendo este el mejor punto de accesibilidad para la población.

#### **3.1.4.1.2. Orientación del edificio**

En general la orientación ideal para una edificación es de norte a sur, de preferencia abriendo las ventanas hacia el norte, donde lo permita, en este caso es posible utilizar este criterio.

#### **3.1.4.1.3. Superficie y altura del edificio**

La superficie que ocupará el edificio de marcos dúctiles, será aproximadamente de 290 metros cuadrados, de acuerdo a las necesidades a satisfacer, según el emplazamiento y teniendo en cuenta la capacidad requerida. La altura del primer nivel será de 3,20 metros al igual que la del segundo, dando como resultado 6,40 metros de altura para todo el edificio.

#### **3.1.4.2. Criterios de iluminación**

Los espacios especiales como los de cirugía deben de contar con luz artificial, esta debe ser uniforme y de intensidad adecuada para que no produzca sombras, los pasillos o corredores del hospital deben de contar con luz natural en el mayor tiempo posible y luz artificial por la noche o cuando fuese necesaria.

Se busca obtener la mejor calidad de luz solar para los espacios orientados a la recuperación de los pacientes. La luz solar no debe ingresar de forma directa a estos, y de ser necesario se deben instalar voladizos o similares para evitar el ingreso directo, la orientación de las habitaciones se ubicarán de este hacia el sureste, con esto se logrará lo anteriormente expuesto. Evitar que existan barreras como árboles o cualquier otro elemento que impida tener contacto con la luz solar.

#### **3.1.4.3. Ventilación**

En los espacios asignados para los pacientes se requiere utilizar ventanas de fácil manejo, la ventilación no debe ser en corrientes y estas tienen que actuar como aislantes termo acústico.

Se recomienda un área de 50 al 80 por ciento del ancho de la habitación para las ventanas, todo lo contrario para las áreas destinadas a los quirófanos y similares, estas áreas deben de ser totalmente herméticas.

De ser necesario para evitar corrientes de aire directas se deben instalar artefactos para evitar estas, o bien colocar barreras naturales.

#### **3.1.4.4. Confort acústico**

Es de suma importancia verificar la contaminación acústica cuando a edificios de salud se refiere, ya que esto es un factor que influye en el nivel de recuperación del paciente, además un exceso de contaminación acústica ocasionara estrés tanto en los pacientes como el personal que se encuentra dentro de las instalaciones.

Es necesario que no existan interferencias sonoras exageradas entre ambientes especiales y ambientes normales, ni ruidos exteriores que sobrepasen los límites aceptables de tolerancia.

Para prevenir esto se utilizaran las siguientes recomendaciones:

- Para evitar interferencias de ruidos provenientes del exterior, el edificio será ubicado en una zona tranquila no industrial y lugar donde el ruido no es exagerado.
- Se tendrá la utilización de materiales porosos en la construcción de las paredes ya que estos absorben parte del ruido
- Se cerraran lo más herméticamente posible los distintos espacios en ventanas, puertas, juntas de trabajo y otros.

#### **3.1.4.5. Instalaciones**

La edificación debe contar con instalaciones hidráulicas, sanitarias, eléctricas y especiales las cuales son indispensables para el funcionamiento de la misma, estas serán colocadas de manera sobrepuesta ancladas a la estructura. La propuesta de estas instalaciones será de manera preliminar,

únicamente con lo esencial y se dejara prevista una sobrecarga para cuando estas necesiten ser ampliadas.

#### **3.1.4.6. Espacios especiales**

Cada uno de los espacios desempeñara una función específica, es por ellos que cada uno tendrá sus características particulares, se puede hacer mención por del área de cirugía que requiere características especiales, sin embargo todos los espacios requieren ciertas características específicas.

#### **3.1.5. Diseño arquitectónico**

Para determinar la configuración en planta y elevación se buscó que esta fuese simple, simétrica y uniforme, y que a la vez cumpliera con las distintas condiciones de regularidad estructural planteadas en las diferentes normas sísmicas.

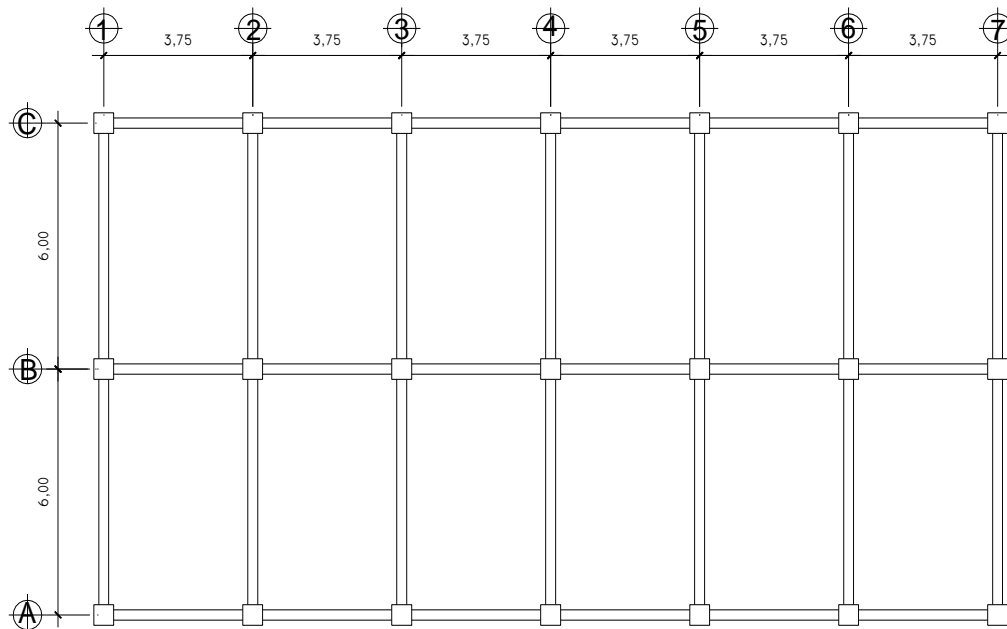
Para tener un lugar cómodo y funcional en la forma y distribución de conjunto, se propone un diseño arquitectónico que se adecue a las necesidades que se tienen considerando las limitaciones que puedan existir como el espacio disponible, además de tomar en cuenta el número aproximado de personas que utilizarán la edificación, el crecimiento poblacional y financiamiento para la construcción.

### 3.1.5.1. Forma del edificio en planta

La planta del edificio es rectangular y todos los espacios poseen las mismas dimensiones, se trata de evitar al máximo cualquier asimetría o excentricidad en la estructura, con esto se garantiza reducir la torsión ocasionada por estos aspectos.

La planta propuesta para el edificio cumple con las condiciones de regularidad estructural tal como lo muestra la siguiente figura.

Figura 39. Propuesta planta típica edificio



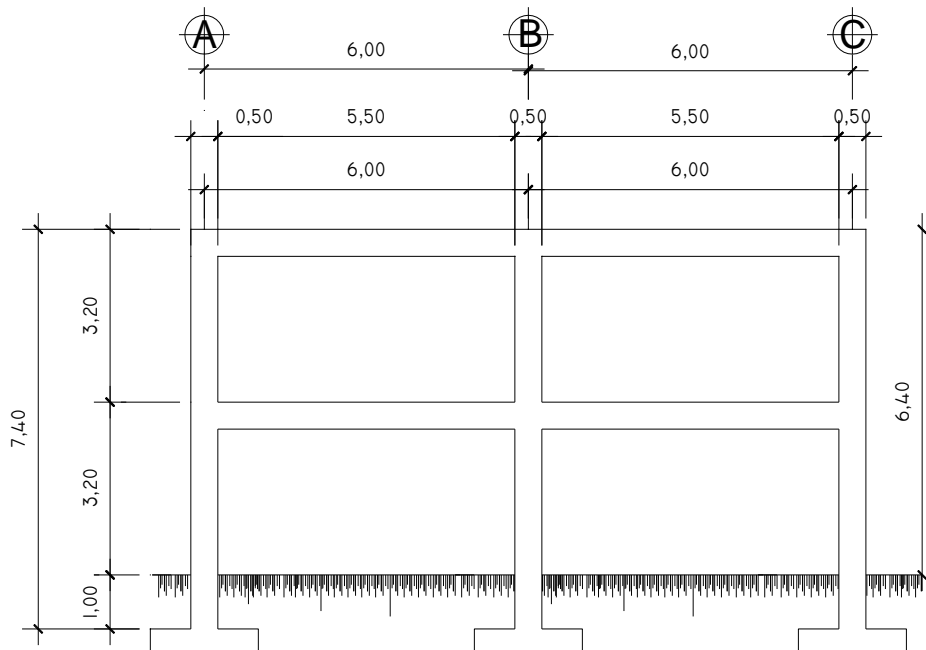
Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

### 3.1.5.2. Forma del edificio en elevación

Al igual que en la planta del edificio, la sencillez, regularidad y simetría son deseables en la elevación del mismo y así evitar concentración de esfuerzos en los nodos o amplificaciones en la vibración en los niveles superiores del edificio.

Apegándose a las normas sísmicas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), se indica que una estructura es regular sólo si su relación de esbeltez no excede 2,5. Lo anteriormente expuesto se detalla a continuación.

Figura 40. Elevación típica del edificio



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

$$\frac{H}{A} < 2,5 \quad \text{se tiene que} \quad \frac{7,40}{12} = 0,62 < 2,5 \quad \text{por lo tanto es estructura regular.}$$



### **3.1.6. Altura del edificio**

Dentro de las consideraciones establecidas previamente, se determinó diseñar un edificio compuesto de dos niveles, con una altura de ambientes de 3,20 metros, tanto a los ambientes como a los espacios en circulación, y un desplante de cimentación de 1,00 metros.

### **3.1.7. Selección del sistema estructural**

Para determinar el sistema estructural a utilizar es necesario tomar en cuenta distintos factores como; estética, economía, materiales disponibles en el lugar, mano de obra, otros. Nunca olvidando los objetivos principales que debe satisfacer la estructura como funcionalidad y seguridad.

Por ello el sistema estructural de la edificación estará compuesto por marcos dúctiles espaciales de concreto armado (hormigón), con lozas planas también de concreto armado, muros de mampostería y divisiones de material liviano termo acústicas (tabla yeso).

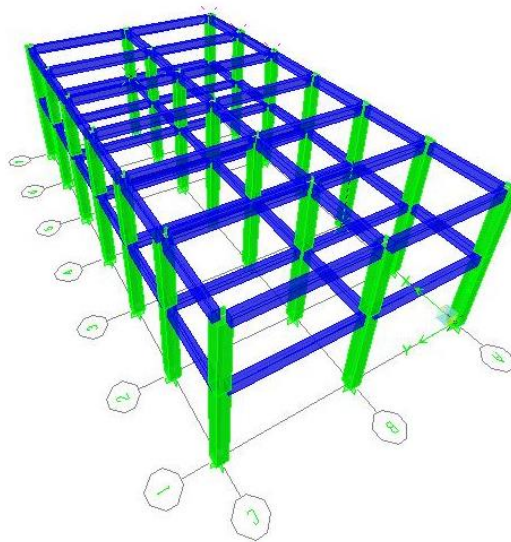
### **3.1.8. Análisis estructural**

Se analizara la estructura auxiliándose y aplicando lo establecido en los códigos de diseño así como los métodos de análisis, tomando en cuenta las distintas fuerzas y deformaciones que actúan sobre la estructura.

Para analizar los marcos dúctiles se utilizó el software integrado de diseño ETABS® Nonlinear versión 9.7.3, y luego se realizó una comparación con el método de Kani. Se obtuvo cerca de un 5 por ciento de diferencia entre estos métodos.

En general se utilizaron los resultados de ETABS® para el diseño de los elementos estructurales, siempre confrontándolos con los del método iterativo Kani.

Figura 41. **Tipología estructural del edificio**



Fuente: software ETABS ®.BFIGUA

### **3.1.8.1. Predimensionamiento estructural**

Predimensionar la estructural no es más que asignar medidas previas a los distintos elementos estructurales. Se busca siempre que estas medidas soporten los esfuerzos y las cargas a las cuales dichos elementos serán sometidos.

El Código ACI 318-05 establece distintas disposiciones para esta estimación según el elemento estructural a analizar, estos serán aplicados en los diferentes elementos.

### 3.1.8.1.1. Vigas

Para el predimensionamiento de vigas el método utilizado calcula la altura (h) del elemento, que depende de la luz que cubre la viga, siendo  $h = 8\%$  de la luz, y el ancho del elemento (b) no debe ser menor que el más pequeño de: 0,3 veces h o 25 centímetros. Según ACI 318-05, sección 21.3.1.3, página 329.

Solo se calculó la viga crítica es decir la de mayor longitud que presenta el edificio, las restantes quedarán con la misma sección debido a que si se calcula su sección es un poco más pequeñas, sin embargo, la diferencia mínima permite unificar todas las vigas con una misma sección.

$$\text{Luz mayor} = 6,00 \text{ m}$$

$$h = 0,08 * 6,00\text{m} = 0,48 \text{ m} \rightarrow 0,50 \text{ cm}$$

$$b = 0,3 * 0,50 = 0,15 \rightarrow 0,25 \text{ cm (base)}$$

Por aparte el Código ACI en su sección 9.5.2 indica que el espesor mínimo de viga no pretensada con un extremo continuo es  $L/18,5$ ; donde L es la luz máxima.

$$\text{Luz mayor} = 6,00 \text{ m}$$

$$b = 6,00 / 18,5 = 0,32 \text{ cm (base)}$$

La sección de la viga será = 0,25 m x 0,50 m (base x peralte)

Esto en base a los predimensionamientos calculados anteriormente y utilizando el criterio de tener una relación 1:2 en cuestión de base-altura en la viga.

### 3.1.8.1.2. Columnas

Una columna de concreto simple no puede soportar mucha carga, pero su capacidad aumenta si se le agregan barras longitudinales. Pueden lograrse considerables incrementos en la resistencia de la columna proporcionando restricción lateral a las barras longitudinales.

Bajo cargas de compresión, las columnas no solo tienden a acortarse longitudinalmente, sino también a expandirse lateral debido al efecto de Poisson. La capacidad de tales miembros puede aumentar considerablemente si se le proporciona restricción lateral, en forma de espirales o estribos cerrados ligeramente separados en torno al refuerzo longitudinal.

En la edición de 1971 del ACI, las dimensiones mínimas para elementos sometidos a compresión fueron eliminadas con el objeto de un uso más amplio de los elementos en compresión de concreto reforzado con dimensiones menores en estructuras ligeramente cargadas, tales como edificios livianos de oficinas y edificios de baja altura para vivienda.

Por esta razón el criterio a utilizar para el predimensionamiento se basa en los límites de refuerzo en elementos sometidos a compresión que dice, el área del refuerzo longitudinal  $A_{st}$  para elementos a compresión no debe menor que 0,01 del área gruesa o ni mayor que 0,08 del área gruesa. ACI 318-05 sección 10.9.1, página 135.

Así también el número mínimo de barras longitudinales en elementos sometidos a compresión debe ser 4 para barras dentro de estribos rectangulares ACI 318-05 sección 10.9.2 página 136.

$$1\%(A_g) \leq A_{st} \leq 8\%(A_g)$$

Según ACI 318-05 sección 10.9.1 página 135

Suponiendo así: 4 barras núm. 8 + 4 barras núm. 3 equivalentes al 0,001 del área gruesa:

$$4 * 5,10 + 4 * 0,71 = 23,24 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 23,24 / 0,001 = 2324 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la sección de la columna deberá ser  $= \sqrt{2324} = 48,20 \text{ cm}$  por lado.

El Código ACI 318-05 establece como sección mínima para una columna  $30 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 900 \text{ cm}^2$

Sin embargo, para este caso por tratarse de una estructura destinada a servicios de salud, y que, a este tipo de edificaciones se le aplican mayores factores de seguridad, se propone una sección para la columna de  $0,50 \text{ m} * 0,50 \text{ m} = 2500 \text{ cm}^2$

La sección de la columna será  $= 0,50 \text{ m} * 0,50 \text{ m}$ .

### **3.1.8.1.3. Losas**

Para determinar si una losa trabaja en una o en dos direcciones, el código establece que se determina mediante el valor de  $(m)$  siendo esta la relación del lado menor de la losa dentro del lado mayor.

Las condiciones para determinar el trabajo son las siguientes:

$$m = \frac{A}{B} \quad \begin{array}{l} \text{Si } m < 0,5 \text{ losa que trabaja en un sentido} \\ \text{Si } m \geq 0,5, \text{ losa que trabaja en dos sentidos} \end{array}$$

Donde:

- m = relación lado a lado de la losa
- A = lado corto de la losa
- B = lado largo de la losa

En la figura de la planta típica, se aprecia que solamente se tiene un tipo de losa; la losa tipo 1 que tiene una dimensión de 3,75 m \* 6,00 m.

Así

$$m_1 = 3,75 / 6,00 = 0,62 \quad \text{entonces, trabaja en dos sentidos}$$

Y el espesor t, para losas que trabajan en dos sentidos debe ser mayor o igual a 9 centímetros, y menor o igual a 15 centímetros según recomendación del Código ACI 318-05, t se determina mediante la siguiente fórmula:

$$t = \frac{p}{180} \quad \text{donde } p = \text{perímetro de losa}$$

así:

$$t_1 = 19,50 \text{ m} / 180 = 0,108 \text{ m} \quad \rightarrow \quad 11 \text{ cm}$$

Se propone uniformizar t = 11 cm para toda la losa, con esto se reducirán al máximo excentricidades, y se mantendrá la uniformidad en las losas.

#### **3.1.8.1.4. Cimientos**

Los cimientos tienen como función transmitir las distintas cargas que la estructura soporta hacia el suelo de forma adecuada, estos se diseñaran mediante zapatas aisladas según sea requerido.

#### **3.1.8.2. Determinación de cargas aplicadas a marcos dúctiles**

Las estructuras están sometidas a cargas de diferente índole, estas pueden dividirse de acuerdo a la dirección de su aplicación, siendo estas: cargas verticales o gravitatorias y cargas horizontales o laterales.

##### **3.1.8.2.1. Cargas verticales**

También llamadas cargas por gravedad, se dividen en carga viva y carga muerta. Las cargas vivas son cargas ocasionales, tales como el peso de personas, mobiliario, equipo, maquinaria y otros, la carga muerta es aquella que permanece constante, inamovible dentro de la estructura, generalmente están constituidas por el peso propio de los elementos que integra la estructura, el peso de las instalaciones y una sobrecarga, éstas pueden calcularse con buena aproximación.

Las cargas vivas pueden estar total o parcialmente en un sitio o no estar presentes y pueden cambiar de ubicación, su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado y sus máximas intensidades a lo largo del período de servicio de la estructura no se conocen con precisión. Las cargas vivas de servicio para las cuales deben diseñarse los entresijos y cubiertas se

especifican usualmente en distintos códigos de construcción según el tipo de edificación.

En este caso los valores para determinar (según UBC 97) las cargas verticales distribuidas son:

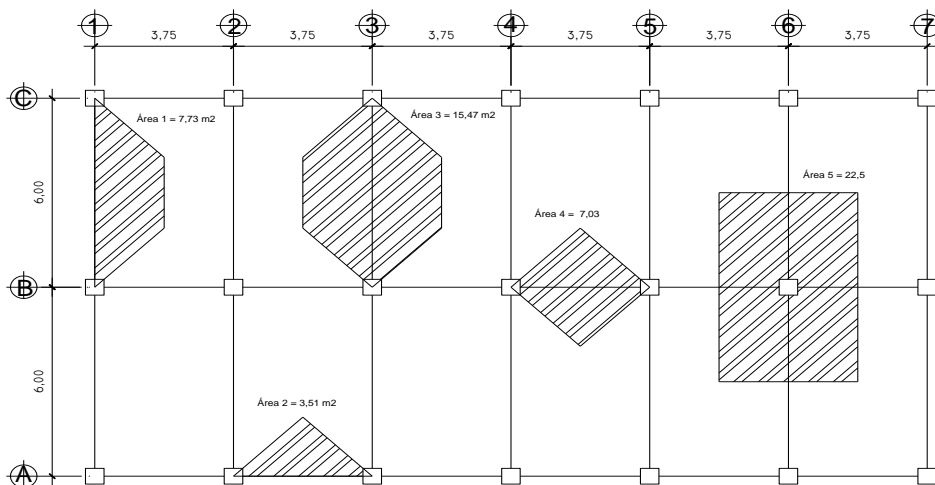
Tabla XVII. **Valores para determinar las cargas verticales**

<b>CARGA MUERTA (D)</b>		<b>CARGA VIVA (L)</b>	
Peso del concreto	= 2,400 kg/m <sup>3</sup>	Hospital	= 500 kg/m <sup>2</sup>
Sobre carga (SC)	= 200 kg/m <sup>2</sup>	Techo	= 300 kg/m <sup>2</sup>
Peso de muros	= 140 kg/m <sup>2</sup>		

Fuente: UBC 1997

A continuación se presenta la integración de cargas distribuidas para los marcos típicos en sentido X y Y a analizar y cuyas áreas tributarias se describen en la figura.

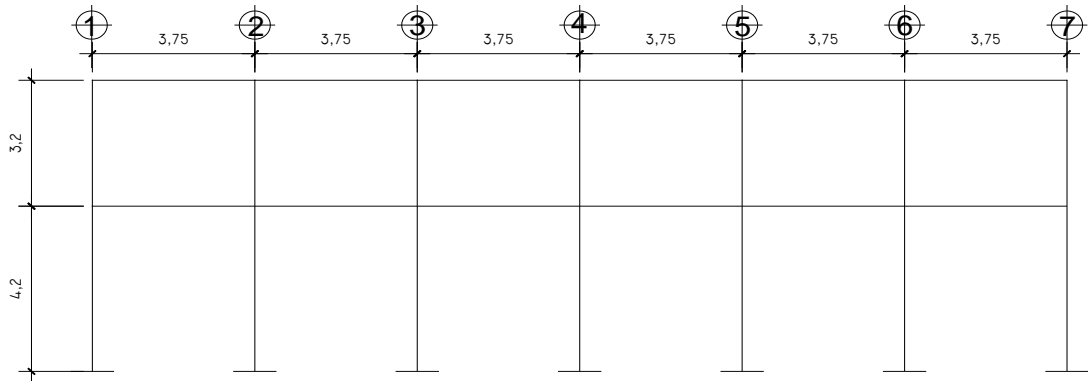
Figura 42. **Planta de áreas tributarias**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.



Figura 43. Elevación de marco típico sentido X



Fuente: elaboración propia

Carga muerta (D):

Peso de muro = altura de muro \* peso de muros

Sobrecarga =  $\frac{\text{área tributaria} * SC}{\text{longitud de viga}}$

Peso de losa =  $\frac{\text{área tributaria} * \text{espesor de losa} * \text{peso del concreto}}{\text{longitud de viga}}$

Peso de viga =  $\frac{(\text{altura de viga} - t \text{ de losa}) * \text{base de viga} * \text{peso del concreto}}{\text{longitud de viga}}$

D = peso de muro + sobrecarga + peso de losa + peso de viga

Carga viva (L):

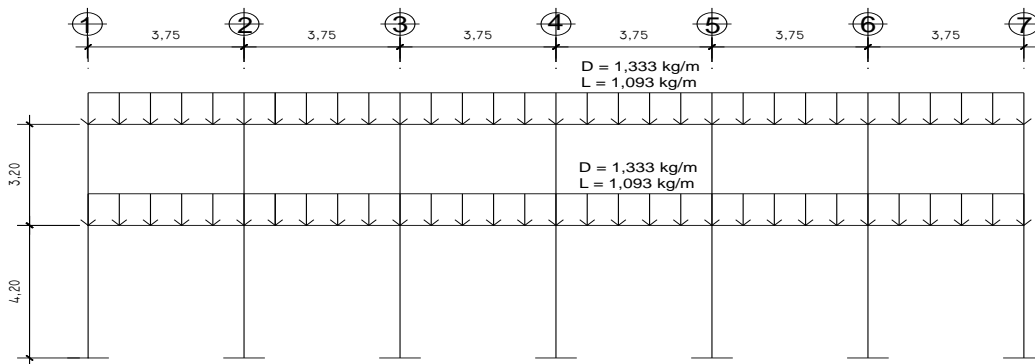
$L = \frac{\text{área tributaria} * \text{valor de carga viva}}{\text{longitud de viga}}$

Para el marco del eje B (sentido x) y el marco del eje 2 (sentido y) el modelo matemático de las cargas integradas queda representado por las siguientes figuras, estos poseen los mismos valores en el primer y segundo nivel, debido a que en nuestro país, la mayoría de veces las estructuras son

utilizadas de manera muy diferente a como fueron planificadas (sobrecargándolas o ampliándolas de manera improvisada).

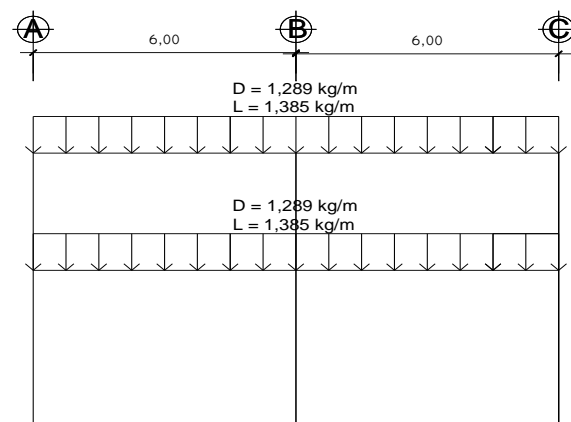
Tomando en cuenta que se dio una ampliación o el uso improvisado y no planificado de la losa superior, se utilizarán las mismas cargas para el entrepiso y para la losa superior, como medida de seguridad.

Figura 44. **Modelo matemático para marco típico eje B**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

Figura 45. **Modelo matemático para marco típico eje 2**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

De igual forma se procede a realizar los modelos matemáticos para los marcos restantes. Los valores obtenidos de estos son los utilizados en los métodos de análisis estructural como lo son ETABS® versión 9.6, y el método iterativo de análisis Kani, descritos más adelante.

### **3.1.8.2.2. Cargas horizontales**

Estas actúan perpendicularmente a la línea de acción de la gravedad y son producidas por fuerzas de sismo, viento o impacto, siendo así puramente dinámicas.

Al igual que las cargas vivas, las cargas horizontales son inciertas tanto en magnitud como en distribución y para su cálculo sólo se considera una de las fuerzas antes mencionadas ya que estos fenómenos difícilmente se presentan en forma simultánea. Se debe elegir el fenómeno que provoque las máximas fuerzas horizontales.

El territorio de Guatemala se caracteriza por ser una zona con un índice de sismicidad alto, por lo que es necesario considerar los efectos de sismo al momento de diseñar una edificación. Para determinar las fuerzas sísmicas en el presente caso se recurrió al método descrito en el *Uniform Building Code* de 1997 (UBC 97), este método procede a calcular el corte basal para luego distribuirlo a los diferentes niveles de la edificación tal como a continuación se describe.

- Corte basal

El corte basal es la fuerza sísmica que el suelo transmite al edificio en la base.

La fórmula (30-4) del UBC 97 está establecida para determinar el corte basal ( $V$ ), Guatemala está ubicada en una zona geográfica altamente sísmica, zona sísmica 4 (de alto riesgo sísmico) del código, siendo la siguiente fórmula para dichas características:

$$V_1 = \frac{C_v I}{R T} W$$

Pero éste corte basal no necesita exceder el valor de la siguiente ecuación (30-5) del UBC 97:

$$V_2 = \frac{2,5 C_a I}{R} W$$

Además el corte basal no debe ser menor al valor de la siguiente ecuación (30-6) UBC 97:

$$V_3 = 0,11 C_a I W$$

Por aparte para la zona sísmica 4 el corte basal tampoco debe ser menor al valor de la siguiente ecuación (30-7) UBC 97:

$$V_4 = \frac{0,8 Z N_v I}{R} W$$

Donde:

- $C_v$  = coeficiente sísmico que depende del tipo de suelo y la zona sísmica. Para un tipo de suelo  $S_d$  (perfil de suelo rígido 50-100 kPa según tabla 16-J UBC 97) y zona sísmica 4 (según tabla 16-R UBC 97),  $C_v = 0,64 N_v$
- $N_v$  = factor de cercanía al epicentro (según tabla 16-T UBC 97), para distancias mayores a 15 kilómetros el valor es 1,0

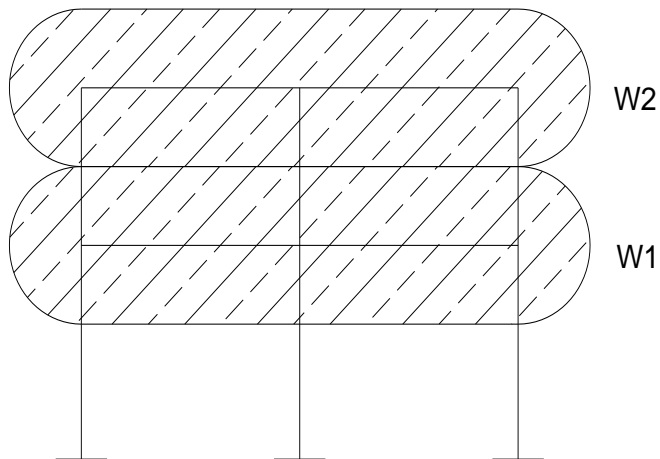
- $C_a$  = coeficiente de sismicidad (según tabla 16-Q UBC 97) que depende del tipo del suelo y la zona sísmica. Para un tipo de suelo  $S_d$  y zona sísmica 4,  $C_a = 0,44 N_a$
- $N_a$  = factor de cercanía a la fuente (según tabla 16-S UBC 97), para distancias mayores a 10 kilómetros el valor es 1,0
- $I$  = factor de importancia sísmica según categoría de destino (según tabla 16-K UBC 97), para estructuras con categoría de instalaciones especiales el valor es 1,25
- $R$  = factor que depende del sistema estructural utilizado, para marcos especiales de concreto resistentes a momentos (según tabla 16-N UBC 97) el valor es 8,5
- $T$  = período de la estructura, su valor está dado (según ecuación 30-8 UBC 97) por  $T = C_t (h_n)^{3/4}$

Donde:

- $C_t$  = 0,0731 en sistema métrico, para marcos especiales de concreto resistentes a momento
- $h_n$  = altura del edificio
- $W$  = peso total del edificio
- $Z$  = factor de zona sísmica (según tabla 16-I UBC 97), para zona sísmica 4 el valor es 0,4

Dado que se cuenta con los valores de todos los coeficientes faltando únicamente el valor del peso de la estructura ( $W$ ) se procede a calcular este.

Figura 46. **Distribución del peso de la estructura por nivel**



Fuente: elaboración propia.

La figura anterior muestra la distribución del peso por nivel, el peso de los mismos se obtiene sumando las cargas de los elementos estructurales, la sobrecarga y se adiciona un porcentaje de la carga viva (L) en los niveles que se consideren con acceso, para este caso se usara un 25 por ciento de dicha carga (L). Quedando el siguiente procedimiento.

#### Nivel 1 ( $W_1$ )

$$W_{\text{losas}} = (0,11) (22,50 + 0,25) (12,00 + 0,25) (2\ 400) = 73\ 573,50$$

kg

$$W_{\text{vigas}} = (0,25) (0,50 - 0,11) (2\ 400) (22,50 \times 3 + 12,00 \times 7) = 35\ 451,00$$

kg

$$W_{\text{muros}} = (387,3 \text{ área}) (140,00) = 54\ 222,00$$

kg

$$W_{\text{cols}} = (0,50) (0,50) (3,20 - 0,50) (2\ 400) (21) = 34\ 020,00$$

kg

$$W_{sc} = (22,50) (12,00) (200) = 54\,000,00$$

kg

$$W_L = \{(22,50) (12,00) (500)\} * 0,25 = 33\,750,00$$

kg

Siendo  $W_1$  la sumatoria de las cargas anteriores, se tiene que:

$$W_1 = 285\,016,50 \text{ kg}$$

Nivel 2 ( $W_2$ )

$$W_{losas} = (0,11) (22,50 + 0,25) (12,00 + 0,25) (2\,400) = 73\,573,50 \text{ kg}$$

$$W_{vigas} = (0,25) (0,50 - 0,11) (2\,400) (22,50 \times 3 + 12,00 \times 7) = 35\,451,00 \text{ kg}$$

$$W_{muros} = (387,3 \text{ \u00e1rea}) (140,00) = 54\,222,00 \text{ kg}$$

$$W_{cols} = (0,50) (0,50) (3,20 - 0,50) (2\,400) (21)(1/2) = 17\,010,00 \text{ kg}$$

$$W_{sc} = (22,50) (12,00) (200) = 54\,000,00 \text{ kg}$$

$$W_L = \{(22,50) (12,00) (500)\} * 0,25 = 33\,750,00 \text{ kg}$$

Siendo  $W_2$  la sumatoria de las cargas anteriores, se tiene que:

$$W_2 = 268\,006,50 \text{ kg}$$

El peso total de la estructura es la sumatoria de  $W_1 + W_2$  siendo as\u00ed:

$$W_{total} = W_1 + W_2 = 285\,016,50 + 268\,006,50 \text{ kg} = 473\,796,20 \text{ kg}$$

Se procede a calcular el corte basal de acuerdo a las ecuaciones anteriormente descritas, sustituyendo los factores anteriormente establecidos y un per\u00edodo  $T = 0,0731 (6,60\text{m})^{3/4} = 0,301 \text{ s}$ , se tiene que:

$$\begin{aligned}
V_1 &= (0,64 * 1,25) / (8,5 * 0,301) (473\ 796,20) = 148\ 148,12\ \text{kg} \\
V_2 &= (2,5 * 0,44 * 1,25 / 8,5) (473\ 796,20) = 76\ 643,50\ \text{kg} \\
V_3 &= 0,11 * 0,44 * 1,25 * (473\ 796,20) = 28\ 664,70\ \text{kg} \\
V_4 &= 0,8 * 0,4 * 1 * 1,25 / 8,5) (473\ 796,20) = 22\ 296,29\ \text{kg}
\end{aligned}$$

El corte basal a utilizar que cumple con todas las restricciones establecidas en el UBC 97 anteriormente citadas es  $V_2 = 76\ 643,50\ \text{kg}$

- Fuerzas por nivel

El corte basal debe de distribuirse sobre la altura de la estructura, incluyendo el Nivel n. de acuerdo con la siguiente (ecuación 30-15 del UBC 97) fórmula:

$$F_x = \frac{(V - F_t) * W_x * h_x}{\sum W_i * h_i}$$

Donde:

$F_x$  = fuerza por nivel x

$V$  = corte basal

$F_t$  = fuerza adicional en la cúspide y  $F_t = 0$  si el período ( $T \leq 0,7$  seg) que aplica en este caso

$W_x$  = peso del nivel a analizar

$h_x$  = altura del nivel a analizar

$W_i$  = peso de los diferentes niveles del edificio

$h_i$  = altura de los diferentes niveles del edificio



La tabla a continuación muestra los resultados de la distribución de fuerzas por nivel respectivamente:

Tabla XVIII. **Fuerzas por nivel**

Nivel	Wi	hi	Wi * hi	Fx
2	268 006,50 kg	7,40 m	1 983 248,10	47 794,94
1	285 016,50 kg	4,20 m	1 197 069,30	28 848,56
			$\Sigma = 3\,180\,317,4$	$\Sigma = 76\,643,50$

Fuente: elaboración propia.

Para ambos sentidos (X, Y) la fuerza por nivel es la misma, es por ello que la distribución de fuerzas por marcos se hace dividiendo Fx entre el número de marcos del sentido a analizar, tal como se presenta en la siguiente tabla:

Tabla XIX. **Fuerzas por marco**

Nivel	Fx	Eje Y Fy/(7 marcos)	Eje X Fx/(3 marcos)
2	47 794,94 kg	6 827,84 kg	15 931,65 kg
1	28 848,56kg	4 121,22 kg	9 616,19 kg
$\Sigma = 76\,643,50\text{kg}$			

Fuente: elaboración propia

- Excentricidad

Al momento de que la fuerza de sismo actúa sobre la estructura se produce un incremento en las fuerzas horizontales, esto a causa de la torsión que se genera, este incremento se encuentra relacionado con el sentido en que la fuerza ingresa a la estructura y de las excentricidades que se posean en los ejes de la estructura.

La excentricidad se define como la diferencia de distancias entre el centro de masa y el centro de rigidez del entrepiso de una edificación, existe la excentricidad tanto en el eje X como en el eje Y.

Para calcular el centro de masa (Cm) de la edificación se estableció el entrepiso más crítico, el que posee mayor masa debido a la carga muerta, para este caso es el nivel 2 y se calcula mediante las siguientes fórmulas para el sentido X y Y respectivamente:

$$\bar{X} = \frac{\sum (W_i * \bar{x}_i)}{\sum W_i}$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum (W_i * \bar{y}_i)}{\sum W_i}$$

Donde:

$W_i$  = peso de cada elemento estructural, sobrecarga y carga viva

$\bar{x}_i$  = centroide del elemento estructural respecto al eje X

$\bar{y}_i$  = centroide del elemento estructural respecto al eje Y

La tabla muestra los datos obtenidos.

Tabla XX. **Cálculo de centro de masa**

<b>ELEMENTO</b>	<b>W<sub>i</sub></b>	<b><math>\bar{x}_i * W_i</math></b>	<b><math>\bar{y}_i * W_i</math></b>
Sobre carga	54 000,00	607 500,00	324 000,00
Losa	71 280,00	801 900,00	427 680,00
Carga viva	135 000,00	1 518 750,00	810 000,00
Viga sentido x	26 325,00	296 156,25	157 950,00
Viga sentido y	13 923,00	156 633,75	83 538,00
Muro sentido x	22 050,00	248 062,50	132 300,00
Muro sentido y pasillos	18 732,00	210 735,00	112 392,00
columnas	34 020,00	380 295,00	204 120,00
$\Sigma$	375 330,00	4 220 032,50	2 251 980,00

Fuente: elaboración propia.

Entonces:

$$\bar{X} = 4\,220\,032,50 / 375\,330,00 = 11,25 \text{ m}$$

$$\bar{Y} = 2\,251\,980,00 / 375\,330,00 = 6,00 \text{ m}$$

Debido a que el edificio es simétrico tanto en el eje X como Y, su centro de masa se encuentra ubicado a la mitad de la distancia total del eje.

Para determinar el centro de rigidez se toma en cuenta que debido a que las columnas son geoméricamente cuadradas y todas poseen las mismas dimensiones, implica que las rigideces en los ejes de su sección son iguales, por lo que es posible utilizar las siguientes fórmulas para el eje X y Y respectivamente:

$$X_{cr} = \frac{\sum (x_o * \#columnas)}{\# columnas}$$

$$Y_{cr} = \frac{\sum (y_o * \#columnas)}{\# columnas}$$

Donde:

$x_o$  = centroide de columna respecto a eje X

$y_o$  = centroide de columna respecto a eje Y

entonces:

$$X_{cr} = 3 \text{ col/eje } (0+3,75+7,50+11,25+15+18,75+22,5) / 21 \text{ cols} = 11,25 \text{ m}$$

$$Y_{cr} = 7 \text{ col/eje } (0+ 6,00 + 12,00) / 21 \text{ cols} = 6,00 \text{ m}$$

Para el eje (X,Y) el centro de rigidez se localiza a la mitad de la distancia total, esto debido a la simetría que posee la estructura en ambos ejes. Con lo anteriormente calculado es posible determinar la excentricidad real del edificio, esta se obtiene mediante la sustracción entre el centro de masa y el centro de rigidez, entonces se tiene que:

$$e_x = \bar{X} - X_{cr} \rightarrow 11,25 - 11,25 = 0,00 \text{ m}$$

$$e_y = \bar{Y} - Y_{cr} \rightarrow 6,00 - 6,00 = 0,00 \text{ m}$$

Las excentricidades reales tanto en el eje (X,Y) son 0,00 con esto se establece que son menores de 10 por ciento de la longitud total de los ejes de la estructura respectivamente, con esto se determina que las excentricidades

están dentro de los parámetros que los distintos códigos permiten, y se establece que la estructura posee una forma regular por lo cual no se generaran excentricidades que puedan provocar un incremento en las fuerzas de sismo, con lo anteriormente expuesto se calcula la excentricidad de diseño.

Esta excentricidad se utiliza para calcular el incremento por torsión en las fuerzas de sismo y se determina mediante la siguiente ecuación:

$$E_d = 1,5 * e + 10\% B$$

Donde:

$E_d$  = excentricidad de diseño

$e$  = excentricidad real en X o Y

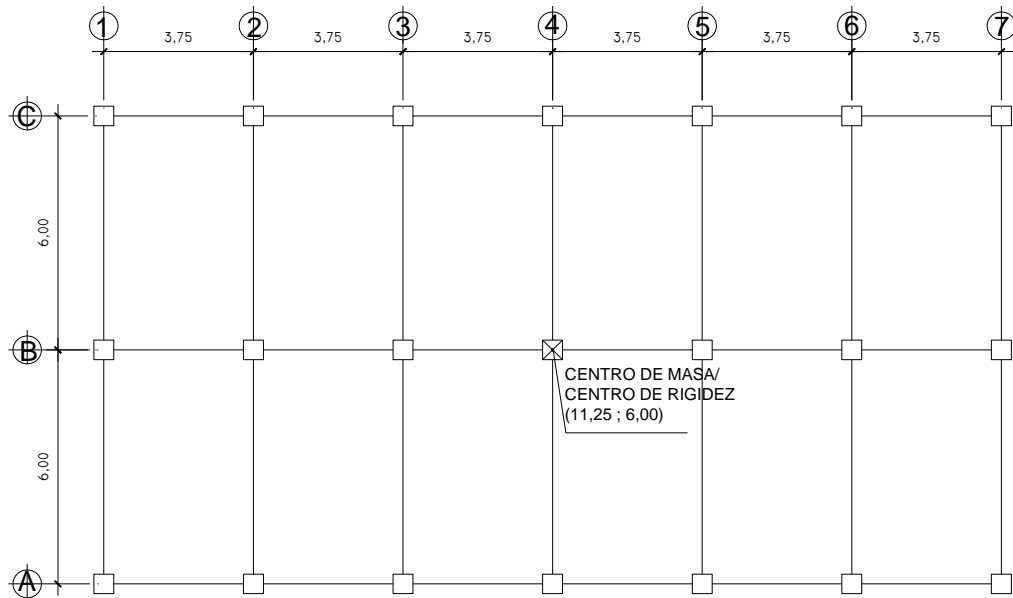
$B$  = longitud de la base del edificio en X o Y

Entonces:

$$E_{dx} = 1,5 * 0,00 \text{ m} + 0,1 * 22,5 \text{ m} = 2,25 \text{ m}$$

$$E_{dy} = 1,5 * 0,00 \text{ m} + 0,1 * 12,0 \text{ m} = 1,20 \text{ m}$$

Figura 47. Centro de masa y rigidez de la estructura



Fuente: elaboración propia.

- Incremento por torsión

Cuando el sismo actúa sobre la estructura, no es posible predecir en qué sentido este ingresará, es por ello que el incremento por torsión ( $\Delta V$ ) se determina tomando el caso más crítico, y, este sucede cuando la fuerza de sismo se toma al 100 por ciento y se asume que esta actuará de forma perpendicular a los ejes (X o Y) junto con el 30 por ciento entrando en la otra dirección, esto se multiplica por la excentricidad de diseño respectivamente. Mediante la siguiente ecuación se puede determinar.

$$\Delta V = \frac{T * r}{J} * k$$

Donde:

T = momento torsional

r = distancia desde el centro de rigidez al marco a analizar según eje X  
(rx) ó Y (ry)

J = momento polar equivalente

k = rigidez de columna, para este caso  $k_x = k_y$  debido a que son  
columnas cuadradas

Para el cálculo del momento polar equivalente la fórmula a utilizar es la siguiente:

$$J = \sum (k_x * r_y^2 + k_y * r_x^2)$$

Ya que las columnas son cuadradas, las rigideces son iguales  $k_x = k_y \rightarrow$   
k, se tiene que la rigidez está dada así:

$$J = 7 \text{ cols} * k (6,00)^2 + 7 \text{ cols} * k (0,00)^2 + 7 \text{ cols} * k (6,00)^2 + 3 \text{ cols} * k (11,25)^2 + \\ 3 \text{ cols} * k (7,50)^2 + 3 \text{ cols} * k (3,75)^2 + 3 \text{ cols} * k (0,00)^2 + 3 \text{ cols} * k (3,75)^2 + 3 \\ \text{ cols} * k (7,50)^2 + 3 \text{ cols} * k (11,25)^2 = 1\,685,25 * k$$

Analizando el marco B nivel 2, mediante la siguiente fórmula se determina el momento torsional crítico, donde  $F_x$  es la fuerza de corte basal que actúa en ese nivel.

$$T = 100\% * F_x * E_{dy} + 30\% * F_x * E_{dx}$$

Entonces:

$$T = 1 * 47\,794,94 * 1,20 + 0,3 * 47\,794,94 * 2,25 = 89\,615,51 \text{ kg-m}$$

Y el resultado del incremento de fuerza debido a la torsión en el marco B:

$$\Delta V = \frac{89\,615,51 * 0,00}{1\,685,25 * k} * k = 00,0 \text{ kg/col}$$

En este caso como  $r = 0$  no existe ningún incremento por torsión si hubiese existido un incremento  $\Delta V$  kilogramos por 7 columnas del eje = (7)\* ( $\Delta V$ ) en todo el eje que comparado con 15 931,65 kilogramos (que es el total de la fuerza de corte en el nivel 2 eje X) representa el [(7)\* ( $\Delta V$ )/15 931,65] por ciento de incremento, entonces la fuerza incrementada será 15 931,65 \* (1+ [(7)\* ( $\Delta V$ )/15 931,65] %) kilogramos aplicada en el nodo. De la misma manera se realiza para los siguientes ejes y niveles, obteniendo los resultados siguientes.

Tabla XXI. Incremento por torsión

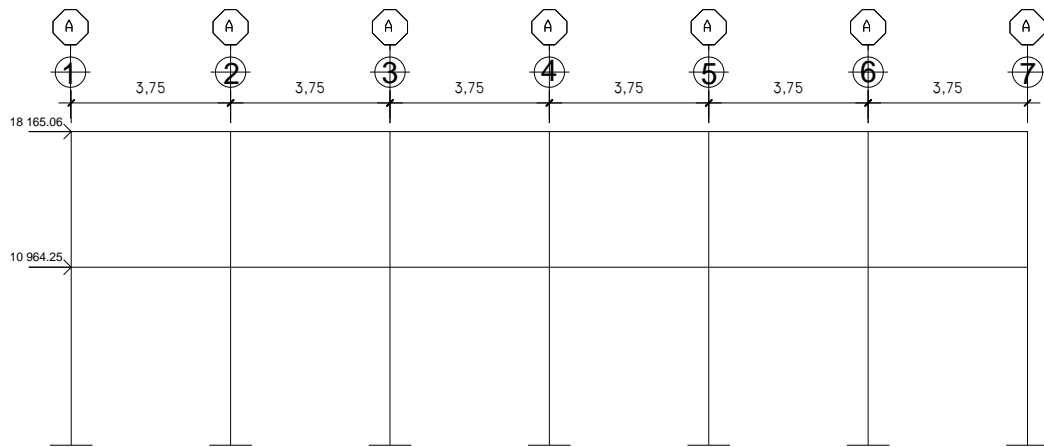
Eje	$\Delta V$ (kg/col)	$\Delta V * \text{No. col/eje}$ (kg)	Fuerza por marco (kg)	Incremento	Fuerza incrementada "E" (kg)
A	192,58	1 348,06	9 616,19	14,02%	10 964,25
B	0,00	0,00	9 616,19	0%	9 616,19
C	192,58	1 348,06	9 616,19	14,02%	10 964,25
1	361,09	1 083,27	4 121,22	26,29%	5 204,49
2	240,73	722,18	4 121,22	17,52%	4 843,40
3	120,36	361,09	4 121,22	8,76%	4 482,31
4	0,00	0,00	4 121,22	0%	4 121,22
5	120,36	361,09	4 121,22	8,76%	4 482,31
6	240,73	722,18	4 121,22	17,52%	4 843,40
7	361,09	1 083,27	4 121,22	26,29%	5 204,49

Fuente: elaboración propia.



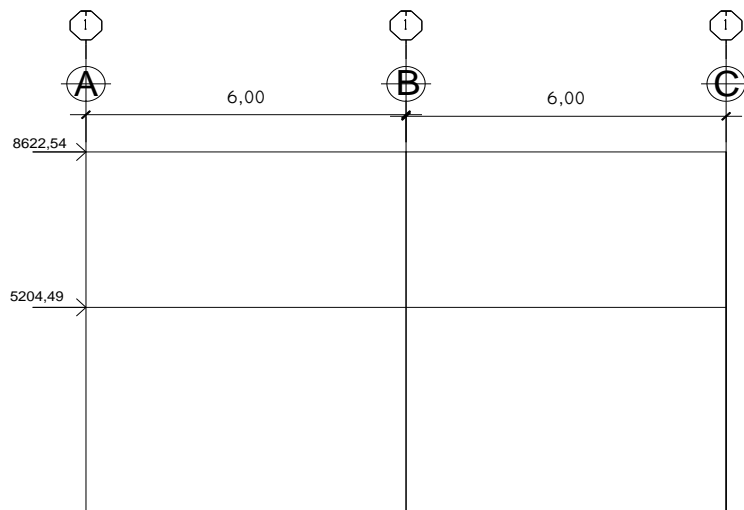
Tanto en el eje B como en el eje 4 no existe incremento por torsión debido a que el centro de rigidez es el mismo donde se encuentran ubicados estos ejes, lo que nos da un  $r = 0$  y por consiguiente ningún incremento.

Figura 48. **Fuerza de sismo E actuante en eje A**



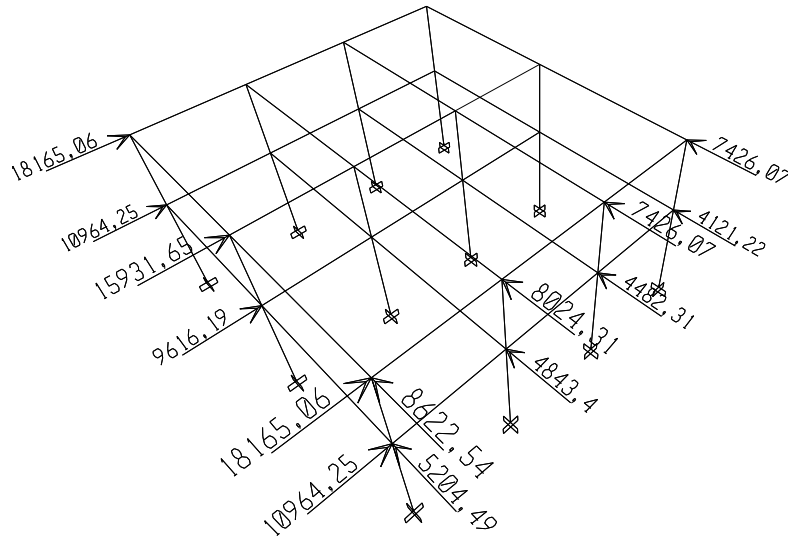
Fuente: elaboración propia.

Figura 49. **Fuerza de sismo E actuante en eje 1**



Fuente: elaboración propia

Figura 50. **Fuerzas de sismo actuantes**



Fuente: elaboración propia

### 3.1.8.3. **Desarrollo del análisis estructural mediante el software ETABS versión 9.7.3**

El software ETABS es un programa de análisis tridimensional para el diseño de edificios estructurales, este es capaz de realizar análisis no lineales de la estructura de una manera rápida y certera.

Se desarrollara el análisis de la estructura mediante este programa, tomando como especificaciones los siguientes datos:

- Especificaciones

Concreto	$f'c = 3\ 000\ \text{PSI} = 210\ \text{kg/cm}^2$
Peso específico del concreto	$\gamma_c = 2\ 400\ \text{kg/m}^3$
Módulo de elasticidad según	
ACI 318-05 sección 8.5.1	$E = 15\ 100 * (f'c)^{1/2} = 218\ 820\ \text{kg/cm}^2$
Acero de refuerzo	$f_y = 2\ 810\ \text{kg/cm}^2 \quad f_{ys} = 2\ 810\ \text{kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	0.22

- Geometría estructural

Las dimensiones de los distintos elementos que serán ingresadas al software son las siguientes:

Losas	$t = 0,11\text{m}$
Vigas	$0,25\ \text{m} * 0,50\ \text{m}$
Columnas	$0,50\ \text{m} * 0,50\ \text{m}$

- Tabulación de cargas

Para ingresar los datos de las cargas verticales al software se procede a realizarlo en fuerza por unidad lineal (kg/m) para cada marco, y a la vez separadas en tres conjuntos, carga muerta (D), carga viva (L) y sobrecarga (SC). En el caso de las horizontales (corte basal) se realiza en unidad de fuerza puntual (kg) y estas se colocan en los marcos de acuerdo a su nivel respectivo, adicionando el incremento por torsión en cada uno de ellos.

- Combinaciones de cargas

Se determinaran las diferentes combinaciones de carga a introducir en el software, para que este realice el análisis estructural. Para este caso se utilizarán las combinaciones establecidas en el ACI 318-05 apéndice C página 395 que indica lo siguiente:

La resistencia requerida U, que debe resistir la carga muerta D y la carga viva L, no debe ser menos que:

$$U = 1,4D + 1,7L \quad (C-1)$$

Para estructuras que también resisten W, carga por viento, o E, los efectos de carga por sismo, U no debe ser menos que el mayor valor obtenido de la ecuaciones (C-1), (C-2) y (C-3)

$$U = 0,75 (1,4D + 1,7L) + (1,6W \text{ ó } 1,0E) \quad (C-2) \quad \text{y,}$$

$$U = 0,9D + (1,6W \text{ ó } 1,0E) \quad (C-3)$$

Cuando W no ha sido reducida por un factor de direccionalidad, se permite usar 1,3W en vez de 1,6W en las ecuaciones (C-2) y (C-3). Cuando E se basa en fuerzas sísmicas al nivel de servicio, se debe usar 1,4E en lugar de 1,0E en las ecuaciones (C-2) y (C-3).

Según lo anteriormente expuesto se tiene que:

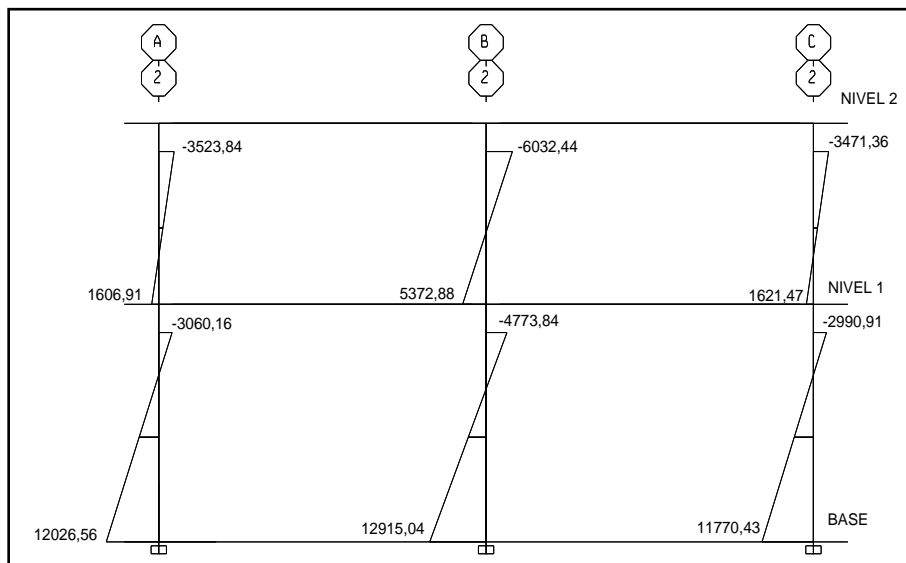
$U = 1,4D + 1,7L$	Combinación 1
$U = 0,75 (1,4D + 1,7L) \pm 1.4 E$	Combinaciones 2 y 3
$U = 0,9D \pm 1.4 E$	Combinaciones 4 y 5

Con estas combinaciones establecidas se ejecuta el análisis estructural en el software, obteniendo los siguientes resultados.

### 3.1.8.4. Resultados del análisis estructural mediante ETABS V9.7.3

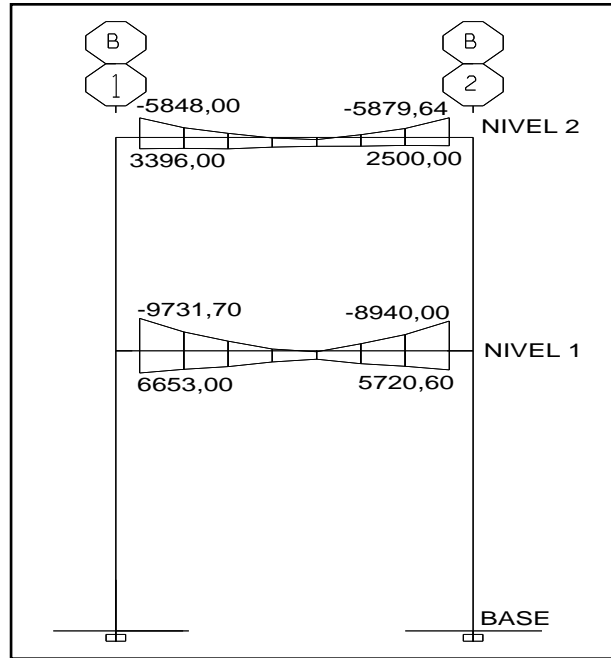
Las ilustraciones que a continuación se presentan corresponden a los resultados generados por el software ETABS para el marco 2 tramo 10-11 de la estructura, se muestran únicamente las gráficas para este marco a manera de mostrar los resultados obtenidos en las distintas combinaciones de cargas.

Figura 51. Diagrama de momentos marco 2 para carga de sismo



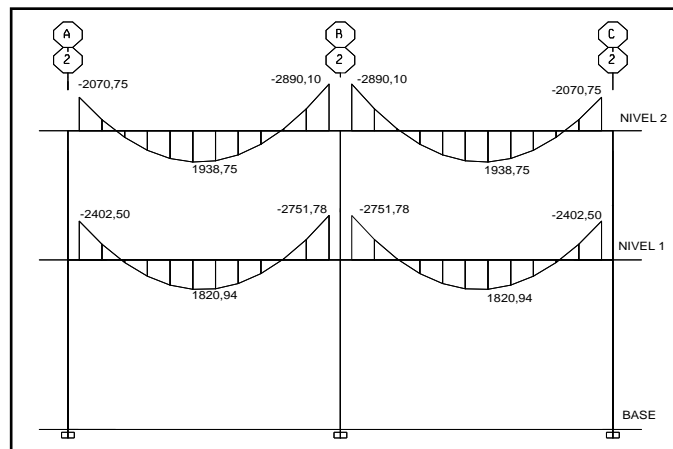
Fuente: software ETABS ®.

Figura 52. **Envolvente de momentos marco B tramo 1-2**



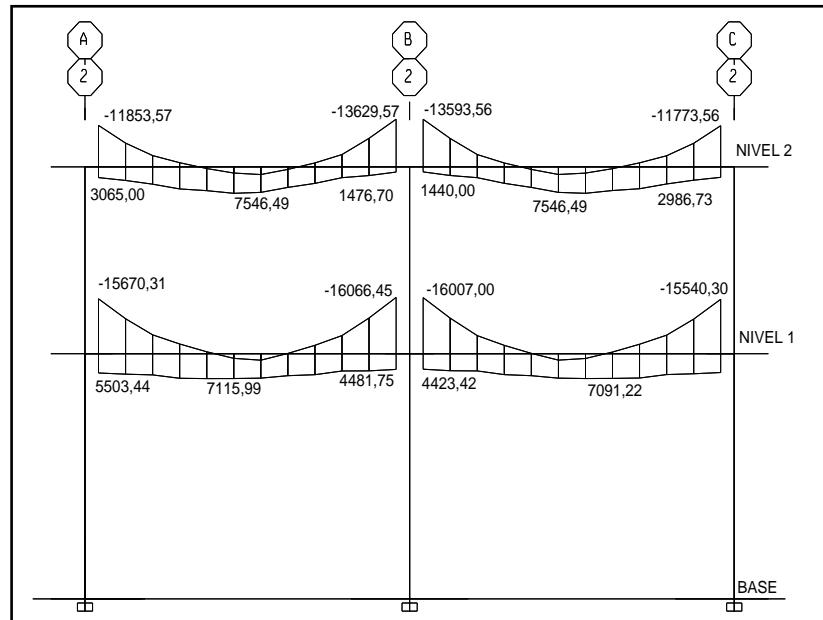
Fuente: software ETAS ®.

Figura 53. **Diagrama de momentos marco 2 para carga muerta**



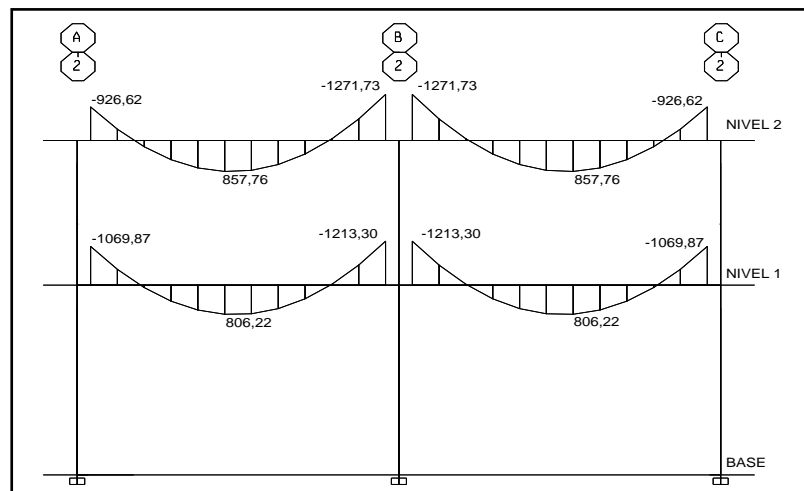
Fuente: software ETAS ®.

Figura 54. **Envolvente de momentos marco 2**



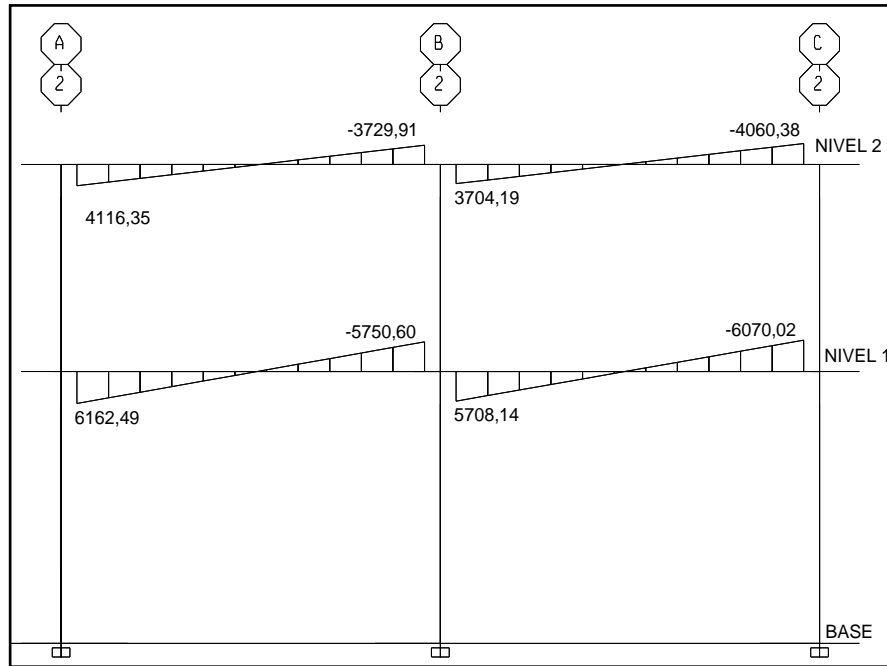
Fuente: software ETAS ®.

Figura 55. **Diagrama de momentos marco 2 para sobrecarga**



Fuente: software ETAS ®.

Figura 56. Diagrama de momentos marco 2 para carga de sismo



Fuente: Software ETAS ®

### 3.1.8.5. Comparación de resultados, ETABS versus Método Analítico Kani

Con el propósito de corroborar los resultados arrojados por el software ETABS Nonlinear Versión 9.7.3 se realizó el análisis estructural el marco B mediante el método iterativo de Kani. Este método se encuentra basado en los métodos de las aproximaciones sucesivas y en la distribución de momentos para expresar el efecto de las rotaciones y desplazamientos nodales.

El método iterativo de análisis de estructuras desarrollado por G. Kani, viene a ser extremadamente satisfactorio para el análisis de cualquier estructura convencional para edificios de varios pisos bajo cualquier condición de cargas.



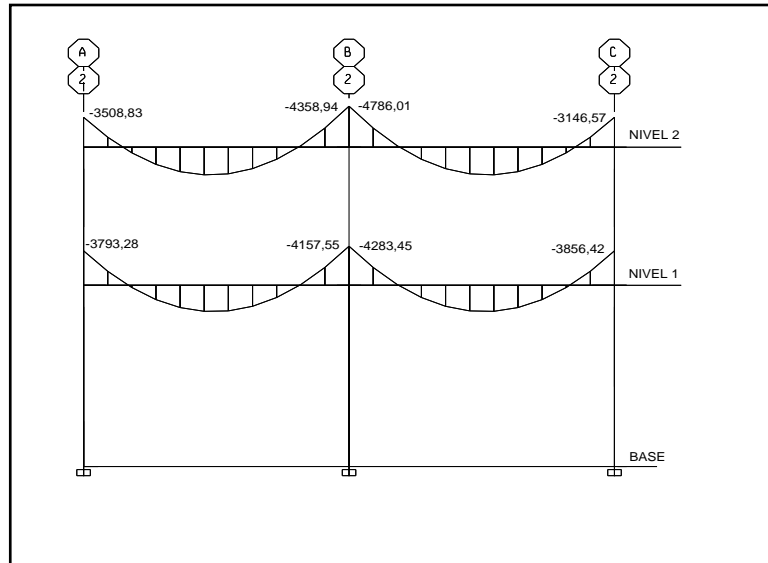
En la siguiente comparación de envolventes los valores se mantienen parecidos, sin embargo existen diferencias, esto se puede justificar debido a que los métodos comparados no son exactamente iguales, el software ETABS considera la estructura como un todo tridimensional, en tanto el método iterativo de Kani no lo considera de esta manera.

Los momentos calculados mediante el método iterativo corresponden al centro de los nudos y no al rostro de las columnas como lo calculado en el software. Las diferencias que existen en los nodos son aceptables por lo anteriormente expuesto.

Figura 57. **Método Kani, envolvente de momentos marco 2 para carga viva**

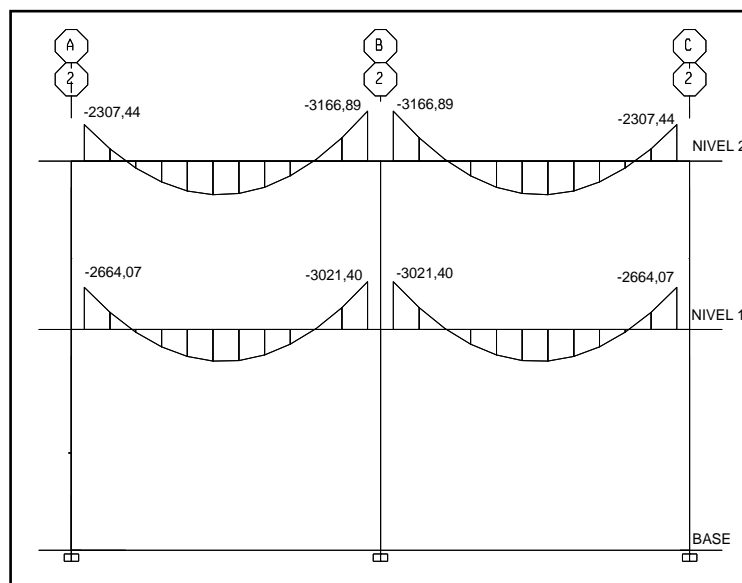
A				B				C			
4157,55	-0,105	4157,55	-4157,55	-0,087	0,00	-0,087	4157,55	-4157,55	-0,105	-4157,55	
-0,395		-437,64	38,06		-0,326		38,06	433,63		-0,395	
-683,00	0,00	-376,82	0,91	838,72	0,00	0,91	371,86	595,41	0,00	0,00	
-687,07	-1641,14	-366,56	0,00	-0,04	-942,23	142,71	-0,04	365,49	-337,19	1626,12	
-687,09	-1413,07	-365,43	0,00	0,05	-4,09	3,43	0,05	365,29	691,56	1394,48	
-687,08	-1374,60	-365,33	0,00	0,01	-0,66	-0,17	0,01	365,30	687,41	1370,58	
-686,97	-1370,37	-365,31	0,00	0,06	-0,11	0,18	0,06	365,27	687,15	1369,84	
-685,90	-1369,98	-365,32	0,00	0,36	-0,61	0,05	0,36	364,80	687,24	1369,89	
-676,14	-1369,93	-365,35		81,98	-4,79	0,22	81,98	464,50	685,46	1369,77	
-615,82	-1369,94				-67,33	1,35			623,94	1368,01	
0,00	-1370,07				0,00	307,43		0,00		1741,88	
D				E				F			
	-0,246	4157,55	-4157,55	-0,058	0,00	-0,058	4157,55	-4157,55	-0,066	-4157,55	
	-0,188	-164,22	-17,96		-0,166		-17,96	166,39		-0,188	
	0,00	-180,30	-1,28		0,00	-1,28	182,79	0,00		0,00	
	-469,19	-182,91	0,00	-0,16	-51,30	-0,16	183,27			475,39	
	-515,15	-183,19	0,00	-0,03	-3,65	-0,03	183,24			522,26	
	-522,59	-183,22	0,00	0,00	-0,46	0,00	183,23			523,62	
	-523,41	-183,22	0,00	-0,01	-0,09	-0,01	183,23			523,54	
	-523,49	-183,22	0,00	-0,09	-0,01	-0,09	183,35			523,51	
	-523,49	-182,13	-16,44	-0,04	-16,44	158,78				523,53	
	-523,48			-0,25						523,86	
	-520,38			-46,97						453,66	

Continuación de la figura 56.



Fuente: elaboración propia.

Figura 58. **Envolvente de momentos marco 2 para carga viva, ETABS**



Fuente: software ETABS

### 3.1.9. Diseño estructural

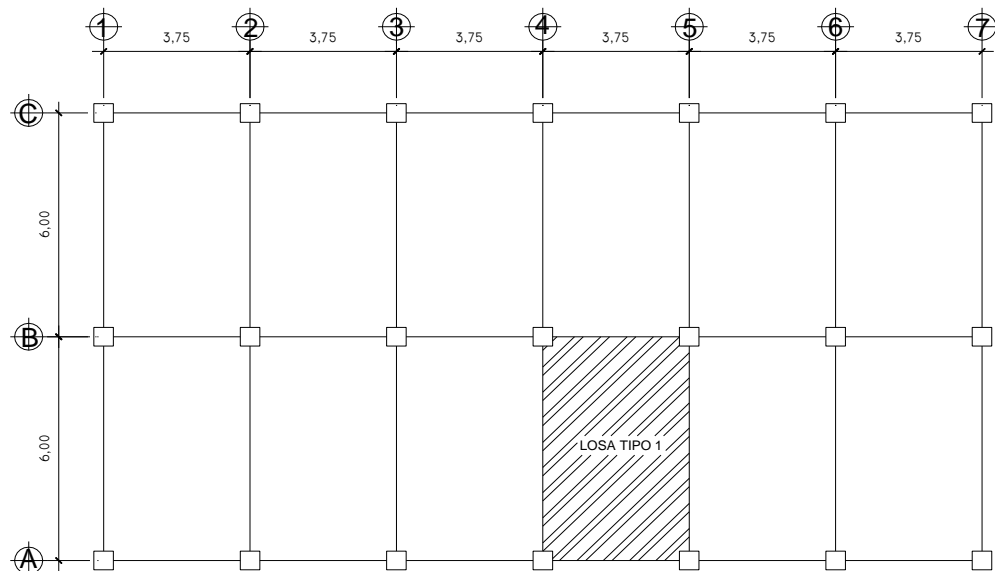
Se realizará el diseño estructural de los distintos elementos que conforman la estructura mediante los distintos métodos establecidos por los diferentes códigos estructurales.

#### 3.1.9.1. Losas

Para diseñar las losas se utilizara el método 3 publicado en el Código ACI 318-63, se utilizará este método con las tablas (13.4, 13.5, 13.6, 13.7) de coeficientes para momentos en losas, publicadas en el Código ACI 318-99.

En este caso para ambos niveles las losas son iguales y anteriormente se estableció que el espesor de la losa es  $t = 0,11$  m.

Figura 59. Tipos de losa



Fuente: elaboración propia.

Datos:

$$C_v = \text{Losa tipo 1} = 500 \text{ kg/m}^2$$

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

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

$$\gamma_c = 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

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

Carga última

$$C_u = 1,4 C_m + 1,7 C_v$$

Donde:

$$C_u = \text{carga última (kg/m)}$$

$$C_m = \text{carga muerta (kg/m)}$$

$$C_v = \text{carga viva (kg/m)}$$

y

$$C_m = \gamma_c * t + SC$$

Donde:

$$\gamma_c = \text{peso específico del concreto} = 2400 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

$$t = \text{espesor de la losa} = 11 \text{ cm}$$

$$SC = \text{sobrecarga} = (200 \text{ kg/m}^2)$$

Se tiene que:

$$C_m = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,11 \text{ m} + 200 \text{ kg/m}^2 = 464 \text{ kg/m}^2$$

Carga Última ( $C_u$ ) en losa tipo 1

$$C_u = 1,4 * 464 \text{ kg/m}^2 + 1,7 * 500 \text{ kg/m}^2 = 1\,499,6 \text{ kg/m}^2$$

### Cálculo de momentos

$$M_A^- = Ccm_A * Cu * A^2$$

$$M_B^- = Ccm_B * Cu * B^2$$

$$M_A^+ = Ccm_A * Cmu * A^2 + Ccv_A * Ccu * A^2$$

$$M_B^+ = Ccm_B * Cmu * B^2 + Ccv_B * Cvu * B^2$$

Donde:

A,B= lado corto y largo de la losa respectivamente

$M_A^-$ =momento negativo lado menor

$M_B^-$ =momento negativo lado mayor

$M_A^+$ =momento positivo lado menor

$M_B^+$ =momento positivo lado mayor

$Ccm_A$ =coeficiente de carga muerta en A

$Ccm_B$ =coeficiente de carga muerta en B

$Ccv_A$ =coeficiente de carga viva en A

$Ccv_B$ =coeficiente de carga viva en B

A y B = lado corto y largo en la losa respectivamente

Se determinan los coeficientes a partir de las tablas del Código ACI 318-99 de acuerdo a los casos de losas que se tienen en la edificación.

## Losa tipo 1

### Caso 4

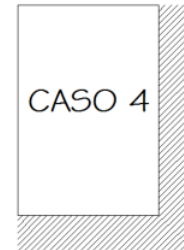
$$\text{relación } m = A/B \rightarrow 3,75 / 6,0 = 0,625 \rightarrow 0,60$$

$$M_A^- = 0,089 (1\,499,60)(3,75)^2 = 1\,876,84 \text{ kg-m}$$

$$M_B^- = 0,011 (1\,499,60)(6,0)^2 = 593,84 \text{ kg-m}$$

$$M_A^+ = 0,053(1,4 * 464,0)(3,75)^2 + 0,067(500,0 * 1,7)(3,75)^2 = 1\,285,0 \text{ kg-m}$$

$$M_B^+ = 0,007(1,4 * 464,0)(6,00)^2 + 0,009(500,0 * 1,7)(6,0)^2 = 439,1 \text{ kg-m}$$



En los lados donde no existe continuidad se debe colocar 1/3 de su respectivo momento positivo.

$$M_{A \text{ Lado no continuo}}^- = 1285,0 / 3 = 428,33 \text{ kg-m}$$

$$M_{B \text{ Lado no continuo}}^- = 439,10 / 3 = 146,37 \text{ kg-m}$$

### Caso 9

$$\text{relación } m = A/B \rightarrow 3,75 / 6,0 = 0,625 \rightarrow 0,60$$

$$M_A^- = 0,085 (1\,499,60)(3,75)^2 = 1\,792,49 \text{ kg-m}$$

$$M_B^- = 0,006 (1\,499,60)(6,0)^2 = 323,91 \text{ kg-m}$$

$$M_A^+ = 0,036 (1,4 * 464)(3,75)^2 + 0,059 (1,7 * 500,0)(3,75)^2 = 1\,034,1 \text{ kg-m}$$

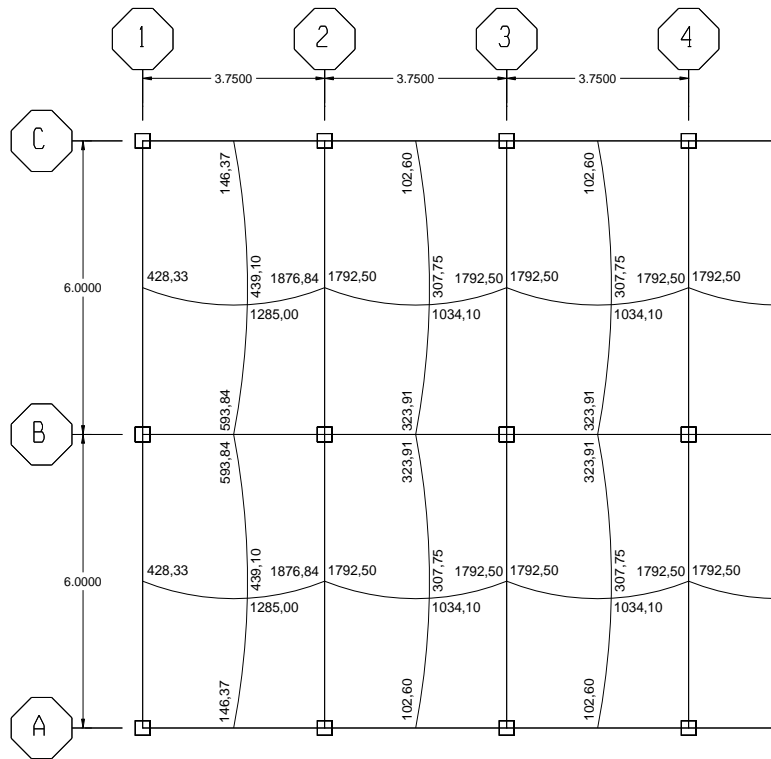
$$M_B^+ = 0,004 (1,4 * 464)(6,00)^2 + 0,007 (1,7 * 500,0)(6,00)^2 = 307,75 \text{ kg-m}$$



En los lados donde no existe continuidad se debe colocar 1/3 de su respectivo momento positivo.

$$M_{B \text{ Lado no continuo}}^- = 307,75 / 3 = 102,60 \text{ kg-m}$$

Figura 60. **Momentos actuantes en losas**



Fuente: elaboración propia.

En la figura anterior se establecieron los momentos que actúan en cada losa, sin embargo es notable que en las uniones de los momentos existe una diferencia, se procede a realizar un balance de momentos para dejarlos uniformados y primordialmente para que la losa sea uniforme, hay que:

Si:  $0,8 M_2 > M_1 \rightarrow$  Balancear por rigideces

Si:  $0,8 M_2 < M_1 \rightarrow M_b = \frac{M_1 + M_2}{2}$

Donde:

M1 = Momento menor

M2 = Momento mayor

Balanceo por rigideces:

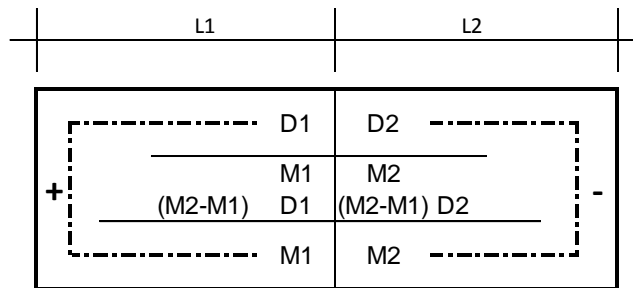
$$K_n = \frac{1}{L_n}$$

$$D_n = \frac{K_1}{K_1 + K_2}$$

Donde:

- $K_n$  = rigidez del elemento n
- $L_n$  = longitud de la losa considerada
- $D_n$  = factor de distribución
- $K_{1,2}$  = rigidez 1, 2

Figura 61. **Mediante la fórmula**



Fuente: elaboración propia.

Para el eje 2 y 6, tramo B-C:

$$M_1 = 1\,792,50 \text{ kg-m}$$

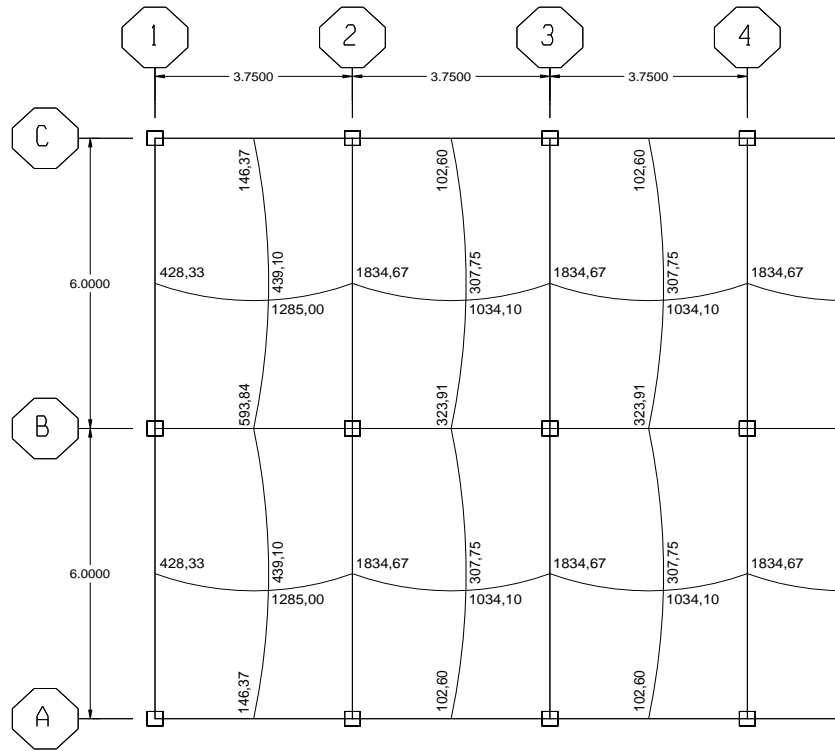
$$M_2 = 1\,876,84 \text{ kg-m}$$

$$0,8 M_2 = 0,80(1\,876,84) = 1\,501,47 \text{ kg-m} < M_1$$

$$M_b = \frac{(1\,792,50 + 1\,876,84)}{2} = 1\,834,67 \text{ kg-m}$$



Figura 62. Momentos balanceados en losas



Fuente: elaboración propia.

Se tienen los momentos balanceados para las losas de la edificación, con ello es posible iniciar el cálculo del acero de refuerzo requerido para las mismas, el diseño de las losas es igual al de vigas, se determina mediante un ancho unitario de 1,00 metros y además el Código ACI 318-05 en la sección 7.7.2 inciso (b) indica que el recubrimiento mínimo en losas es de 25 milímetros o sea un recubrimiento de una pulgada, se tiene lo siguiente:

Cálculo del peralte (d) asumiendo una barra de acero núm. 4

$$d = t - \text{rec} - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

- d = peralte del elemento
- t = espesor del elemento
- rec = recubrimiento
- $\emptyset$  = diámetro de la varilla de acero

$$d = t - \text{rec} - \frac{\emptyset}{2} \rightarrow 0,11 - 0,0254 - 0,0127/2 = 0,07825 \text{ m} \rightarrow (8,00\text{cm})$$

Según el Código ACI 318S-05 sección 13.3.1 establece que: el área de refuerzo en cada dirección para sistemas de losas en dos direcciones debe determinarse a partir de los momentos en las secciones críticas, pero no debe ser menor que la requerida en 7.12; la sección 7.12 indica que: en losas estructurales donde el refuerzo a flexión se extiende en una sola dirección, se debe colocar refuerzo normal al refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura.

Por aparte en la sección 13.3.2 del mismo código indica que: el espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no debe exceder de 2 veces el espesor de la losa.

El ACI 318-05 sección 10.5.1 nos da las ecuaciones siguientes para determinar el área de acero mínimo.

$$A_s = \frac{0,80 * \sqrt{f'_c}}{f_y} b * d$$

$$A_s > 14 * b * d / f_y$$

Se tiene que:

$$A_s = \frac{0,80 \cdot \sqrt{210}}{2,800} 100 \cdot 8,00 = 3,31 \text{ cm}^2$$

$$A_s > 14 \cdot 100 \cdot 8,00 / 2800 = 4,00 \text{ cm}^2$$

Determinando el espaciamiento máximo (s)

$$s = 2 \text{ (t)}$$

$$s = 2 \text{ (11 cm)} \rightarrow 22 \text{ cm (espaciamiento máximo)}$$

Mediante una regla de tres se determina el espaciamiento (s) para el área de acero mínimo (4,00 cm<sup>2</sup>), se propone barras de refuerzo núm. 4 que cuentan con un área de 1,29 centímetros cuadrados, obteniendo lo siguiente:

$$4,00 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 100 \text{ cm}$$

$$1,29 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad s$$

$$s = 32,25 \text{ cm}$$

$$\text{utilizar } s = 20 \text{ cm}$$

Mediante la siguiente fórmula se calcula el refuerzo de acero necesario para resistir los momentos que actúan sobre las losas, se calcula para el momento que actúa en el eje 2 tramo B-C donde M= 1 834,67 kg-m, teniendo presente que anteriormente se estableció que s = 20 y A<sub>s</sub>= 4,00 cm<sup>2</sup>

$$A_s = \left[ b \cdot d - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{M \cdot b}{0,003825 f_c}} \right] \left( \frac{0,85 f_c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left[ 100 * 8,00 - \sqrt{(100 * 8,00)^2 - \frac{1834,67 * 100}{0,003825 * 210}} \right] \left( \frac{0,85 * 210}{2800} \right) = 10,10 \text{ cm}^2$$

$$10,10 \text{ cm}^2 \text{ _____ } 100 \text{ cm}$$

$$1,29 \text{ cm}^2 \text{ _____ } s$$

$$s = 12,77 \text{ cm} \rightarrow s = 13 \text{ cm}$$

Para los distintos momentos se realiza de la misma manera el cálculo anterior, resumiendo los resultados en la siguiente tabla:

Tabla XXII. **Espaciamiento de acero en losa**

Ejes	Momento actuante (kg-m)	Área de acero (cm <sup>2</sup> )	Área de barra (cm <sup>2</sup> )	Espaciamiento (cm)
Ejes 2-7 tramo B-C	1834,67	10,10	1,29	12,8 usar → 13
Ejes 2-7 tramo A-B	1834,67	10,10	1,29	12,8 usar → 13
Eje B tramos 1-2, 6-7	593,84	3,04	1,29	42,5 usar → 20
Eje B tramo 2-6	323,91	1,63	1,29	79,0 usar → 20

Fuente: elaboración propia.

La tabla anterior fue realizada utilizando los momentos balanceados actuantes en las losas.

Anteriormente, se asumió que el diámetro de la barra de acero sería núm.4, con el objetivo de unificar y que la elaboración de la losa sea lo más práctico posible se concluye que las barras en dirección (X,Y) estarán a cada 13 y 20 centímetros respectivamente, todas núm.4.

Se muestran los detalles del armado de la losa en la planta de losa en el apéndice.

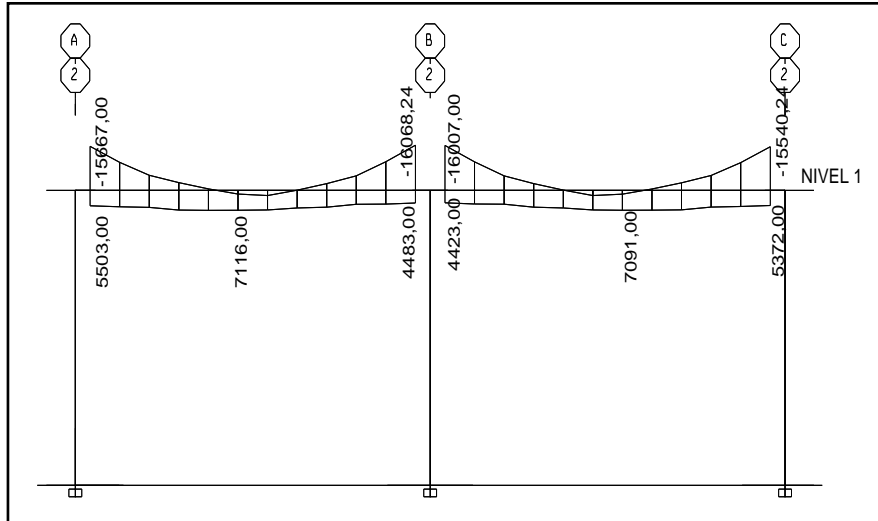
### **3.1.9.2. Vigas**

Estos elementos estructurales son los encargados de transmitir las diferentes cargas que actúan sobre la losa hacia las columnas, estas trabajan principalmente sometidas a flexión en marcos dúctiles.

#### **3.1.9.2.1. Flexión**

Para realizar el diseño de las vigas a flexión se utilizarán los momentos máximos obtenidos en la envolvente de momentos, las dimensiones de la viga serán las propuestas en el predimensionamiento y los materiales a utilizar serán los ya establecidos. En este caso para ejemplificar el diseño de vigas se tomara el marco del nivel 1 en el eje 2, siendo el siguiente:

Figura 63. **Envolvente de momentos marco 2, nivel 1**



Fuente: elaboración propia.

Datos para el diseño del refuerzo a flexión del tramo B-C (acero longitudinal):

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

$$d = 45,59 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

Momentos de inversión

$$4\ 423,0 \text{ kg-m}$$

$$5\ 372,0 \text{ kg-m}$$

Momento positivo

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

$$h = 50 \text{ cm}$$

Momentos negativos

$$16\ 007,0 \text{ kg-m}$$

$$15\ 540,2 \text{ kg-m}$$

$$7\ 091,0 \text{ kg-m}$$

Determinando el área mínima y máxima permitida, mediante las fórmulas siguientes:

Mínima:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * b * d$$

$$\rho_{\min} = \frac{14,1}{f_y}$$

Donde:

$\rho_{\min}$  = cuantía mínima de acero

b = base

d = peralte

$f_y$  = fluencia del acero

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2810} (25)(45,55) = 5,72 \text{ cm}^2$$

Máxima:

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} * b * d$$

$$\rho_{\max} = \phi * \rho_{\text{bal}}$$

Donde:

$\rho_{\max}$  = cuantía máxima de acero

b = base

d = peralte

$\phi$  = coeficiente = 0,5 para zona sísmica; 0,75 para zona no sísmica

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{0,85 * \beta_1 * f_c}{f_y} \left[ \frac{6090}{6090 + f_y} \right]$$

Donde:

$\beta_1$  = 0,85 sí  $f_c < 280 \text{ kg/cm}^2$

Entonces:

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 (0,85) (210)}{2 810} \left[ \frac{6090}{6090 + 2 810} \right] = 0,0369$$

$$\rho_{max} = 0,5 * 0,0369 = 0,0185$$

$$A_{s_{max}} = 0,0185 * 25 * 45,55 = 21,05\text{cm}^2$$

Por aparte el Código de diseño ACI 318-05 en el capítulo 21 numeral 21.3.2.1 establece que la cuantía de refuerzo,  $\rho$ , no debe de exceder 0,025. Y al menos dos barras deben de disponerse en forma continua tanto en la parte superior como inferior.

Esto para garantizar que el acero no sea colocado de manera congestionada. El requisito de al menos dos barras arriba y abajo, se refiere en este caso más a la construcción que a los requisitos de comportamiento.

Con los límites de refuerzo establecidos se procede a determinar el área de acero requerido por los momentos actuantes por medio de la siguiente fórmula:

$$A_s = \left( b d - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M * b}{0,003825 f'c}} \right) \left( \frac{0,85 f'c}{f_y} \right)$$

Así para el momento negativo de 16 007,0 kilogramo-metro se obtiene:



$$A_s = \left( 25 * 45,55 - \sqrt{(25 * 45,55)^2 - \frac{16\,007,0 * 25}{0,003825 * 210}} \right) \left( \frac{0,85 * 210}{2\,810} \right) = 8,25 \text{ cm}^2$$

El área de acero determinada se encuentra dentro de los rangos establecidos anteriormente, tanto para el área de acero mínima como máxima. Esta área puede ser cubierta mediante 2 barras de acero núm. 5 + 2 barras de acero núm. 6 (9,66 cm<sup>2</sup>).

En la siguiente tabla se resumen los resultados del cálculo del área de acero para los momentos faltantes:

Tabla XXIII. **Área de acero requerido para momentos actuantes en viga, tramo B-C eje 2**

Sección	M (kg-m)	A <sub>s</sub> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> Requerido (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (Según Etabs)	A <sub>s</sub> <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo final	
						Ref.	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
Eje B (-)	16 007,00	5,72	15,57	12,83	21,05	4#7	15,48
Eje B (+)	4 423,00		3,95	6,15		2#5 + 2#4	6,56
B-C (+)	7 091,00		6,44	8,23		2#5 + 2#4	6,56
Eje C (-)	15 540,00		15,06	12,22		4#7	15,48
Eje C (+)	5 372,00		4,82	5,82		2#5 + 2#4	6,56

Fuente: elaboración propia.

El refuerzo longitudinal se determinó utilizando el Código de diseño ACI 318-05.

Las áreas de acero requeridas calculadas mediante las ecuaciones del ACI 318-05 son aproximadamente igual a las áreas proporcionadas por el software ETABS, la poca diferencia que existe es debido a que ETABS su análisis lo realiza en base a los Códigos ACI 318-08/IBC 2009, por ello la pequeña variación, sin embargo el refuerzo final es un poco más holgado a ambos datos, esto con el propósito de que el área de acero sea más conservadora.

Dentro de los puntos importantes del ACI 318-05 cabe mencionar el numeral 21.3.2.2 que establece: la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

En la sección 10.5.3 se apoya del comentario que dice: el refuerzo mínimo requerido por la ecuación (10-3) debe proporcionarse dondequiera que se necesite refuerzo, excepto cuando dicho refuerzo sea  $1/3$  mayor que el requerido por el análisis. Esta excepción proporciona suficiente refuerzo adicional en elementos grandes en los cuales la cantidad requerida por 10.5.1 ó 10.5.2 es excesiva.

#### **3.1.9.2.2. Corte**

En las vigas se usan estribos verticales para el refuerzo por cortante, el diámetro mínimo ( $d_s$ ) que permite el Código ACI 318-05 es de barras núm. 3 cuando las barras longitudinales son del No. 10 o menores, mientras que para las barras núm. 11 y mayores, el diámetro mínimo de estribo es núm. 4. El radio

interior mínimo del estribo de 90 grados, doblado alrededor de las barras longitudinales exteriores, es dos veces el diámetro del estribo ( $2d_s$ ). En consecuencia, cuando las barras longitudinales son del núm. 14 o menores, habrá un espacio entre las varillas y los estribos. Esto se basa en la hipótesis de que cada barra longitudinal exterior está centrada sobre el punto horizontal de tangencia del doblado en la esquina del estribo.

El Código ACI 318-05 en la sección 7.6 establece los límites del espaciamiento del refuerzo. La distancia libre entre barras paralelas no debe ser menor a 1 pulgada o menor que el diámetro nominal de la barra. Si las barras se colocan en más de una capa, las de las capas superiores deben colocarse directamente sobre las de las capas inferiores y la distancia libre entre las capas no debe ser menor a 1 pulgada.

Uno de los fines principales de estos requisitos es permitir que el concreto pase entre las barras. Con el mismo fin el Código ACI 318-05 relaciona además la separación de las varillas con los tamaños máximos del agregado. En la sección 3.3.2 del código, los tamaños máximos permisibles del agregado se limitan al menor valor de los siguientes: (a)  $1/5$  de la distancia más corta entre tablonos de la cimbra, (b)  $1/3$  de la altura de la losa, (c)  $3/4$  de la separación libre mínima entre las barras.

El Código ACI 318-05 en el capítulo 21 establece parámetros para el diseño sísmico, para el diseño a corte es conveniente mencionar algunos de la sección 21.3.3 y 21.3.4, entre los cuales se tienen:

Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de los elementos pertenecientes a pórticos:

- En una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión.
- En longitudes iguales a dos veces la altura del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

El primer estribo de cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 5 centímetros de la cara del apoyo. El espaciamiento de los estribos en zona de confinamiento, no debe exceder el menor de (a), (b), (c) y (d):

- a.  $d/4$
- b. Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas
- c. 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento
- d. 30 centímetros

Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de  $d/2$  en toda la longitud del elemento.

Del diagrama de corte de ETABS obtenemos para el marco núm. 2, tramo B-C los siguientes datos:

$$V_{U1} = -12\,754,59 \text{ kg}$$

$$V_{U2} = 12\,282,71 \text{ kg}$$

Si  $V_r > V_u$  la viga necesita estribos solo por armado

Si  $V_r < V_u$  se diseñan estribos por corte, por medio de las siguientes expresiones

$$v_a = \frac{V_e}{b * d}$$

$$S = \frac{(0,75)(A_v)fy}{v_a * b}$$

$$S_{\max} = \frac{d}{2}$$

Donde:

$V_a$  = corte que falta por resistir (kg)

$V_e$  = corte actuante a resistir (kg)

$A_v$  = área de la varilla de acero a utilizar (cm<sup>2</sup>)

El diámetro mínimo de barra será núm. 3 ( $A_v = 0,71 \text{ cm}^2$ ), según el código, obteniendo el esfuerzo a corte actuante, se tiene que:

$$V_a = \frac{12\,754,59}{25 * 45,55} = 11,20 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{(0,75)(2*0,71)(2\,810)}{(11,20)(25\text{cm})} = 10,68 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = \frac{45,55 \text{ cm}}{2} = 22,78 \text{ cm}$$

Anteriormente se detallaron las restricciones que el código da respecto al espaciamiento, por lo que se procede a verificar que lo anteriormente cumpla, deberá ser el menor de:

$$45,55 / 4 = 11,39 \quad \rightarrow \quad 11,0 \text{ cm } (S_{\max})$$

$$8*(1,59) = 12,72 \quad \rightarrow \quad 13 \text{ cm}$$

$$24 (0,95) = 22,80 \quad \rightarrow \quad 23,0 \text{ cm}$$

$$30 = 30 \quad \rightarrow \quad 30,0 \text{ cm}$$

El espaciamiento que se adoptará será el de 11 centímetros, siendo este el espaciamiento máximo en las zonas críticas,  $S_{\text{máx}}$  (11.0 cm), cumpliendo así con lo que establece el código. Debido a cuestiones prácticas se utilizará el espaciamiento de 10 centímetros.

Para zonas en donde no ocurra fluencia por flexión el código acepta que se considere la resistencia del concreto al corte, por lo que da la siguiente expresión para determinar, ( $V_{cu}$ ) la resistencia al corte del concreto:

$$V_{cu} = (0,75)(0,53)\sqrt{f_c}$$

$$V_{cu} = (0,75)(0,53)(\sqrt{210}) = 5,76 \text{ kg/cm}^2$$

Mediante las siguientes expresiones, se procede a calcular el espaciamiento:

$$S = \frac{(0,75)(A_v)(f_y)}{(V_a - V_{cu})b}$$

Donde:

$A_v$  = área de la barra de acero a utilizar ( $\text{cm}^2$ )

$V_a$  = corte faltante por resistir (kg)

$V_{cu}$  = corte que resiste el concreto (kg)

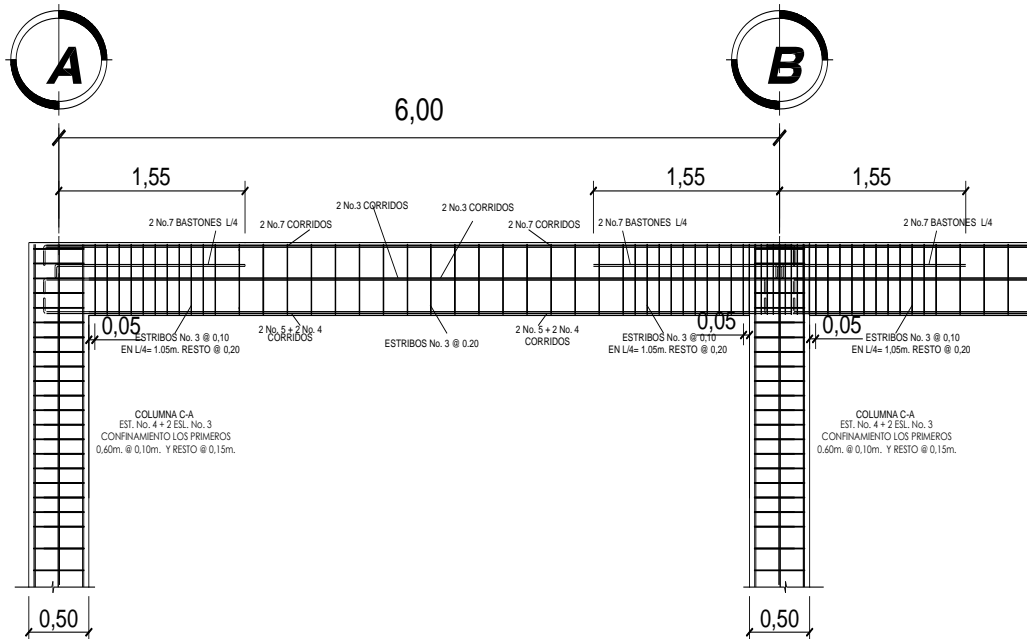
$b$  = base del elemento estructura (cm)

$$S = \frac{(0,75)(2 * 0,71)(2810)}{(11,20 - 5,76)(25)} = 22 \text{ cm}$$

En este caso la ecuación arroja un resultado de 22 centímetros, por cuestiones de practicidad se propone estribos a cada 20 centímetros en esta zona.

El código establece en la sección 21.3.3.4 que cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de  $(d/2)$  en toda la longitud del elemento, donde no ocurre fluencia por flexión a  $d/2 = 45,55/2 = 22,78 = 22$  cm, el espaciamiento será a 20 centímetros, que es lo que anteriormente se estableció. El siguiente detalle muestra el armado de la viga.

Figura 64. Armado final de viga en el sentido Y



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

### **3.1.9.3. Columnas**

El Código ACI 318-05 especifica relativamente pocas limitaciones en las dimensiones, el refuerzo, la restricción lateral y otros aspectos de las columnas de concreto. Algunos de las limitaciones más importantes se dan en los párrafos siguientes:

El porcentaje de refuerzo longitudinal no debe ser menor que 1 por ciento del área transversal total de una columna (ACI 10.9.1). Se cree que si la cantidad de acero es menor que 1 por ciento habrá una gran probabilidad de que ocurra una falla no dúctil repentina, como en el caso de una columna de concreto simple.

El porcentaje máximo de acero no debe ser mayor que 8 por ciento del área transversal total de la columna (ACI 10.9.1). Este valor máximo se estipula para prevenir el hacinamiento de las barras. En la práctica es algo difícil ajustar más de 5 o 6 por ciento de acero en las formas y lograr que penetre el concreto alrededor de las varillas.

El número mínimo de barras longitudinales permisibles en miembros a compresión (ACI 10.9.2) es como sigue: 4 para barras con estribos rectangulares o circulares, 3 para barras dentro de estribos triangulares y 6 para rodeadas por espirales.

Cuando se usan columnas con estribo, estos no deberán ser menores al núm. 3, siempre que las barras longitudinales sean del núm. 10 o menores.

La separación centro a centro de los estribos no deberá ser mayor que 16 veces el diámetro de las barras longitudinales, que 48 veces el diámetro de los



estribos, ni que la menor dimensión lateral de la columna. Los estribos deben colocarse de manera que cada esquina y barra longitudinal alternada tengan soporte lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo incluido no mayor que 135 grados. Ninguna barra debe localizarse a una distancia mayor de 6 pulgadas libres.

Los estribos no deben colocarse a más de medio espaciamiento arriba de la parte superior de una zapata o losa.

Con estos antecedentes se procede a diseñar las columnas correspondientes al eje B del primer nivel.

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	Mx:
$f_y = 2\,819 \text{ kg/cm}^2$	14 464,03
$h = 50,00 \text{ cm}$	
$b = 50,00 \text{ cm}$	
$d = 45,55 \text{ cm}$	My:
$L = 3,70 \text{ cm}$	18 081,06

#### **3.1.9.3.1. Carga axial**

La carga axial es la carga que actúa en el eje longitudinal de un elemento, en este caso directamente sobre el eje longitudinal de las columnas.

Mediante la siguiente expresión se determina la carga axial última  $P_u$ :

$$P_u = A_l * C_u + P_v * F_{cu}$$

Donde:

$P_u$  = carga axial

$A_l$  = área tributaria de losas a columnas  $22,50 \text{ m}^2$

$C_u$  =carga última

$P_v$  = carga axial que transmiten las vigas

$F_{cu}$  = factor de carga última

y

$$C_u = 1,4 C_m + 1,7 C_v$$

Donde:

$C_u$  = carga última [kg/m]

$C_m$  = carga muerta [kg/m]

$C_v$  = carga viva [kg/m]

$$C_u = 1,4(0,11 \cdot 2400 + 200) + 1,7(500) = 1499,6 \text{ kg/m}^2$$

y

$$P_v = b (h - t) \cdot \gamma_c \cdot L$$

Donde:

$P_v$  = peso de viga

$b$  = base de la viga

$h$  = altura de la viga

$t$  = espesor de la losa

$\gamma_c$  = peso específico del concreto

$L$  = luz de la viga

Entonces:

$$P_v = 0,25 * (0,50 - 0,11) * 2\,400 * 9,75 = 2\,281,50 \text{ kg}$$

$$F_{cu} = C_u / (C_m + C_v)$$

$$F_{cu} = \frac{1\,499,60}{464 + 500} = 1,56$$

Entonces:

$$P_{u1} = 22,50 * 1\,499,60 + 1,56 * 2\,281,50 / 2 = 35\,520,57 \text{ kg}$$

$$P_u = (P_{u1}) * 2 \text{ niveles} = 70\,041,14 \text{ kg}$$

Con lo anteriormente calculado es posible diseñar la columna, pero previamente se deben verificar los efectos de esbeltez en la misma.

- Determinación de esbeltez

Cuando una columna se flexiona o deflexiona lateralmente en una cantidad, su carga axial genera un momento adicional, este momento se sobrepone a cualquier momento que exista ya en la columna. Este momento puede ser de magnitud considerable, capaz de reducir la capacidad por carga axial de la columna, y convertirla en una columna esbelta.

En la sección 10.11.5 y 10.12.2 el código establece cuando un elemento individual en compresión dentro de una estructura sin desplazamiento lateral tiene una esbeltez  $(k_l u / r) \leq 34 - 12(M_1 - M_2)$  se permite ignorar los efectos de esbeltez, en elementos a compresión.

$$(k * l_u/r) \leq 34-12 ( M_1 - M_2 ) \quad (\text{ecuación 10-7, ACI 318-05})$$

$34-12 ( M_1 - M_2 )$ , no debe tomarse mayor que 40. El término  $M_1 - M_2$  es positivo si la columna esta flectada en curvatura simple y negativo si el elemento tiene curvatura doble.

Donde:

- k = factor de longitud efectiva
- $l_u$  = longitud efectiva
- r = radio de giro

Según ACI 318 sección 10.11.2 se puede tomar el radio de giro, r, igual a 0,3 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para el caso de elementos rectangulares.

Según el comentario R10.12.1 del Código ACI 318-05, la principal ayuda de diseño para estimar el factor de longitud efectiva k son los ábacos de alineamiento de Jackson y Moreland (figura R10.12.1 del código) los que permiten la determinación grafica de k para una columna de sección transversal con varios vanos. O bien en lugar de usar monogramas para determinar los valores k, proporciona un método alternativo que implica usar ecuaciones relativamente simples. Estas ecuaciones fueron tomadas del *British Estándar Code of Practice*.

Para los miembros a compresión no riostrados que están restringidos en ambos extremos, puede determinarse con el valor apropiado dado por las siguientes dos ecuaciones:

$$\text{si } \psi_m < 2 \quad k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m}$$

$$\text{si } \psi_m \geq 2 \quad k = 0,9 \sqrt{1 + \psi_m}$$

Donde:

$$\psi_m = \frac{\psi_A + \psi_B}{2}$$

Se procede a determinar  $\psi$  mediante:

$$\psi = \frac{\sum K_c}{\sum K_v}$$

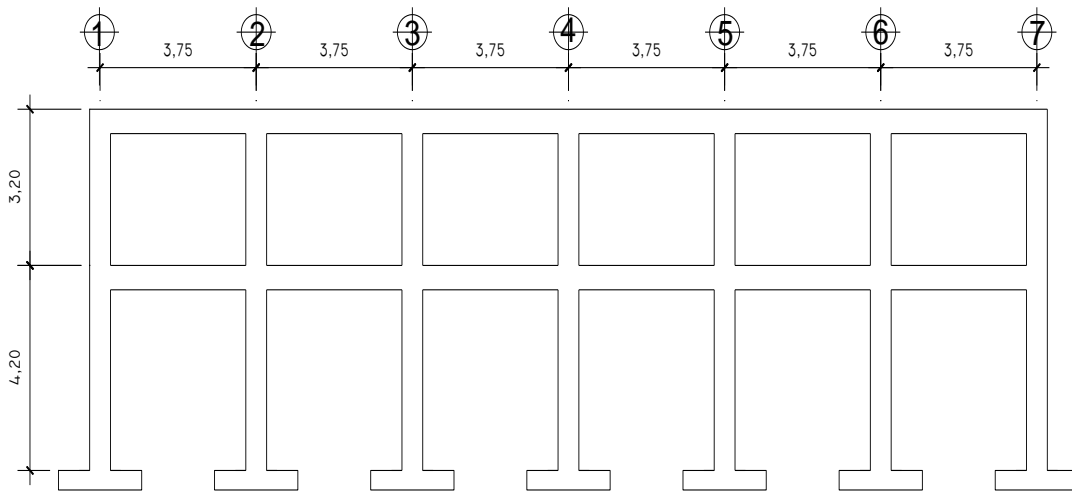
$\psi = 0$  (en extremo empotrado)       $K =$  rigidez

$K_c, K_v = \frac{I_g}{L}$        $I_g =$  inercia del elemento

En la sección 10.11.1, del Código ACI 318-05, permite el uso de las siguientes propiedades para los elementos en la estructura, para determinar los momentos de inercia: vigas (0,35  $I_g$ ) y columnas (0,70  $I_g$ ).

Análisis en el sentido X:

Figura 65. Configuración de marco en el sentido X



Fuente: elaboración propia.

$$I_{gCOL} = \frac{0,70(50)(50)^3}{12} = 364\,583,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{gVIG} = \frac{0,35(25)(50)^3}{12} = 91\,145,83 \text{ cm}^4$$

$$\psi_A = \frac{\frac{364\,583,33}{320,00}}{\frac{91\,145,83}{375} + \frac{91\,145,83}{375}} = 2,34$$

$$\psi_B = \frac{\frac{364\,583,33}{320} + \frac{364\,583,33}{420}}{\frac{91\,145,83}{375} + \frac{91\,145,83}{375}} = 4,13$$

Debido a que se está analizando la columna del primer nivel el  $\psi_B$  calculado anteriormente pasara a ser el  $\psi_A$  para la columna del primer nivel y  $\psi_B$  será 0 debido a que la columna se encuentra empotrada en la parte inferior.

Entonces para la columna del primer nivel:  $\Psi_A = 4,13$  ;  $\Psi_B = 0$

$$\Psi_m = \frac{4,13 + 0}{2} = 2,06$$

Si  $\Psi_m > 2$ , entonces:

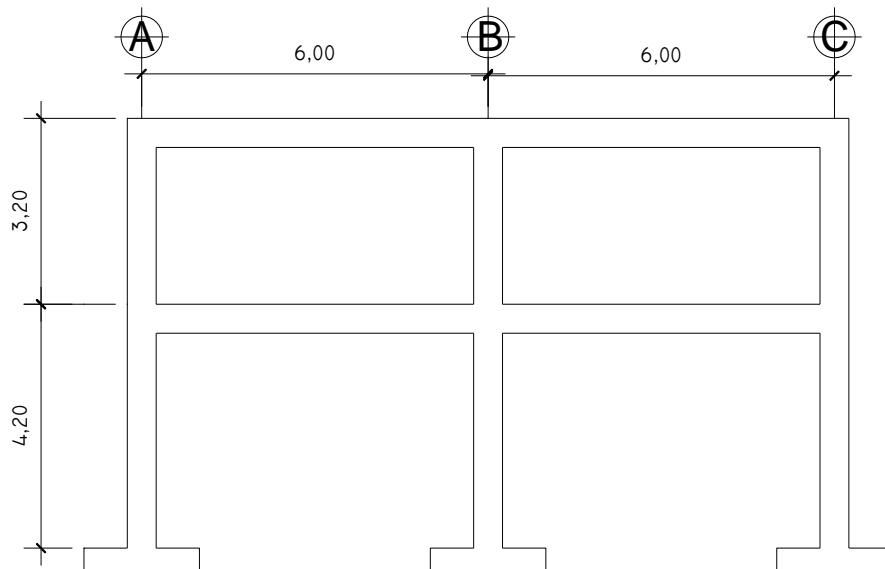
$$k = 0,9 \sqrt{1 + 2,06} = 1,57$$

Chequeando la relación de esbeltez:

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{(1,57)(420 - 50)}{(0,30)(50)} = 38,72 > 22 \therefore \text{columna esbelta} \rightarrow \text{magnificar momento}$$

Análisis en el sentido Y:

Figura 66. **Configuración de marcos en el sentido Y**



Fuente: elaboración propia.

$$\psi_A = \frac{\frac{364\,583,33}{320}}{\frac{91\,145,83}{600} + \frac{91\,145,83}{600}} = 3,75$$

$$\psi_B = \frac{\frac{364\,583,33}{320} + \frac{364\,583,33}{420}}{\frac{91\,145,83}{600} + \frac{91\,145,83}{600}} = 6,60$$

Debido a que se está analizando la columna del primer nivel el  $\psi_B$  calculado anteriormente pasara a ser el  $\psi_A$  para la columna del primer nivel y  $\psi_B$  será 0 debido a que la columna se encuentra empotrada en la parte inferior.

Entonces para la columna del primer nivel:  $\psi_A = 6,60$   $\psi_B = 0$

$$\psi_m = \frac{6,60 + 0,00}{2} = 3,30$$

Si  $\psi_m > 2$ , entonces:

$$k = 0,90 \sqrt{1 + 3,30} = 1,87$$

Chequeando la relación de esbeltez:

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{(1,87)(420 - 50)}{(0,30)(50)} = 46,12 > 22 \therefore \text{columna esbelta} \rightarrow \text{magnificar momento}$$



### 3.1.9.3.2. Magnificadores de momento

La sección 10.12.3 del Código ACI 318-05 establece que: los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada ( $P_u$ ) y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, ( $M_{dx}$ ) como sigue:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75(P_c)}}$$

Donde:

$C_m$  = factor de corrección que relación el diagrama de momentos existentes con un diagrama de momentos equivalente, el valor de este va de 0,40 a 1,00

$$C_m = 0,6 + 0,4 (M_1/M_2)$$

$P_c$  = carga crítica de pandeo de Euler

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kL_u)^2}$$

$EI$  = rigidez

$$EI = \frac{0,4(E_c)(I_g)}{1 + \beta_d}$$

$E_c$  = módulo de elasticidad del concreto =  $15\ 100\sqrt{f'_c}$

$\beta_d$  = factor del flujo plástico =  $C_{Mu}/C_{ut}$

Determinando EI

$$\beta_d = \frac{1,4 (0,11\text{m}^2 \cdot 400 \text{ kg/m}^3 + 200 \text{ kg/m}^2)}{1,4 (0,11\text{m}^2 \cdot 400 \text{ kg/m}^3 + 200 \text{ kg/m}^2) + 1,7 (500 \text{ kg/m}^2)}$$

$$\beta_d = 0,433$$

$$E_c = 15 \cdot 100 \sqrt{210} = 218 \, 819,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = b \cdot h^3 / 12 = 520 \, 833,33 \text{ cm}^4$$

$$EI = \frac{0,4(218 \, 819,79 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})(520 \, 833,33 \text{ cm}^4)}{1 + 0,433} = 3,181 \text{ E}+10$$

Magnificador de momento en sentido X:

$$P_c = \frac{\pi^2(3,181\text{E}+10)}{(1,87 \cdot 370\text{cm})^2} = 655 \, 808 \text{ kg}$$

$$C_m = 0,6 + 0,4(7 \, 075,49 \text{ kg-m} / 14 \, 464,03 \text{ kg-m}) = 0,796$$

$$\delta_x = \frac{0,796}{1 - \frac{70 \, 041,14 \text{ kg}}{0,75(655 \, 808 \text{ kg})}} = 1,00$$

Para el sentido X se obtiene el momento magnificado:

$$M_{dx} = \delta_x M_x$$

$$M_{dx} = 1,0 * 14\ 464\ \text{kg-m} = 14\ 464,00\ \text{kg-m}$$

Realizándolo para el sentido y, se tiene:

$$P_c = \frac{\pi^2(3,181E+10)}{(1,87 * 370\text{cm})^2} = 655\ 808\ \text{kg}$$

$$C_m = 0,6 + 0,4(6\ 683,37\ \text{kg-m} / 18\ 081,06\ \text{kg-m}) = 0,75$$

$$\delta_y = \frac{0,75}{1 - \frac{0,75(655\ 808\ \text{kg})}{70\ 041,14\ \text{kg}}} = 1,0$$

Para el sentido Y se obtiene el momento magnificado:

$$M_{dy} = \delta_y M_y$$

$$M_{dy} = 1,0 * 18\ 081,06 = 18\ 081,06\ \text{kg-m}$$

### 3.1.9.3.3. Refuerzo longitudinal

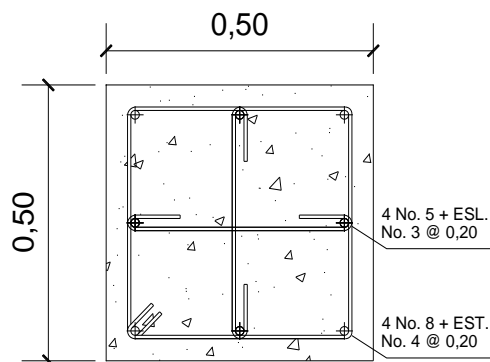
Uno de los métodos aproximados que es útil en el análisis y que puede llevarse a cabo de una manera sencilla, es el que implica el uso de la ecuación de interacción recíproca desarrollada por el profesor Boris Bresler de la universidad de California en Berkeley. Esta ecuación, que se muestra en la sección R10.3.6 de la consideración ACI, es como sigue:

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{P'x} + \frac{1}{P'y} - \frac{1}{P'o}$$

Donde:

- $P'u$  = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes
- $P'o$  = resistencia nominal a cargas axiales para excentricidad cero
- $P'x$  = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje x
- $P'y$  = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje y

Figura 67. **Sección de columna**



Fuente: elaboración propia.

Datos:

$$P_u = 70\,041,14 \text{ kg}$$

$$M_x = 14\,464,03 \text{ kg-m}$$

$$M_y = 18\,081,06 \text{ kg-m}$$

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

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

Límites de acero:

$$A_{s \min} = 0,01 (50)(50) = 25,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \max} = 0,06(50)(50) = 150,00 \text{ cm}^2$$

Se propone un área de acero de:

$$4 \text{ barras núm.8} + 4 \text{ barras núm. 5} = 4 * 5,10 \text{ cm}^2 + 4 * 1,99 \text{ cm}^2 = 28,36 \text{ cm}^2$$

Este método se basa en el uso de los diagramas de interacción para diseño de columnas, se necesitan los siguientes valores para poder aplicarlo:

Valor de la gráfica:

$$\gamma_x = d_x / h_x$$

$$\gamma_y = d_y / h_y$$

Donde:

$\gamma_x, \gamma_y$  = valor de la gráfica

$d_x, d_y$  = peralte de la columna en (X,Y) respectivamente

$h_x, h_y$  = ancho del núcleo confinado de la sección en sentido (X,Y) respectivamente

entonces:

$$\gamma_x = d_x / h_x = (50 - 2 * 4) / 50 = 0,84$$

$$\gamma_y = d_y / h_y = (50 - 2 * 4) / 50 = 0,84$$

Valor de la curva:

$$q = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot h}$$

Donde:

q = valor de la curva

$A_s$  = área de acero

$f_y$  = fluencia del acero

$f'_c$  = resistencia a compresión del concreto

b = base de la columna

h = altura de la columna

entonces:

$$q = \frac{A_s f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot h} = \frac{(28,36)(2810)}{0,85 \cdot (210)(50)(50)} = 0,18$$

Excentricidades:

$$e_x = \frac{M_{dx}}{P_u} \qquad e_y = \frac{M_{dy}}{P_u}$$

Donde:

$e_x, e_y$  = excentricidad en el eje (X,Y) respectivamente

$M_{dx}, M_{dy}$  = momentos sobre el eje (X,Y) respectivamente

$P_u$  = carga axial última

Se tiene que:

$$e_x = \frac{M_{dx}}{P_u} = \frac{14\,464,03}{70\,041,14} = 0,21$$

$$e_y = \frac{M_{dy}}{P_u} = \frac{18\,081,06}{70\,041,14} = 0,26$$

Valor de las diagonales:

$e_x/h_x$

$e_y/h_y$

Donde:

$e_x, e_y$  = excentricidad en el eje (X,Y) respectivamente

$h_x, h_y$  = ancho del núcleo confinado de la sección en sentido (X,Y) respectivamente

Entonces:

$$e_x/h_x = 0,21/0,50 = 0,42$$

$$e_y/h_y = 0,26/0,50 = 0,52$$

Con los valores obtenidos anteriormente mediante los diagramas de interacción, es posible establecer los valores de la variable K. Se tiene que:

$$K_x = 0,40$$

$$K_y = 0,32$$

De la fórmula de Bresler:

$$P'o = 0,80 \phi [0,85 f'c (A_g - A_s) + f_y * A_s]$$

Donde:

$\phi$  = factor de reducción para secciones controladas por compresión  
=0,65

$f'c$  = resistencia a compresión del concreto

$A_g$  = área de la sección de la columna

$A_s$  = área de acero

$f_y$  = fluencia del acero

$$P'o = 0,80 * 0,65 [0,85*210( 2 500 - 28,36 )+ 2 810 * 28,36 ]= 270 857 \text{ kg}$$

y

$$P'x = K_x A_g f_y$$

$$P'y = K_y A_g f_y$$

Donde:

$P'x, P'y$  = carga axial sobre el eje (X,Y) de la columna respectivamente

$K_x, K_y$  = factor de carga obtenido en el diagrama de interacciones.

$A_g$  = área de la sección de la columna

$f_y$  = fluencia del acero

$$P'x = K_x A_g f_y = 0,40 * 2 500 * 210 = 210 000 \text{ kg}$$

$$P'y = K_y A_g f_y = 0,32 * 2 500 * 210 = 168 000 \text{ kg}$$



$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{210\,000} + \frac{1}{168\,000} - \frac{1}{270\,857} = 142\,403,47 \text{ kg}$$

Se tiene que:

$$P'u (142\,403,47 \text{ kg}) > P_u (70\,041,14 \text{ kg})$$

Lo anterior corrobora que el armado que se propuso si se encuentra en la capacidad de soportar las fuerzas que actúan en el elemento.

#### 3.1.9.3.4. Refuerzo transversal

En la sección 21.4.5.2 del Código ACI 318-05 rige que el refuerzo transversal en la longitud, debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo ( $V_c = 0$ ) cuando se produzcan los siguientes casos simultáneamente:

El esfuerzo de cortante sísmico calculado representa la mitad o más de la resistencia máxima al cortante requerido dentro de la longitud.

La fuerza axial de compresión mayorada, ( $P_u$ ), es menor que ( $A_g * f'_c / 20$ ).

Estableciendo si es posible considerar el aporte del concreto al corte se verifica si:

$$P_u > (A_g * f'_c / 20)$$

Se tiene que:

$$70\,041,14 \text{ kg} > (A_g * f'_c / 20)$$

$$70\,041,14 > \frac{A_g f'_c}{20} = \frac{(50)(50)(210)}{20} = 26\,250,00 \text{ kg}$$

$$P_u > (A_g * f'_c / 20)$$

Con lo anterior se establece que es posible tomar en consideración la colaboración del concreto al corte.

Con los momentos actuantes proporcionados por el software ETABS, se procede a calcular el corte actuante.

$$V_e = \frac{M_1 + M_2}{L_u} = \frac{14\,464,03 + 18\,081,06}{3,70} = 8\,796,00 \text{ kg}$$

La resistencia al cortante proporcionada por el concreto para elementos sometidos a compresión axial según la sección 11.3.1.2 del Código ACI 318-05, se determina mediante la ecuación siguiente:

$$V_c = (0,75)(0,53) \left( 1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} b^* d \quad \text{donde} \quad N_u = P_u$$

Entonces:

$$V_c = (0,75)(0,53) \left( 1 + \frac{70\,041,14}{140(50 * 50)} \right) \sqrt{210} (50) (43,80) = 15\,139,60 \text{ kg}$$

Se tiene que:

$$V_c > V_e$$

$$(15\,139,60 > 8796,00)$$

Tomando en cuenta las especificaciones de la sección 21.4.4.2 del Código ACI 318-05 se colocara refuerzo transversal en la longitud de confinamiento ( $l_o$ ), estas especifican que el refuerzo transversal no debe exceder la menor de las siguientes:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento
- Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal
- $S_o$ , según lo definido en la ecuación:

$$S_o = 10 + \left[ \frac{35 - h_x}{3} \right] \quad 10 \text{ cm} < S_o < 15 \text{ cm}$$

Donde:

$h_x$  = espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna = 21 cm

$$S_o = 10 + \left[ \frac{35 - 41}{3} \right] = 8,00 \text{ cm} \quad 10 \text{ cm} < S_o < 15 \text{ cm}$$

Los resultados de las condiciones anteriormente expuestas son los siguientes respectivamente:

$$\begin{aligned} 50/4 &= 12,5 \text{ cm} \\ 6 * 2,54 &= 15,24 \text{ cm} \\ S_o &= 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

Por lo tanto la separación máxima ( $s$ ), permitida es de 8 centímetros, se utilizara  $s = 10,00$  centímetros.

Además el código especifica en la sección 21.4.4 que debe proporcionarse refuerzo transversal y que el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares  $A_{sh}$ , no debe ser menor que las requeridas por la ecuación:

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s * b_c * f_c}{f_{yt}} \quad (21-4 \text{ ACI } 318-05)$$

Donde:

- $A_{sh}$  = área total del refuerzo transversal perpendicular a la dimensión  $b_c$
- $s$  = espaciamiento entre estribos
- $b_c$  = dimensión transversal del núcleo de la columna medida centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal = 41,00 cm
- $f_c$  = resistencia del concreto a la compresión
- $f_{yt}$  = resistencia a fluencia del refuerzo transversal

$$A_{sh} = 0,09 \frac{(10,00)(41)(210)}{2810} = 2,75 \text{ cm}^2$$

Utilizando barras núm. 4 y núm. 3 se tiene que:

$$(A_{sh} = 2 * 1,29 + 1 * 0,71 = 3,29 \text{ cm}^2) \quad \text{y} \quad 3,29 > 2,75$$

Por lo tanto se utilizaran estribos núm. 4 y eslabón núm. 3 a cada 10 centímetros.

Según ACI 318-05 21.4.4.4, el refuerzo transversal debe suministrarse en una longitud,  $l_o$ , medida desde la cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión, la longitud,  $l_o$ , no debe ser menor que la mayor de:

- |  |                      |
|--|----------------------|
| La altura del elemento en la cara del nudo | = 50 cm              |
| Un sexto de la luz libre del elemento      | = $370/6 = 61,67$ cm |
| 450 mm                                     | = 45 cm              |

En este caso 60 centímetros será la longitud,  $l_o$ , a utilizar.

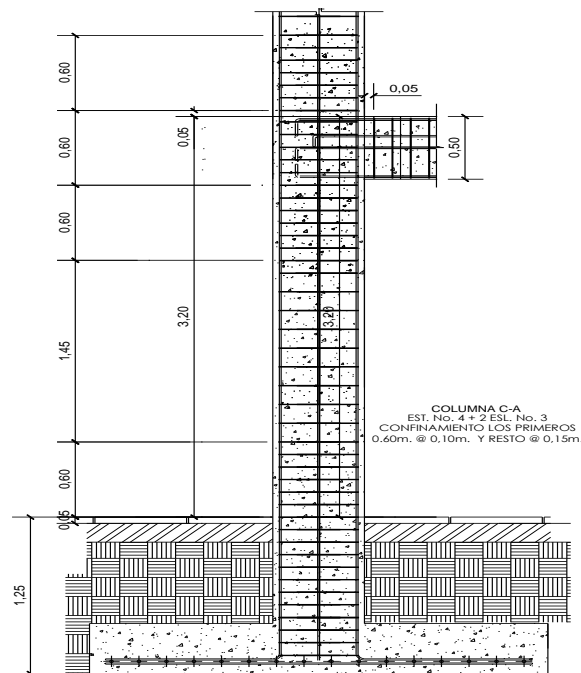
En los lugares donde el confinamiento no es necesario, el espaciamiento,  $s$ , no debe exceder según 21.4.4.6 ACI 318-05, seis veces el diámetro de las barras longitudinales o 150 milímetros.

Se tiene que:

$$s = 6 * 2,54 \text{ cm} = 15,24 \text{ cm} \text{ por comodidad y practicidad se usara } s = 15 \text{ cm}$$

La siguiente figura muestra el armado de la columna para el primer nivel, el armado para el segundo nivel se encuentra a detalle en el juego de planos.

Figura 68. **Armado final de columna**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

### 3.1.9.4. Diseño de cimientos

Estos son miembros estructurales que se usan para soportar columnas y muros, para transmitir sus cargas al suelo subyacente.

No solo es deseable transferir las cargas de la estructura al suelo subyacente en forma tal que no se generen asentamientos excesivos o dispares, y rotaciones, sino que también es necesario proporcionar la suficiente resistencia al deslizamiento y al volteo. Para lograr estos objetivos, es necesario transmitir las cargas soportadas a un suelo de suficiente resistencia y luego repartirlas sobre un área tal que la presión unitaria quede dentro de un intervalo razonable de esfuerzos permisibles.

En este caso se tienen zapatas concéntricas aisladas cuyos datos de diseño son los siguientes:

$M_{ux}$	= 14,5 t-m	$M_{uy}$	= 18,0 t-m
$P_u$	= 70 t	$V_s$	= 27,74 t/m <sup>2</sup>
$\gamma_s$	= 1,07 t/m <sup>3</sup>	$\gamma_c$	= 2,4 t/m <sup>3</sup>
$r_{ec}$	= 0,075 m	$t$	= 0,40 m
$D_f$	= 1,25 m	$F_{cu}$	= 1,56
$f'_c$	= 210 kg/cm <sup>2</sup>	$f_y$	= 2 810 t/m <sup>2</sup>

Es necesario determinar las cargas y momentos de servicio, esto dividiendo las cargas y momentos últimos dentro del factor de carga última ( $F_{cu}$ ), entonces se tiene que:

$$P' = \frac{P_u}{F_{cu}}$$

Donde:

- P' = carga de servicio
- P<sub>u</sub> = carga última
- F<sub>cu</sub> = factor de carga última

Cálculo de carga de servicio

$$P' = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{70,00}{1,56} = 44,87 \text{ t}$$

Cálculo de momentos de servicio

$$M_x = \frac{M_{ux}}{F_{cu}} \qquad M_y = \frac{M_{uy}}{F_{cu}}$$

Donde:

- M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub> = momentos de servicio en (X,Y) respectivamente
- M<sub>ux</sub>, M<sub>uy</sub> = momento último en (X,Y) respectivamente
- F<sub>cu</sub> = factor de carga última

$$M_x = \frac{M_{ux}}{F_{cu}} = \frac{14,50}{1,56} = 9,29 \text{ t-m}$$

$$M_y = \frac{M_{uy}}{F_{cu}} = \frac{18,00}{1,56} = 11,54 \text{ t-m}$$

Tomando en cuenta el valor soporte del suelo se procede a realizar una primera estimación para el área de la zapata (A<sub>z</sub>), se tiene que:

$$A_z = \frac{1,5 P'}{V_s} = \frac{1,5 (44,87)}{27,74} = 2,43 \text{m}^2$$

Debido a que los momentos en ambas direcciones son parecidos se propone una zapata tipo cuadrada de 2,00 m x 2,00 m, ( $A_z = 4,00 \text{ m}^2$ ).

Calculando la presión que ejerce la zapata sobre el suelo mediante la siguiente ecuación se tiene que:

$$q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M_{tx}}{S_x} \pm \frac{M_{ty}}{S_y}$$

Donde:

- P =  $P' + P_{col} + P_{su} + P_{cim}$
- q = presión de carga admisible
- M = momento torsional
- $A_z$  = área de la zapata
- S = módulo de sección =  $(1/6 b \cdot h^2)$

Entonces:

$$P_{col} = (0,50)(0,50)(7,40)(2,4) = 4,44 \text{ t}$$

$$P_{su} = (4,00 - 0,25)(1,07)(1,25 - 0,40) = 3,41 \text{ t}$$

$$P_{cim} = (4,00)(0,40)(2,4) = 3,84 \text{ t}$$

$$S = 1/6 (2,00)(2,00)^2 = 1,33 \text{ m}^3$$

$$P = 44,87 + 4,44 + 3,41 + 3,84 = 56,56 \text{ t}$$



$$q = \frac{56,56}{4,00} \pm \frac{9,29}{1,33} \pm \frac{11,54}{1,33}$$

$$q_{\max} = 29,80 \text{ t/m}^2 > 27,74 (V_s), \text{ No cumple}$$

$$q_{\min} = -1,52 \text{ t/m}^2 < 0 \quad \text{No cumple}$$

Debido a que las dimensiones propuestas no cumplen, se procede a redimensionar, proponiendo las siguientes medidas:

$$2,50 \text{ m} \times 2,50 \text{ m}$$

$$q_{\max} = 17,73 \text{ t/m}^2 < 27,74 \text{ t/m}^2, \text{ si cumple}$$

$$q_{\min} = 1,71 \text{ t/m}^2 > 0,00 ; \text{ si cumple}$$

Con las dimensiones anteriores propuestas no existen esfuerzos a tensión ya que ( $q_{\min} > 0$ )

Las presiones del suelo no están distribuidas uniformemente, debido a variaciones en las propiedades del suelo, a la rigidez de la zapata y a otros factores adicionales.

La hipótesis de una presión uniforme usualmente conduce a diseños conservadores, ya que las fuerzas cortantes y los momentos calculados resultan mayores que los que realmente se presentan.

Para diseñar la zapata se utilizara un valor entre ( $q_{\min}$  y  $q_{\max}$ ), entonces se tiene que ( $q$ ) será:

$$q = 14,50 \text{ t/m}^2$$

Presión de diseño última:

$$q_{dis} = q_{max} * F_{cu}$$

Donde:

$q_{dis}$  = presión de diseño

$q_{m\acute{a}x}$  = presión máxima

$F_{cu}$  = factor de carga última

Entonces:

$$q_{dis} = (14,50)(1,56) = 22,62 \text{ t/m}^2$$

Verificando el chequeo por corte:

La zapata debe ser capaz de resistir tanto el corte simple que causa la columna, como las cargas actuantes.

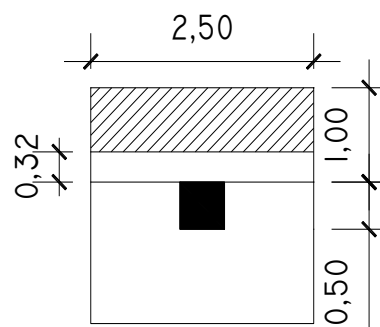
A una distancia,  $d$ , ocurre el corte simple según el Código ACI 318-05 en su sección 11, entonces se tiene que:

Figura 69. **Área donde actúa corte simple**

$$d = t - rec - \Phi/2$$

$$d = 40 - 7,5 - (1,90/2) = 31,5 \text{ cm}$$

Se propone usar barras núm. 6



Fuente: elaboración propia.

Calculando el cortante actuante ( $V_a$ ), se tiene que:

$$V_a = (A)(q_{dis})$$

Donde:

$V_a$  = corte actuante en el elemento

$A$  = área del cortante

$q_{dis}$  = carga última de diseño

$$V_a = (0,68)(2,50)(22,62) = 38,45 \text{ t}$$

Calculando el corte simple resistente,  $V_R$ , según ACI 318-05 (11-3) hay que:

$$V_R = \phi 0,53\sqrt{f_c}b*d \quad \text{donde } \phi = 0,65$$

Entonces:

$$V_R = 0,65 * 0,53\sqrt{210}(250)(32,00) = 39\,938 \text{ kg}$$

$$V_R = 39,93 \text{ t}$$

Se tiene que  $V_R$  (39,93 t) >  $V_{act}$  (38,45 t), por lo tanto el espesor propuesto ( $t = 40 \text{ cm}$ ) cumple y resiste el corte simple.

Verificando chequeo de cortante por punzadura:

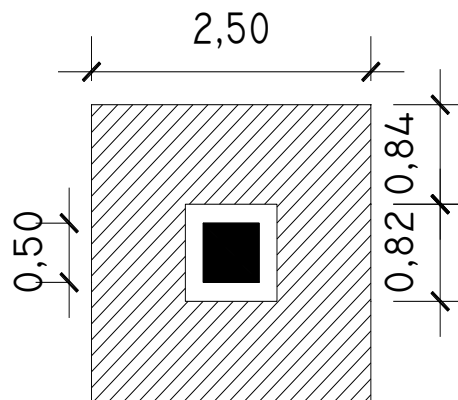
La carga de compresión de la columna tiende a extenderse en la zapata, oponiéndose a la tensión diagonal en esa zona, con el resultado de que una columna cuadrada tiende a perforar una porción de la losa que tiene la forma de

una pirámide truncada. El Código ACI 318-05 (11.12.1.2) establece que la sección crítica para el cortante por penetración se localiza a una distancia  $d/2$  de la cara de la columna.

Figura 70. **Área de punzonamiento**

$$A_1 = 2,50 \times 2,50 = 6,25 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (0,82)(0,82) = 0,67 \text{ m}^2$$



Fuente: elaboración propia.

Cálculo del corte actuante:

$$V_a = (A_1 - A_2) q_{dis}$$

Donde:

- $V_a$  = corte actuante
- $A_1$  = área exterior en zapata (en figura 63)
- $A_2$  = área interior en zapata (en figura 63)
- $q_{dis}$  = carga última de diseño

$$V_a = (6,25 - 0,67) (22,62) = 126,22 \text{ t}$$

Cálculo del corte resistente:

$$V_R = 0,85 \cdot \beta \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d$$

Donde:

- $V_R$  = corte resistente
- $\beta$  = factor = 1, para columnas cuadradas
- $b_o$  = perímetro del área interna
- $d$  = peralte

$$V_R = (0,85)(1) \sqrt{210} (4 \cdot 82)(32) = 129,286 \text{ kg}$$

$$V_R = 129,3$$

Entonces  $V_R$  (129 t) >  $V_a$  (126,22 t), lo cual indica que el espesor ( $t=40$ ) chequea por punzonamiento.

Diseño por flexión:

Las losas de las zapatas están sometidas a flexión en dos direcciones, y el lado largo del área cargada es más de dos veces la longitud del lado corto, la resistencia por cortante puede ser demasiado alta. El esfuerzo cortante en una zapata aumenta conforme decrece la razón ( $b_o/d$ ).

El momento se calcula como para una losa en voladizo y está dado por:

$$M_u = q_{dis} \frac{l^2}{2}$$

Donde:

$l$  = distancia medida desde el rostro de la columna al borde de la zapata.

$$M_u = (22,62) \frac{(1,00)^2}{2} = 11,31 \text{ t-m}$$

Analizando para el sentido X:

$$A_s = \left( b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0,003825 f_c}} \right) \left( \frac{0,85 f_c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left( 100 * 32,00 - \sqrt{(100 * 32,00)^2 - \frac{8\,200 * 100}{0,003825 * 210}} \right) \left( \frac{0,85 * 210}{2810} \right) =$$

$$A_s = 10,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 * b * d}{f_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1(100)(32,00)}{2\,810} = 16,05 \text{ cm}^2$$

y

$$S = \frac{A_v}{A_{s_{\text{req}}}}$$

Donde:

S = espaciamiento

Av = área de la barra de acero

As<sub>req</sub> = área de acero requerida

$$S = \frac{2,85}{16,05} = 0,17 \text{ m}$$

Se propone Colocar varillas núm.6 @ 15 centímetros

Analizando el sentido Y – Y:

El peralte efectivo, d, en el sentido Y disminuye, esto debido a que el acero se encuentra colocado sobre la cama de refuerzo colocada en sentido X, se tiene que:

$$d_{y-y} = d_{x-x} - \frac{\phi_{x-x}}{2} - \frac{\phi_{y-y}}{2} = 32,00 - \frac{1,91}{2} - \frac{1,91}{2} = 30,09 \text{ cm}$$

$$A_s = \left( b * d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M*b}{0,003825 f_c}} \right) \left( \frac{0,85 f_c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left( 100 * 30,09 - \sqrt{(100 * 30,09)^2 - \frac{8\ 200*100}{0,003825*210}} \right) \left( \frac{0,85 * 210}{2810} \right)$$

$$A_s = 10,98 \text{ cm}^2$$

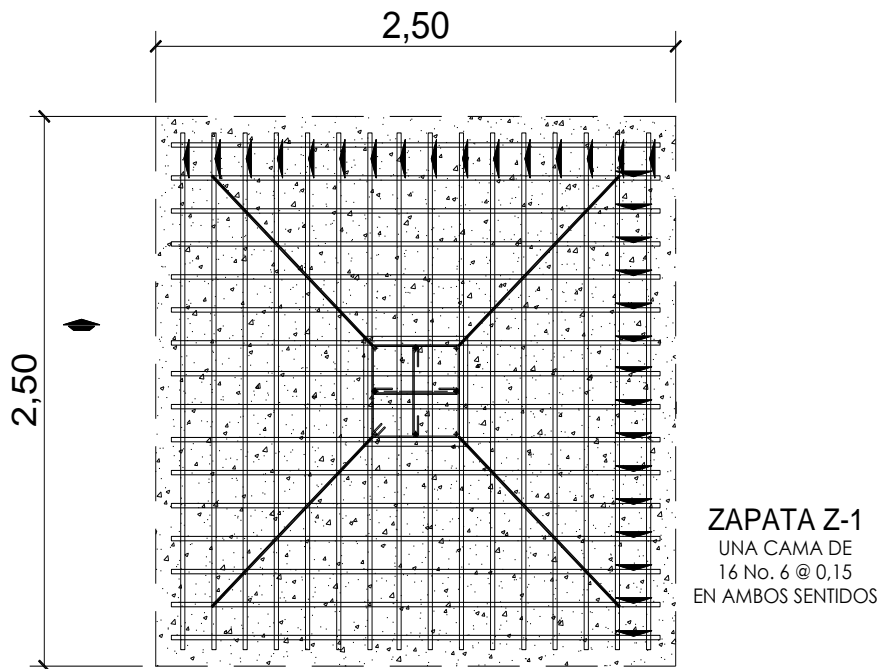
$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 * b * d}{f_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1(100)(30,09)}{2810} = 15,09 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{2,85}{15,09} = 0,18 \text{ m}$$

Para mantener la simetría se colocaran varillas núm.6 @ 15 centímetros.

Figura 71. Armado final de zapata



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.



### 3.1.9.5. Diseño de gradas

Es necesario que las escaleras brinden comodidad y seguridad al momento de ser utilizadas, dimensionando las huellas y contrahuellas de manera adecuada se lograrán unas gradas armoniosas y seguras.

Las siguientes recomendaciones permitirán lo anterior:

Datos:

H = huella

C = contrahuella

h = altura a cubrir

$C < 20 \text{ cm}$

$2C + H \approx 64 \text{ cm}$

$C + H \approx 45 \text{ a } 48 \text{ cm}$

$C * H \approx 480 \text{ a } 500$

Calculando número de escalones, huellas y contrahuellas.

Número de escalones mínimos =  $h/C_{\text{max}} = 3,20/0,20 = 16$  escalones

Se tomarán 10 contrahuellas antes del descanso

Número de huellas =  $10 - 1 = 9$  huellas

$H = 2,70 / 9 = 0,30 \text{ m}$

$C = \text{altura} / \text{número de contrahuellas} = 3,80/20 = 0,16 \text{ m}$

Chequeos:

$C = 16,00 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$

$$2C + H = 2 \cdot 16 + 30 = 62,00 \text{ cm}$$

$$C + H = 16 + 30 = 46 \text{ cm}$$

$$C \cdot H = 16 \cdot 30 = 480 \text{ cm}^2$$

Todos los chequeos están bien, la escalera contara con 20 contrahuellas de 16,00 centímetros y 18 huellas de 30 centímetros.

Integración de cargas:

$$C_m = \text{Peso escalera} + \text{Peso acabados}$$

$$\text{Peso escalera} = \gamma_c \cdot (t + C/2)$$

Donde:

$$\gamma_c = \text{peso específico del concreto} = 2\,400 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

$$t = \text{espesor de la losa de la escalera} = 10 \text{ cm}$$

$$C = \text{contrahuella} = 0,16 \text{ m}$$

$$\text{Peso propio de la escalera} = 2\,400(0,10 + 0,16/2) = 432 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 90 \text{ kg/m}^2$$

$$C_m = 432,00 \text{ kg/m}^2 + 90,00 \text{ kg/m}^2 = 522,00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$C_u = 1,4 (C_m) + 1,7 (C_v)$$

$$C_u = 1,4 \cdot (522) + 1,7 \cdot (500) = 1580 \text{ kg/m}^2 \approx 1\,600,00 \text{ kg/m}^2$$

- Determinando la hipotenusa de la escalera

$$\text{hip} = \sqrt{a^2 + b^2}$$

$$\text{hip} = \sqrt{2,70^2 + 1,60^2} = 3,13 \text{ m}$$

- Calculando momentos

$$M(+) = \frac{1\,600 * 2,70^2}{9} = 1\,296 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M(-) = \frac{1\,600 * 2,70^2}{14} = 833 \text{ kg} - \text{m}$$

- Determinando áreas de acero

$$A_s = \left[ b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M*b}{0,003825 f_c}} \right] \left( \frac{0,85 f_c}{f_y} \right)$$

Para  $M(+) = 1\,133 \text{ kg} - \text{m}$

$$A_s = \left[ 100*8,00 - \sqrt{(100*8,00)^2 - \frac{1\,296*100}{0,003825*210}} \right] \left( \frac{0,85*210}{2\,800} \right) = 6,89 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0,40 * \frac{14,1}{2\,810} (100)(8,00) = 1,60 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{s_{\min}} \rightarrow$  usar  $A_s = 6,89 \text{ cm}^2$

Máxima:

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} * b * d$$

$$\rho_{\max} = \phi * \rho_{\text{bal}}$$

Donde:

$\rho_{\text{máx}}$  = cuantía máxima de acero

b = base

d = peralte

$\phi$  = coeficiente = 0,5 para zona sísmica; 0,75 para zona no sísmica

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{0,85 * \beta_1 * f_c}{f_y} \left[ \frac{6\,090}{6\,090 + f_y} \right]$$

Donde:

$\beta_1$  = 0,85 sí  $f_c < 280\text{kg/cm}^2$

Entonces:

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{0,85 (0,85) (210)}{2\,810} \left[ \frac{6\,090}{6\,090 + 2\,810} \right] = 0,0369$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,5 * 0,0369 = 0,0185$$

$$A_{s_{\text{max}}} = 0,0185 * 100 * 8,00 = 14,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para } M(+) = 1\,296 \text{ kg} - \text{m} \quad A_s = 6,89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para } M(-) = 833 \text{ kg} - \text{m} \quad A_s = 4,31 \text{ cm}^2$$

(Armado y distribución de barras se muestran en planos anexos).

- Acero por temperatura

Se determina el acero por temperatura mediante el siguiente procedimiento:

$$A_{st} = 0,002 * b * t \qquad A_{st} = 0,002 * 100 * 10 = 2,00 \text{ cm}^2$$

Donde

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

$$t = \text{espesor de losa} = 10 \text{ cm}$$

- Revisión por corte

Cálculo del corte máximo actuante

$$V_{max} = (C_u * L) / 2 = (1\ 600 * 2) / 2 = 1\ 600 \text{ kg}$$

Donde

$$L = \text{lado corto de la losa}$$

Corte máximo resistente

Calculando el corte resistente,  $V_R$ , según ACI 318-05 (11-3) se tiene que:

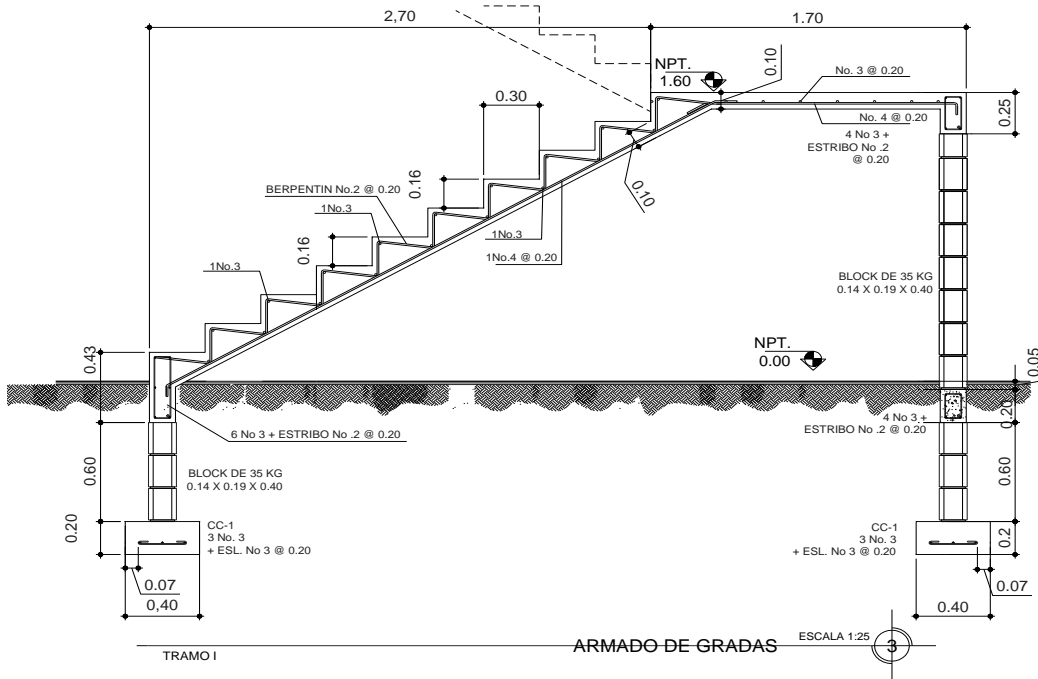
$$V_R = \phi \ 0,53 \sqrt{f_c} * b * d \qquad \text{donde } \phi = 0,65$$

Entonces:

$$V_R = 0,65 * 0,53 \sqrt{210}(100)(8,00) = 6\ 144\ \text{kg}$$

Se tiene que  $V_R$  (6 144 kg) >  $V_{act}$  (1 600 kg), por lo tanto el espesor propuesto (t) cumple y resiste el corte.

Figura 72. Armado de escalera



Fuente: juego de planos, elaboración propia.

### 3.1.10. Diseño de instalaciones

El edificio contará con las instalaciones básicas y esenciales para su funcionamiento, siendo estas: instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias e instalaciones hidráulicas, se diseñarán como sigue.

### 3.1.10.1. Instalaciones eléctricas

Para el edificio hospitalario fue necesario diseñar 11 circuitos eléctricos, distribuidos de la siguiente manera: circuitos A, B, C, D, E de iluminación para el primer y el segundo nivel, circuitos A, B, C, D, E, F de fuerza para el primer y segundo nivel respectivamente. El circuito D de iluminación posee 12 lámparas de 2x40W ubicadas en los distintos ambientes, siendo este el circuito con mayor número de luminarias. El circuito de fuerza A cuentan con 10 unidades de tomas de corriente ubicados en los distintos ambientes siendo este el más crítico.

Las instalaciones eléctricas para este edificio constan únicamente de circuitos de iluminación y fuerza. Los circuitos de iluminación serán los encargados de alimentar las distintas lámparas colocadas, en tanto los circuitos de fuerza serán los encargados de alimentar las tomas de corriente instaladas.

Para el presente diseño se tiene que:

Medidas (variables)	= (6,00 x 7,50 x 2,80) m
Luxes	= 300
Tipo de iluminación	= directa
Tipo de luz	= fluorescente
Porcentaje de reflexión de cielos	= pintura blanca, 70 %
Porcentaje de reflexión de paredes	= crema claro, 70 %
Porcentaje de reflexión en piso de granito	= 25 %
Tipo de luminaria	= F2-21
Factor de mantenimiento (m)	= 0,75
Coeficiente de uso (u)	= 0,65

Datos obtenidos de las especificaciones de la lámpara y tablas de diseño eléctrico.

Determinando el número de tubos fluorescentes necesarios para cubrir 300 luxes.

$$\text{Lúmenes necesarios} = \frac{\text{Luxes} \times \text{Área}}{\text{m} \times \text{u}}$$

$$\text{Lúmenes necesarios} = \frac{300 \times 6,00 \times 7,50}{0,75 \times 0,65} = 27\,692,30$$

Cada tubo fluorescente a instalar tiene la capacidad de emitir 2 750 lúmenes, determinando el número de tubos necesarios.

$$\text{Cantidad de tubos necesarios} = \frac{\text{Total de lúmenes}}{\text{Lúmenes emitidos por cada tubo}}$$

$$\text{Cantidad de tubos necesarios} = \frac{27\,692,30}{2\,750} = 10,07$$

Con lo anteriormente calculado se determinó que el número de tubos fluorescentes a utilizar son aproximadamente 10, por lo tanto se instalarán seis lámparas de 2 tubos de 40 watts cada una.

Determinando el número de lámparas por circuito, se tiene que:

Lámpara = 2 tubos x 40 watts = 80 watts/120 v = 0,67 amperios por lámpara



El circuito D posee 12 lámparas, esto significa que  $12 \times 0,67$  amperios = 8,07 amperios, por lo tanto es posible utilizar un *flip-on* de 20 amperios y un conductor calibre número 12.

Determinado el circuito para fuerza:

Suponiendo que los siguientes aparatos podrían estar siendo utilizados al mismo tiempo en una toma de corriente:

Nebulizador	= 75 watts
Aparato medico	= 300 watts
Ventilador	= 150 watts

Sumando los valores anteriormente descritos, se tiene 525 watts.

$525 \text{ watts} / 120 \text{ volts} = 4,37$  amperios por toma de corriente, el circuito A es el que mayor número de tomas tiene (12) asumiendo una situación pico, donde las 12 tomas estén siendo utilizadas al mismo tiempo, se tiene que  $4,37$  amperios  $\times$  12 tomas = 52,50 amperios.

Por lo tanto es posible utilizar un *flip-on* de 60 amperios y un conductor calibre número 8.

Se muestra en la siguiente tabla los *flip-on* y calibre del conductor a utilizar en los circuitos.

Tabla XXIV. **Circuitos eléctricos edificio escolar**

Circuito	Descripción	Potencia unitaria (Watts)	Unidades	Potencia total (Watts)	Voltaje (Voltios)	Conductor a usar (Calibre)	Flip-On a usar (Amperios)
A	Iluminación	80	10	800	120	12	20
B	Iluminación	80	13	1040	120	12	20
C	Iluminación	80	11	880	120	12	20
D	Iluminación	80	12	960	120	12	20
E	Iluminación	80	5	400	120	12	15
A	Fuerza	525	12	6300	120	8	60
B	Fuerza	525	10	5250	120	8	50
C	Fuerza	525	8	4200	120	6	80
D	Fuerza	525	9	4725	120	8	50
E	Fuerza	525	11	5775	120	8	60
F	Fuerza	525	4	2100	120	8	40

Fuente: elaboración propia.

### 3.1.10.2. Instalaciones hidráulicas

Los materiales a utilizar para las instalaciones hidráulicas, serán accesorios PVC. Estos poseen las cualidades necesarias requeridas para estas instalaciones. Y es un material de rápido acceso, maniobrable y costos al alcance.

Las instalaciones de agua potable serán de tubería de PVC de  $\frac{3}{4}$ " pulgadas de 125 libras por pulgada cuadrada para el circuito principal, y para el abasto de los artefactos, lo anterior se diseña de la siguiente manera:

- Método de Hunter

Mediante el método de Hunter se desarrollará el diseño de la red hidráulica, este es un método probabilístico que asume que un sistema de n artefactos, trabajará eficientemente, si se diseña para m de ellos, funcionando todo el tiempo.

Según este método, los aparatos sanitarios son usados intermitentemente y el número de aparatos sanitarios es inversamente proporcional al uso simultaneo de los mismos, es decir entre mayor es el número de aparatos sanitarios menor es la probabilidad de que todos estos sean utilizados al mismo tiempo.

Para calcular la demanda máxima se determina el total de unidades Hunter requeridas por los artefactos utilizados, y se toma en cuenta que para este caso los artefactos serán de servicio público, es decir serán utilizados con una demanda mayor a la normal.

Tabla XXV. **Unidades de gasto Hunter por artefacto**

Pieza	Tipo	Unidades de gasto		
		Total	Agua fría	Agua caliente
Inodoro	Con tanque	5	5	-
Lavatorio	Múltiple	2	1.5	1.5

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 49.

Tabla XXVI. **Artefactos instalados en el edificio**

<b>Artefacto</b>	<b>Número de artefactos</b>	<b>Unidades Hunter por artefacto</b>	<b>Total unidades Hunter por artefacto</b>
Inodoros	9	5	45
Lavamanos	12	2	24
		<b>TOTAL</b>	<b>69</b>

Fuente: elaboración propia.

Según los cálculos de la tabla anterior, se aproximara y utilizara el valor de 70 unidades Hunter. En la siguiente tabla se muestran los gastos en litros por segundo aplicables en el método de Hunter

Tabla XXVII. **Gastos probables para el método de Hunter**

<b>núm. de Hunter</b>	<b>Gasto</b>	
	<b>Tanque</b>	<b>Válvula</b>
40	0,91	1,74
42	0,95	1,78
44	1,00	1,82
46	1,03	1,84
48	1,09	1,92
50	1,13	1,97
55	1,19	2,04
70	1,36	2,23

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 50.

Con lo calculado anteriormente, se determinó que para la edificación se utilizaría el valor de 70 unidades Hunter, y de acuerdo a la tabla anterior, se determina que la demanda máxima probable es de 1,36 litros por segundo.

Es recomendable aplicar un valor de corrección a la demanda máxima probable de (0,60) entonces, hay que:

$$\text{Demanda máxima probable} = 1,36 \times 0,60 = 0,82 \text{ l/s} = 8,20 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Demanda máxima probable} = 8,20 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

Los estudios realizados a la red municipal de agua potable, arrojan una velocidad promedio para el caudal de 3 metros por segundo

Con los datos anteriormente calculados es posible determinar el diámetro de la tubería a utilizar, se tiene que:

$$Q = V \cdot A$$

Donde:

Q = caudal

V = velocidad

A = área

De donde:

$$A = \frac{8,20 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}}{3 \text{ m/s}} = 2,73 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A = 0,42 \text{ plg}^2$$

Se utilizara tubería PVC de  $\frac{3}{4}$  de pulgada de diámetro.

La tubería de  $\frac{3}{4}$ " de diámetro posee un área de 0,44 pulgada cuadrada, por lo tanto cumple con lo anteriormente calculado.

### **3.1.10.3. Instalaciones sanitarias**

Es de suma importancia evacuar de manera adecuada todos los desechos fisiológicos generados en el edificio, en este caso la evacuación se realizará mediante un conjunto de accesorios PVC y cajas de registro de ladrillos, los cuales brindarán una rápida evacuación gracias a su bajo grado de rugosidad, transportaran de manera hermética los desechos, evitando fugas y malos olores, brindarán una capacidad nula para adquirir corrosión que garantiza una larga vida útil.

Debido a que es un edificio público, las instalaciones se verán sometidas a un número considerable de personas, y esto generará desechos con volúmenes mayores a los normales. Se realiza la selección de pendientes y diámetros de la siguiente manera.

Para este caso los diámetros a utilizar para ramales de descarga de desechos serán de 4 pulgadas, y para bajadas de agua pluvial serán de 4 pulgadas de diámetro respectivamente, estas con una pendiente del 2 por ciento, lo anteriormente está establecido como recomendación para las instalaciones sanitarias en edificios de este tipo.

Tabla XXVIII. **Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones simples y sifones de descarga**

Tipo de mueble o aparato	Unidades de descarga			Diámetro mínimo del sifón y derivación (plg)		
	Clase			Clase		
	1ra	2da	3ra	1ra	2da	3ra
Lavabo	1	2	2	1 1/4	1 1/4	1 1/4
Inodoro	4	5	6	3	3	3
Urinario	2	2	2	1 1/4	1 1/4	1 1/4

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 71.

- Cálculo de las bajadas de agua pluvial

Para calcular las bajadas de agua pluvial se realizara como sigue:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

- Q = caudal
- C = coeficiente de escurrimiento
- I = intensidad de precipitación
- A = superficie de captación

Para este caso se tienen los siguientes datos:

- C = 0,95
- I = 150 mm/hr
- A = 288 m<sup>2</sup> = 0,029 hectáreas

$$Q = \frac{0,95 \times 150 \times 0,029}{360} = 0,015 \text{ m}^3/\text{s}$$

De la ecuación de Manning:

$$\frac{Q * n}{S^{1/2}} = A * R^{2/3}$$

Donde:

- Q = caudal
- n = coeficiente de rugosidad = 0,009 (coeficiente para PVC)
- S = pendiente
- A = área de tubo
- R = A/P = área de tubo/perímetro mojado

Se tiene que:

$$D = \left[ \frac{Q * n * 4^{5/3}}{\pi} \right]^{3/8}$$

Donde:

- D = diámetro de la tubería



Entonces:

$$D = \left[ \frac{0,0115 * 0,009 * 4^{5/3}}{\pi} \right]^{3/8} = 0,05 \text{ m}$$

$$D = 5,00 \text{ cm} \approx 2,00 \text{ plg}$$

Para este caso las anteriores ecuaciones suponen que la tubería funciona a tubo lleno, sin embargo, para este caso no es así, por ello se manejara un factor de seguridad de 7. Se colocaran 7 BAP de 3 pulgadas de diámetro cada una.

### **3.1.11. Planos**

Para dejar plasmado todo lo anteriormente calculado se realizó el juego de planos, el cual contiene las representaciones gráficas de todo lo necesario para llevar a cabo la edificación. Se elaboraron los diferentes planos constructivos necesarios para que la construcción se lleve a cabo de una manera técnica, y de acuerdo a los resultados obtenidos en los distintos cálculos. (Ver anexos).

### **3.1.12. Presupuesto**

El presupuesto del edificio se elaboró tomando en cuenta ciertos aspectos, se puede mencionar, que este se encuentra elaborado en base a precios unitarios, tomando como referencia los precios de materiales que se encuentran en el municipio de Zunilito y sus alrededores, para la mano de obra se utilizaron los valores que la municipalidad utiliza, esto dentro de los costos directos; y para los costos indirectos se consideró un 30 por ciento del costo directo.

## Tabla XXIX. Presupuesto del proyecto

Proyecto: edificio de dos niveles para el hospital municipal

Ubicación: cabecera municipal, Zunilito Suchitepéquez

Octubre de 2013

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES	M2	2 200,00	Q 38,29	Q 84 246,25
2	CIMENTACIÓN	ML	65,00	Q 303,75	Q 19 743,51
3	ZAPATA Z-1	UNI	21,00	Q 8 887,60	Q 186 639,61
4	SOLERA HIDRÓFUGA	ML	55,40	Q 313,33	Q 17 358,54
5	COLUMNAS TIPO "C-A"	ML	155,40	Q 1 115,57	Q 173 359,57
6	COLUMNAS TIPO "C-B"	ML	273,80	Q 154,30	Q 42 247,42
7	COLUMNAS TIPO "C-C"	ML	170,20	Q 89,93	Q 15 305,87
8	LEVANTADO DE MURO	M2	451,40	Q 290,96	Q 131 340,21
9	SOLERA INTERMEDIA	ML	183,00	Q 247,29	Q 45 254,38
10	SOLERA CORONA SEGUNDO NIVEL	ML	61,00	Q 268,08	Q 16 352,83
11	SOLERA CORONA PRIMER NIVEL	ML	61,00	Q 295,97	Q 18 053,98
12	VIGAS 1-X	ML	117,00	Q 1 803,62	Q 211 024,07
13	VIGAS 1-Y	ML	154,00	Q 1 340,59	Q 206 450,75
14	MÓDULO DE GRADAS	GLOBAL	1,00	Q 34 237,50	Q 34 237,50
15	RAMPAS	GLOBAL	1,00	Q 154 156,00	Q 154 156,00
16	LOSA	M2	575,00	Q 570,70	Q 328 152,71
17	INSTALACIONES DE AGUA POTABLE	GLOBAL	1,00	Q 57 726,13	Q 57 726,13
18	DRENAJES	GLOBAL	1,00	Q 121 989,97	Q 121 989,97
19	INSTALACIONES ELÉCTRICAS	GLOBAL	1,00	Q 132 093,38	Q 132 093,38
20	REPELLO	M2	1 477,80	Q 67,18	Q 99 280,67
21	CERNIDO	M2	1 477,80	Q 61,29	Q 90 577,91
22	PARQUEO	M2	1 190,42	Q 355,00	Q 422 599,10
23	PISO	M2	740,00	Q 298,69	Q 221 027,26
24	INSTALACIONES TABLA YESO	GLOBAL	1,00	Q 185 743,00	Q 185 743,00
25	PUERTAS Y VENTANERÍA	GLOBAL	1,00	Q 142 834,00	Q 142 834,00
26	PINTURA	GLOBAL	1,00	Q 34 726,00	Q 34 726,00
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO</b>					<b>Q 3 192 520,61</b>

Fuente: elaboración propia.

### 3.1.13. Cronograma de ejecución

En el cronograma de ejecución se planifica el tiempo que requerirá la realización del proyecto. Este brinda orden y control durante la ejecución, y proyecta de una manera ordenada el avance y la cantidad monetaria requerida durante la misma.



Estado gran cantidad de los gastos en que se incurren por no recibir atención a la brevedad posible. Y principalmente contribuirá al desarrollo del municipio y del país, y con ello se obtendrá una mejor calidad de vida de la población.

## 4. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

Información general:

- Diseño de la edificación escolar de dos niveles fase II para la aldea San Lorencito y edificio de dos niveles para hospital municipal, cabecera municipal, Zunilito, Suchitepéquez.
- Ubicación: los proyectos se ubicarán en el municipio de Zunilito, al norte de Suchitepéquez, departamento que pertenece a la región sur-occidente de Guatemala. Entre la cabecera del departamento llamada Mazatenango, Suchitepéquez y el municipio de Zunilito, Suchitepéquez existe una distancia de doce kilómetros, dicha distancia posee carretera asfaltada. Antes de llegar al municipio de Zunilito primeramente se debe pasar por el municipio de San Francisco Zapotitlán, Suchitepéquez. La distancia del municipio de Zunilito, Suchitepéquez hacia la ciudad capital es de aproximadamente ciento setenta y dos kilómetros de carretera asfaltada.
- Área de los proyectos: los edificios ocuparán un área aproximada de 300 y 290 metros cuadrados respectivamente, esta área únicamente para erigir los marcos estructurales dúctiles.
- Colindancias y actividad que desarrollan en los predios: estos se encuentra en el área del municipio de Zunilito, del departamento de Suchitepéquez, en la aldea San Lorencito y en el casco urbano,

respectivamente, por lo que las colindancias las constituyen terrenos y lotes de los vecinos de las comunidades beneficiadas.

- Trabajos necesarios para preparación de los terrenos: únicamente es necesario la limpieza y el chapeo de las áreas donde se ubicará el proyecto, ya que estos fueron preparados previamente y se son planos totalmente.
- Vías de acceso: el municipio de Zunilito, Suchitepéquez tiene una distancia de doce (12) kilómetros, hacia la cabecera departamental de Mazatenango al sur, con carretera asfaltada, pasando por el municipio de San Francisco Zapotitlán, Suchitepéquez. Y ciento setenta y dos (172) kilómetros hacia la capital de Guatemala

Influencia del proyecto:

- Beneficios: mejorar las condiciones de infraestructura, creando espacios adecuados para la población, en materia de educación y salud, contribuyendo con esto a servicios de calidad, mejorando el estilo de vida de la población.
- Recursos: se les dará un uso, de beneficio para la población, a los terrenos disponibles para las edificaciones, los cuales actualmente se encuentran ociosos.

Control ambiental:

- Residuos o contaminantes que serán generados (en cantidades y contenidos): durante el proceso de construcción será generado suelo

suelto y polvo en cantidades pequeñas, para minimizar esto se humedecerá constantemente las áreas requeridas para que las partículas de polvo se levanten lo menos posible.

- Emisiones a la atmósfera (gases, humo, etcétera): durante la etapa de construcción se producirán emisiones de gases en mínimas cantidades, casi nulas, esto producido por los distintos motores de combustión utilizados en la maquinaria. Se verificará la correcta calibración de estas máquinas para que las emisiones que produzcan estén dentro del rango correcto y no emitan cantidades fuera de lo normal.
- Desechos sólidos (que clase de basura): durante la construcción de los edificios se irán produciendo cierto tipo de desechos, en su mayoría degradables al ambiente, tales como, bolsas de cemento, residuos de madera, otros. Estos serán aprovechados, reutilizándolos durante el proceso constructivo. Los desechos que no se no se logren reciclar serán puestos a disposición del tren de aseo que funciona en el municipio, para su disposición final.
- Ruidos o vibraciones: se presentarán ruidos y vibraciones en cantidades pequeñas, estas provocadas por las distintas máquinas a emplear en el proceso constructivo. Además de los ocasionados por la naturaleza de los trabajos rústicos, sin embargo, estos no ocasionan mayor perjuicio a los vecinos aledaños, ni a la población en general.
- Contaminación visual: se generará contaminación visual temporal, esto debido a la acumulación y depósito de materiales pétreos en las áreas aledañas a la construcción, además de la acumulación de suelo durante el proceso de zanjeado. Todas estas acumulaciones serán temporales ya

que se utilizarán durante el proceso de construcción de las edificaciones. De sobrar parte de estas acumulaciones, al final, serán trasladadas a un sitio adecuado para ser depositadas.

#### Plan de mitigación:

- Todo el personal será dotado de equipo de protección, casco, botas, guantes, otros, el cual deberá utilizar durante todo el proceso de construcción, para proteger su integridad.
- Para evitar el daño al ambiente a causa de los gases, humo y monóxido de carbono, se utilizará maquinaria en buen estado, para minimizar la emisión de los mismos.
- Cuando se realicen procedimientos que generen demasiado polvo, se humedecerá el área de manera racional, para disminuir el levantamiento de partículas.
- Se orientará a los trabajadores para que cuando elaboren mezcla, eviten desperdiciar el agua, y utilicen esta, de manera consciente y racional.
- Se educará a los colaboradores, para que al terminar la jornada laboral, limpien el área de trabajo, y depositen los residuos en sus respectivos lugares.
- Se reutilizará todo desecho aprovechable, para que al final la cantidad de desechos a eliminar en el tren de aseo, sea la mínima.



- Después de los procesos de fundición, se retirará del área de trabajo todo material sobrante, y se verterá en el lugar adecuado.



## CONCLUSIONES

1. Según el sondeo realizado a la población, las necesidades priorizadas se enfocan en materia de infraestructura, y es por ello la necesidad de edificar, un edificio escolar y un edificio hospitalario. Queda delegado a la Municipalidad de Zunilito, Suchitepéquez obtener los fondos monetarios necesarios para la elaboración de los mismos.
2. Es de suma importancia la ejecución de ambos proyectos, ya que estos beneficiarán de gran manera a la población, tanto en materia de educación, como en materia de salud, es necesario que estos servicios esenciales se encuentren al alcance de la población para que contribuyan a incrementar la calidad de vida.
3. Con la construcción del edificio escolar se proveerá a la población de la aldea San Lorencito un espacio adecuado para que los niños reciban educación. El tener un lugar diseñado especialmente para esto, mejorará el proceso enseñanza aprendizaje del niño con el maestro, con esto se contribuirá a una educación de calidad.
4. Teniendo en cuenta que la salud es una necesidad fundamental para el desarrollo y la calidad de vida, es necesario que la población cuente con un espacio adecuado y exclusivo para recibir estos servicios. Este lugar debe de estar ubicado estratégicamente al alcance de toda la población, es por ello que la mejor ubicación para realizar el edificio hospitalario es el casco urbano del municipio.

5. El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) del estudiante de Ingeniería Civil es una ventana que da paso a contribuir al desarrollo del país, es el momento adecuado para poner en práctica todos los conocimientos adquiridos durante la carrera, para ayudar a las comunidades a solventar las necesidades priorizadas, y a la vez para adquirir experiencia en el ámbito profesional.

## RECOMENDACIONES

1. Gestionar los fondos necesarios a las instituciones correspondientes, para llevar a cabo los proyectos en su totalidad, en el tiempo recomendado.
2. Verificar la situación jurídica de las fincas propuestos para la edificación de los edificios y de ser necesario, realizar trámites, hacerlos de la manera más pronta posible para evitar cualquier inconveniente.
3. Llevar a cabo la ejecución de ambos proyectos de la manera estipulada en los planos respectivos, esto para garantizar la calidad de la construcción y con ello obtener edificaciones seguras, según lo diseñado.
4. Darle el uso adecuado a las instalaciones del edificio escolar y el edificio hospitalario, utilizarlo únicamente para los propósitos específicos que fueron diseñados.
5. Promover la participación de la población beneficiada en el proceso de construcción de los edificios, así podrán valorar los mismos, y le darán el mantenimiento respectivo, de tal manera se conservaran en buen estado.



## BIBLIOGRAFÍA

1. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas estructurales de diseño y construcción recomendados para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2002. 45 p.
2. CALEL JIATZ, Hans Ezequías; HÚ LAYNEZ, Juan Oscar. *Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Muluva, diseño de nuevo módulo para la Escuela Oficial Rural Mixta aldea Los Cimientos, municipio de San Bartolomé Jocotenango y diseño de un edificio escolar de dos niveles para la aldea Rancho de Teja, municipio de Sacapulas, departamento de Quiché*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2013. 245 p
3. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 5a ed. Mexico: Limusa Noriega, 2004.650 p.
4. DAS, Braja M. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 5a ed. Mexico: Cengage Learning, 2006. 743 p.
5. ESTRADA HURTARTE, Gustavo Adolfo. *Manual de cuantificaciones de materiales de urbanizaciones y edificaciones*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004. 173 p.

6. Instituto Americano del Concreto. *Requisitos de Reglamento para concreto Estructural y Comentario ACI 318S-05*. Farmington Hills, USA: ACI, 2005. 490 p.
7. International Council of Building. *Officials Estructural Engineering Design Provisions UBC 1997*. California, USA: UBC, 1997. 469 p.
8. MCCORMACK, Jack C. *Diseño de Concreto Reforzado*. 5a ed. México: Alfaomega, 2005. 803 p.
9. NILSON, Arthur H. *Diseño de Estructuras de Concreto*. 9a ed. Colombia: McGraw-Hill, 1999. 795 p.
10. RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007. 129 p.



## **APÉNDICES**



# Resultado del ensayo de compresión triaxial, edificación escolar de dos niveles fase II aldea San Lorencito

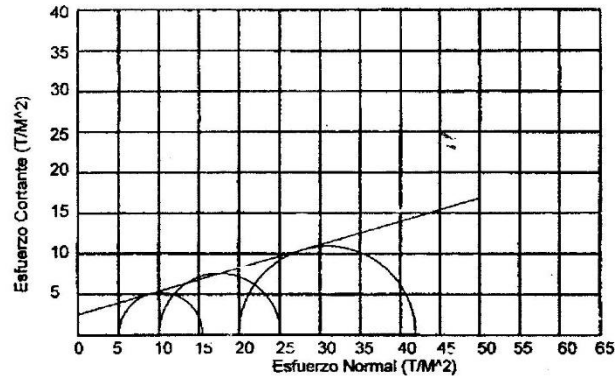


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



## ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No. 159 S.S. O.T.No.: 24.653  
 INTERESADO: Jorge Eduardo Montenegro M. carne 2002-12349  
 PROYECTO: EPS. Diseño de las Edificaciones Escolares de Dos Niveles.  
 UBICACIÓN: San Lorencito, Municipio de Zunilito, Dep. de Suchitepequez.  
 pozo: 1 Profundidad: 1.20 m. Muestra: 1  
 Fecha: 18 de Mrzo de 2009.



**PARAMETROS DE CORTE:**

**ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA :  $\phi = 16.99^\circ$       COHESIÓN:  $C_u = 3.15 \text{ T/m}^2$**

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.  
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arcilla Limosa, color Café Oscuro  
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"  
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESIÓN LATERAL (T/m <sup>2</sup> )	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA $q$ (T/m <sup>2</sup> )	11.16	16.30	24.59
PRESIÓN INTERSTICIAL $u$ (T/m <sup>2</sup> )	x	x	x
DEFORMACIÓN EN ROTURA $E_r$ (%)	4.5	7.5	12.0
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )	0.77	0.77	0.77
DENSIDAD HUMEDA (T/m <sup>3</sup> )	1.04	1.04	1.04
HUMEDAD (%H)	48.40	48.40	48.40

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telsa Mariela Cano Morales  
DIRECTORA CI/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos



# Resultado del ensayo de compresión triaxial, edificio de dos niveles para el hospital municipal, cabecera municipal, Zunilito, Suchitepéquez

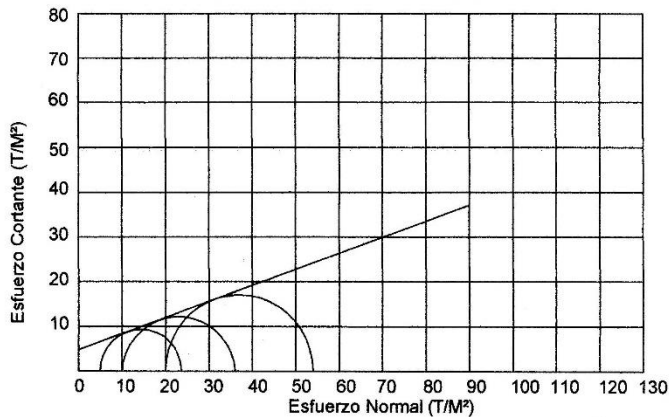


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



## ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 084 S.S. O.T.: 29,589  
 INTERESADO: Edwin Gamaliel Menéndez Yotz.  
 PROYECTO: Edificio de dos niveles para el Hospital Municipal, Cabecera Municipal, Zunilito, Suchitepéquez.  
 Fecha: 09 de abril de 2012  
 pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1



### PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA :  $\phi = 19.76^\circ$  COHESIÓN:  $C_u = 4.76 \text{ ton/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.  
 DESCRIPCION DEL SUELO: Limo arcilloso color café.  
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"  
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m <sup>2</sup> )	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA $q$ (T/m <sup>2</sup> )	18.71	26.08	32.20
PRESION INTERSTICIAL $u$ (T/m <sup>2</sup> )	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA $E_r$ (%)	2.5	5.5	10.0
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )	1.07	1.07	1.07
DENSIDAD HUMEDA (T/m <sup>3</sup> )	1.44	1.44	1.44
HUMEDAD (%H)	46.3	46.3	46.3

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Carreras Morales  
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos

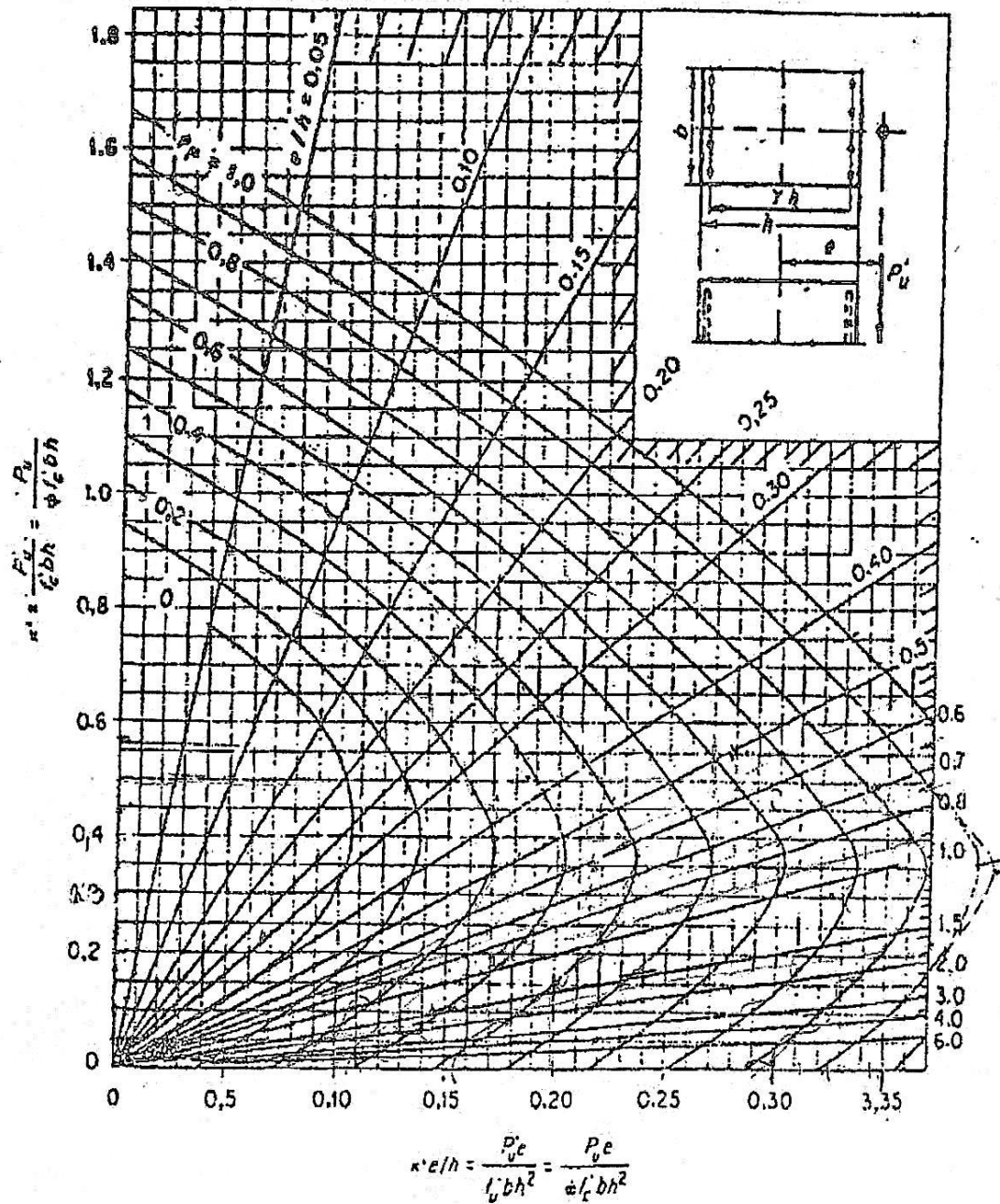


FACULTAD DE INGENIERIA - USAC -  
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
 Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121  
 Pagina web: <http://cii.usac.edu.gt>

## **ANEXOS**



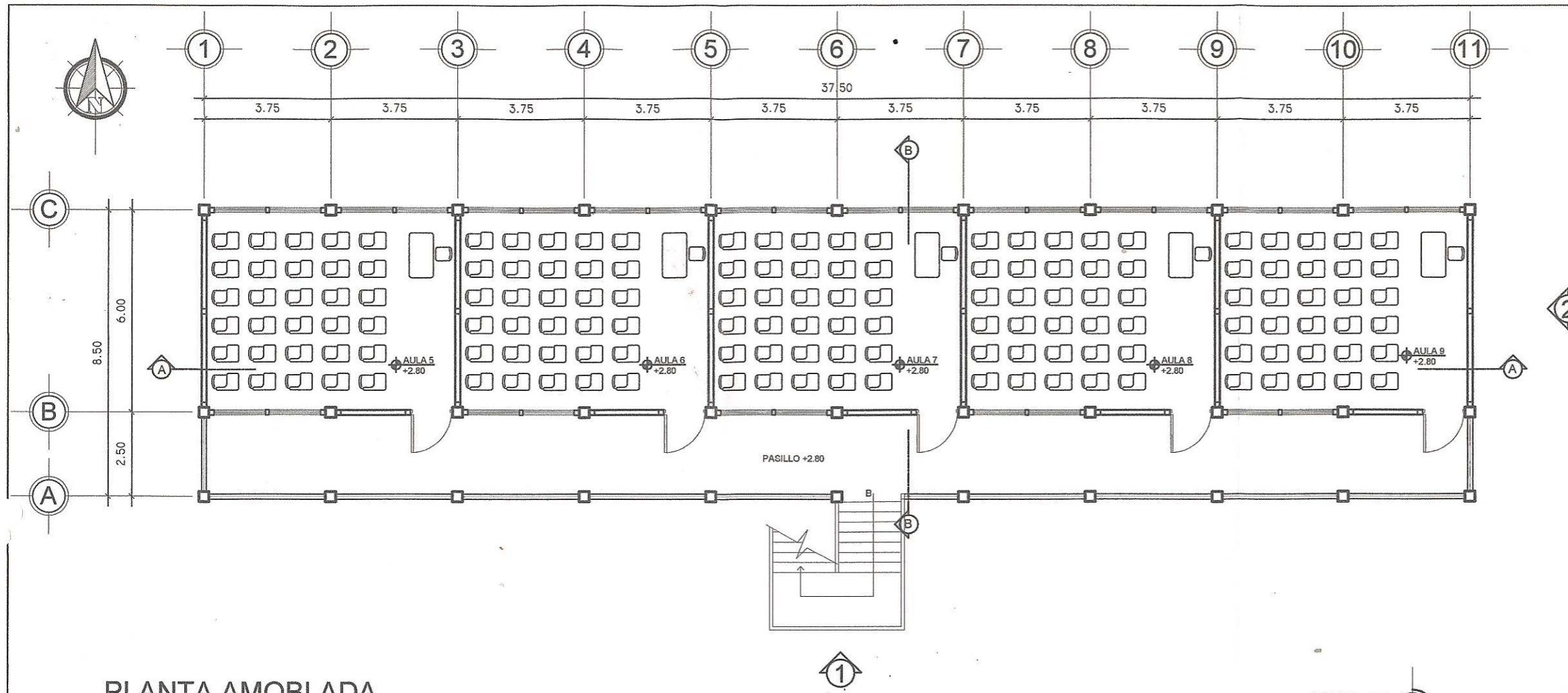
### Anexo 1. Diagrama de interacción para columnas



Fuente: Gonzales, Robles, Casillas y Diaz de Cossio. *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. p. 396.



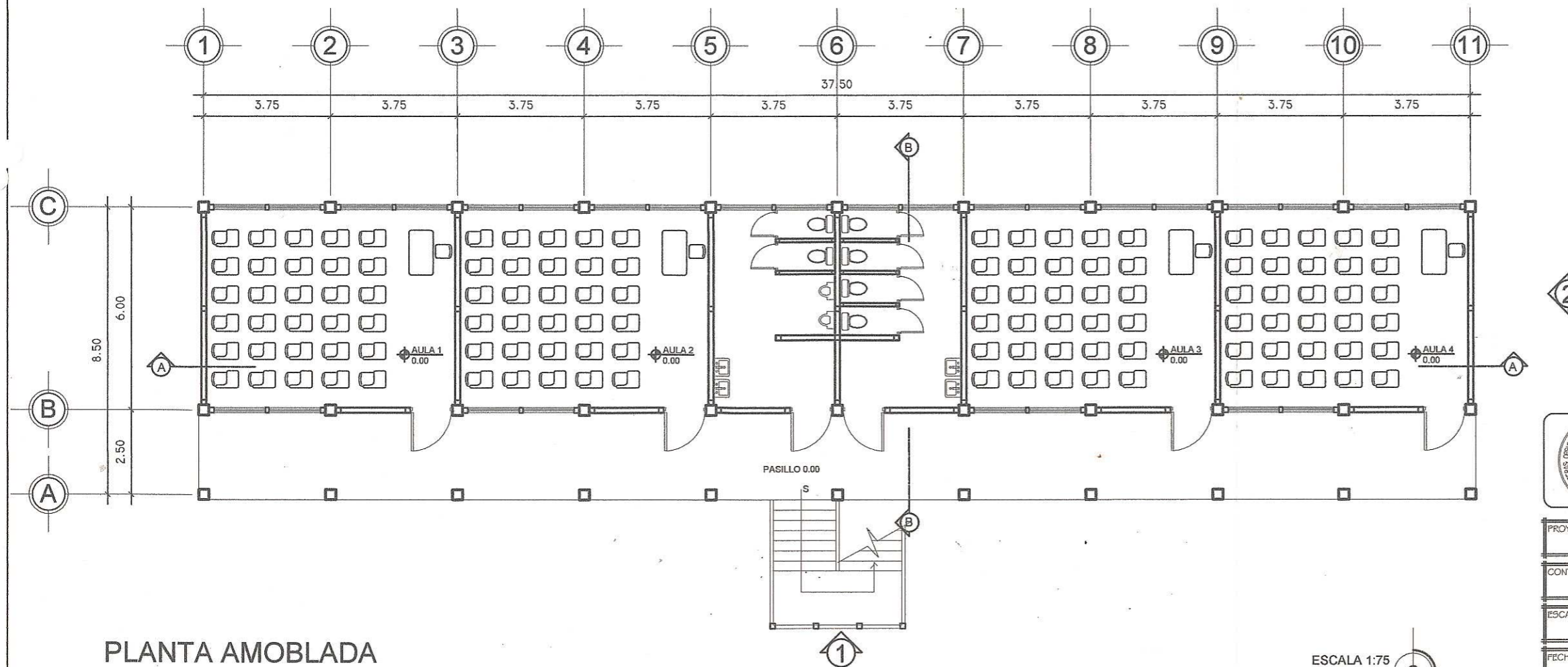




**PLANTA AMOBLADA**

2DO NIVEL

ESCALA 1:75



**PLANTA AMOBLADA**

1ER NIVEL

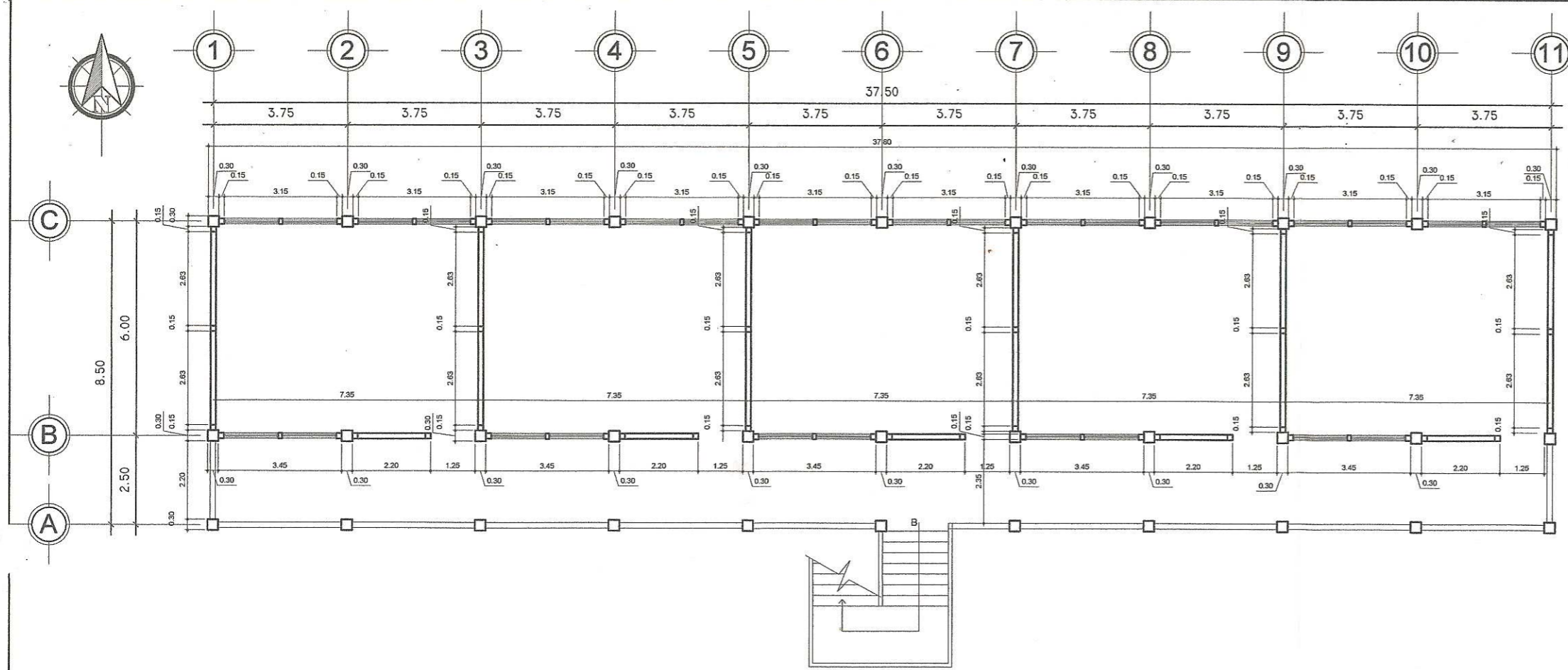
ESCALA 1:75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

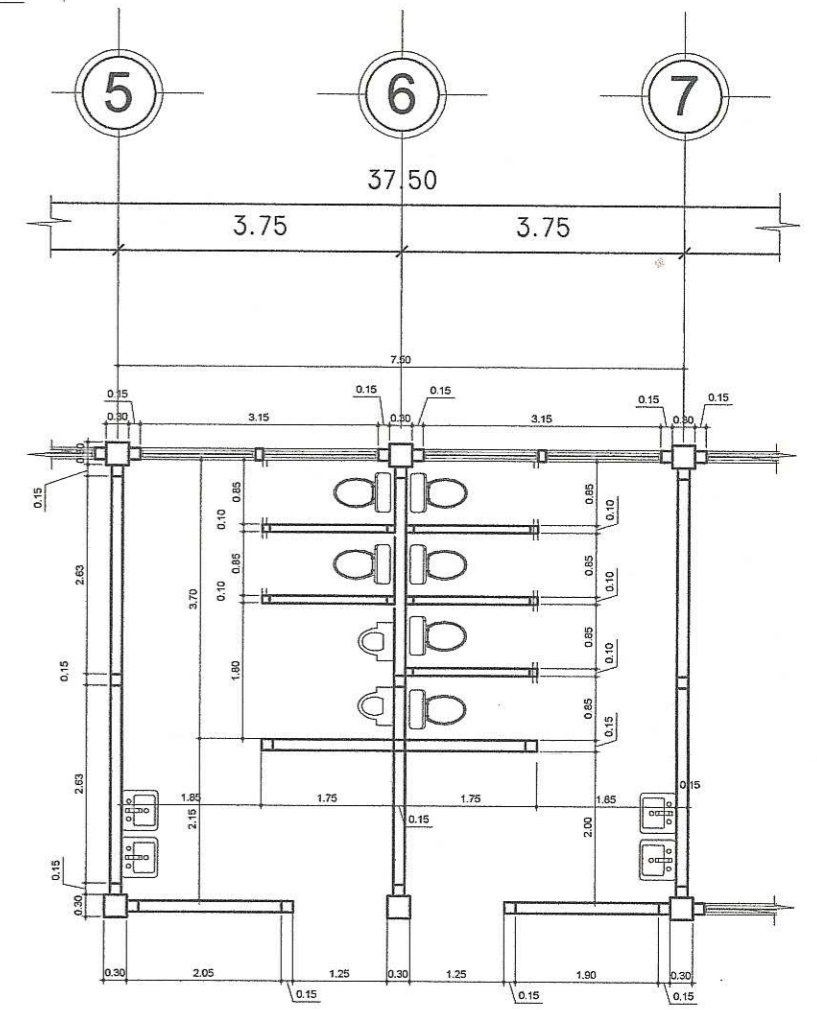
PROYECTO:	"DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II"	UBICACIÓN:	ALDEA SAN LORENCITO, ZUNILITO SUCHITEPÉQUEZ.
CONTENIDO:	PLANTA AMUEBLADA	PROFESOR:	ING. CIVIL GAMALIEL MENENDEZ
ESCALA:	INDICADA	CARNÉ:	200615017
FECHA:	JUNIO 2013	HOJA No:	1/11

ASESOR(A) SUPERVISOR(A) DE EPS  
ING. CIVIL MAYRA RIVERA GARCÍA DE SIERRA  
ASESOR SUPERVISOR(A)



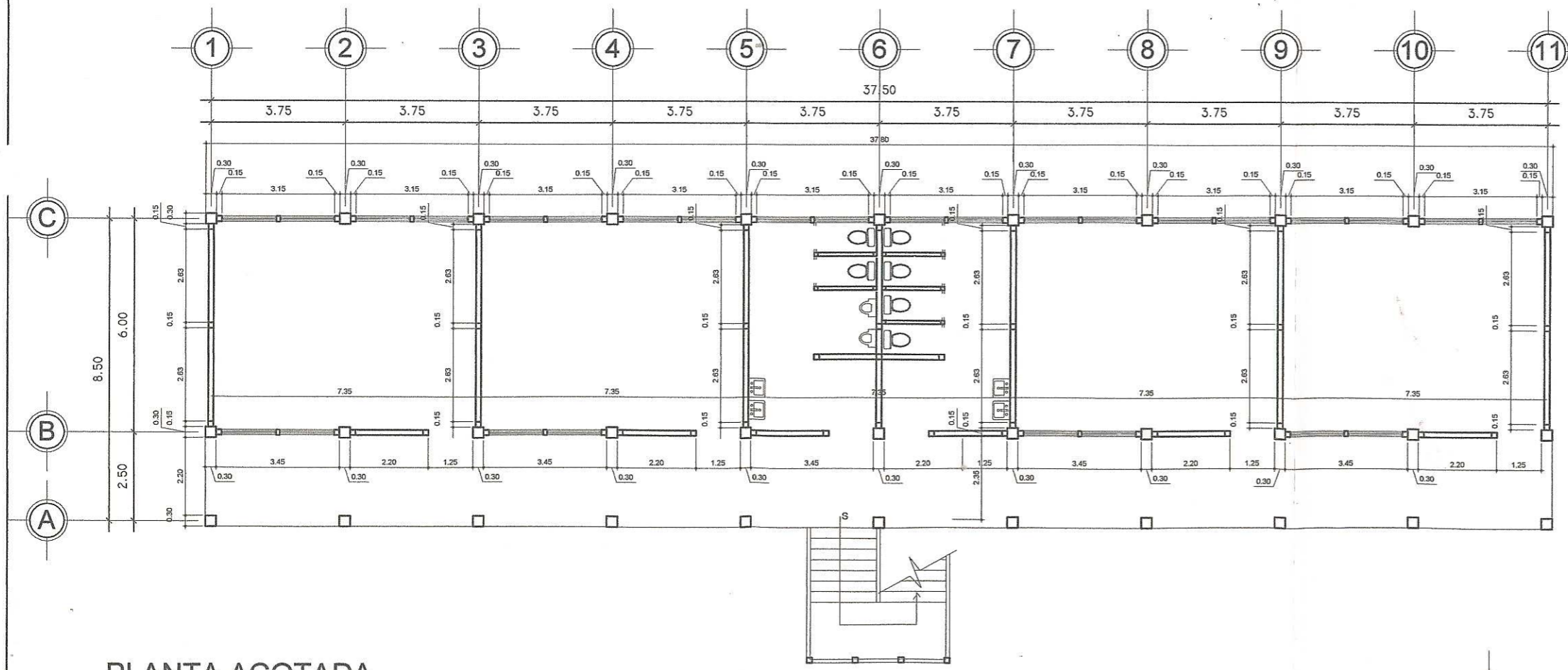
PLANTA ACOTADA  
2DO NIVEL

ESCALA 1:75



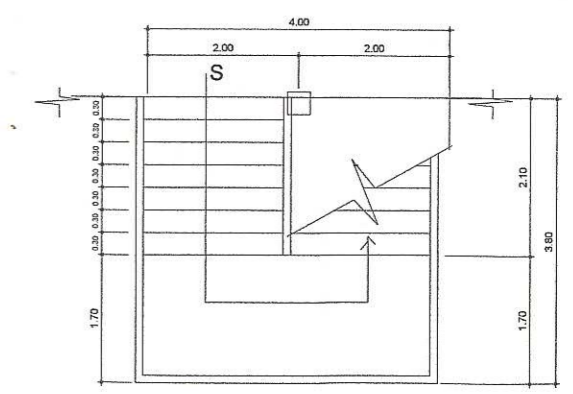
SERVICIOS SANITARIOS  
1ER NIVEL

ESCALA 1:50



PLANTA ACOTADA  
1ER NIVEL

ESCALA 1:75



MODULO DE GRADAS

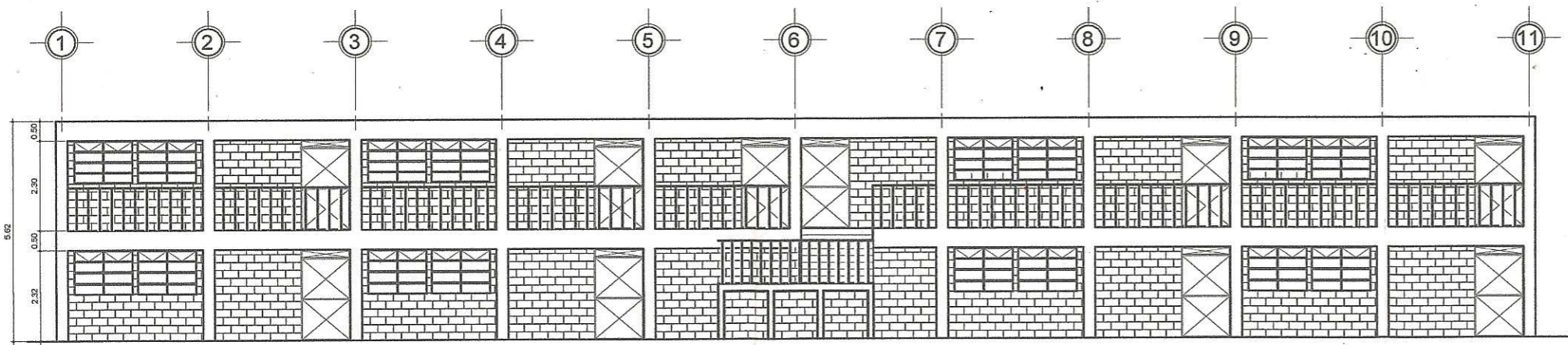
ESCALA 1:50



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

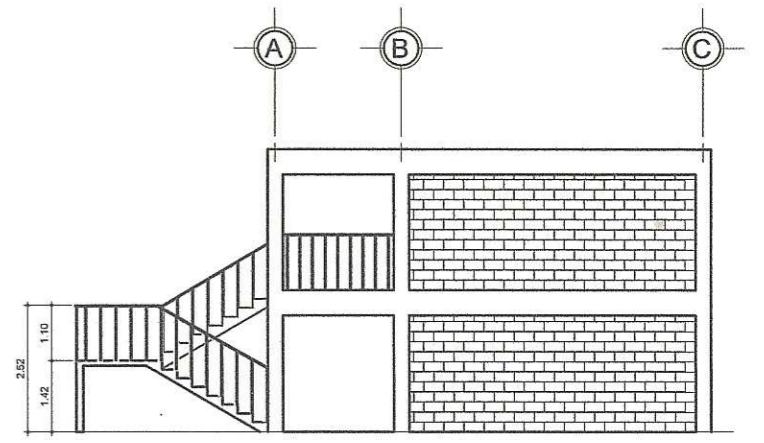
PROYECTO:	"DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II"	UBICACIÓN:	ALDEA SAN LORENCITO, ZUNILITO SUCHITEPÉQUEZ.
CONTENIDO:	PLANTA ACOTADA	ASESOR(A) DE EPS:	EDWIN GAMALIEL MENÉNDEZ
ESCALA:	INDICADA	CARNÉ:	200615080
FECHA:	JUNIO 2013	HOJA No:	2/11

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
ASESOR(A) SUPERVISOR(A) DE EPS  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
EDWIN GAMALIEL MENÉNDEZ



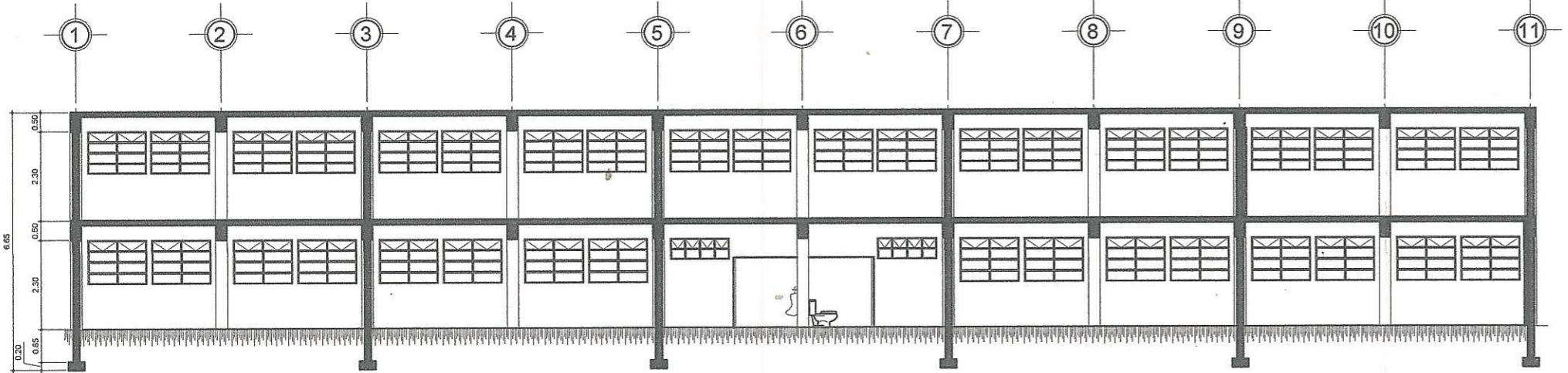
ELEVACION 1

ESCALA 1:75



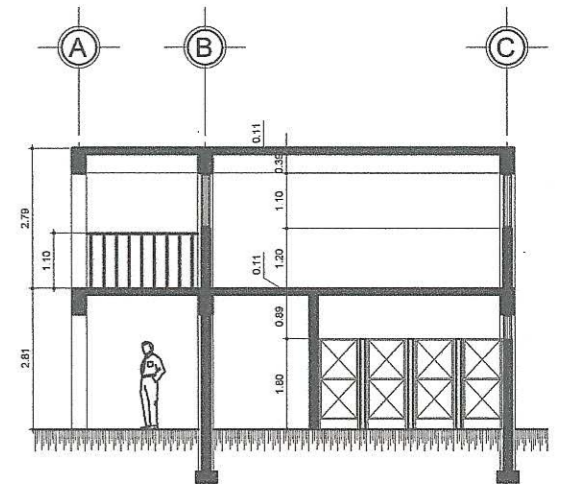
ELEVACION 2

ESCALA 1:75



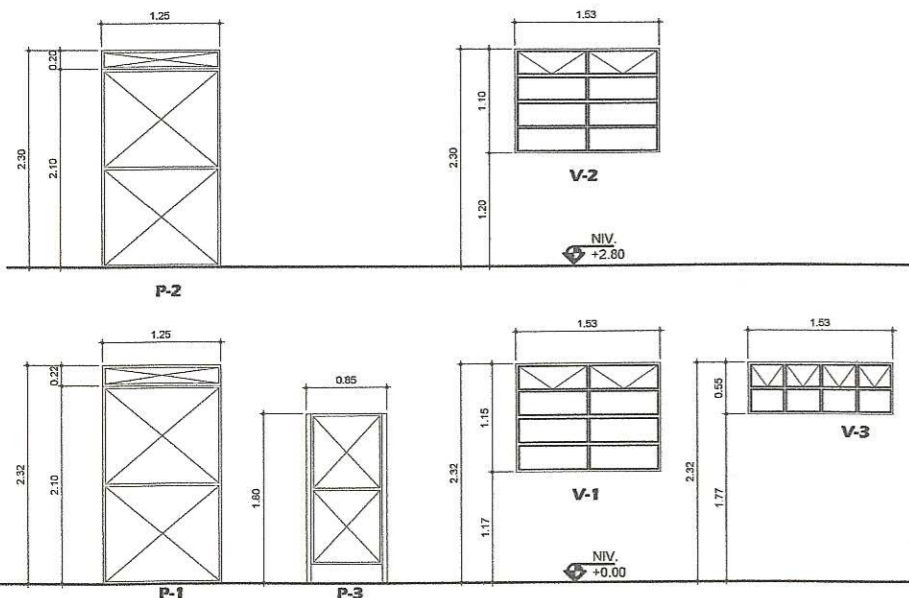
SECCION A-A

ESCALA 1:75



SECCION B-B

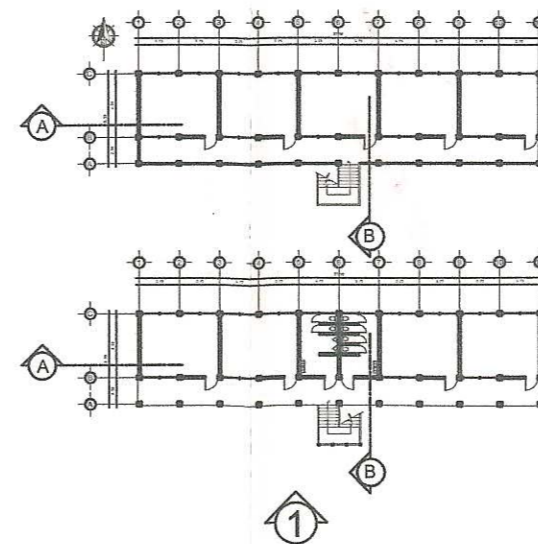
ESCALA 1:75




DETALLE PUERTAS Y VENTANAS

PLANILLA DE VENTANAS						
TIPO	SILAR	DINTEL	ALTURA	ANCHO	UNIDADES	OBSERVACIONES
V-1	1.17	2.32	1.15	1.53	24	METAL + VISO GUARD 22.5 MM
V-2	1.20	2.30	1.10	1.53	50	
V-3	1.77	2.32	0.25	1.53	4	

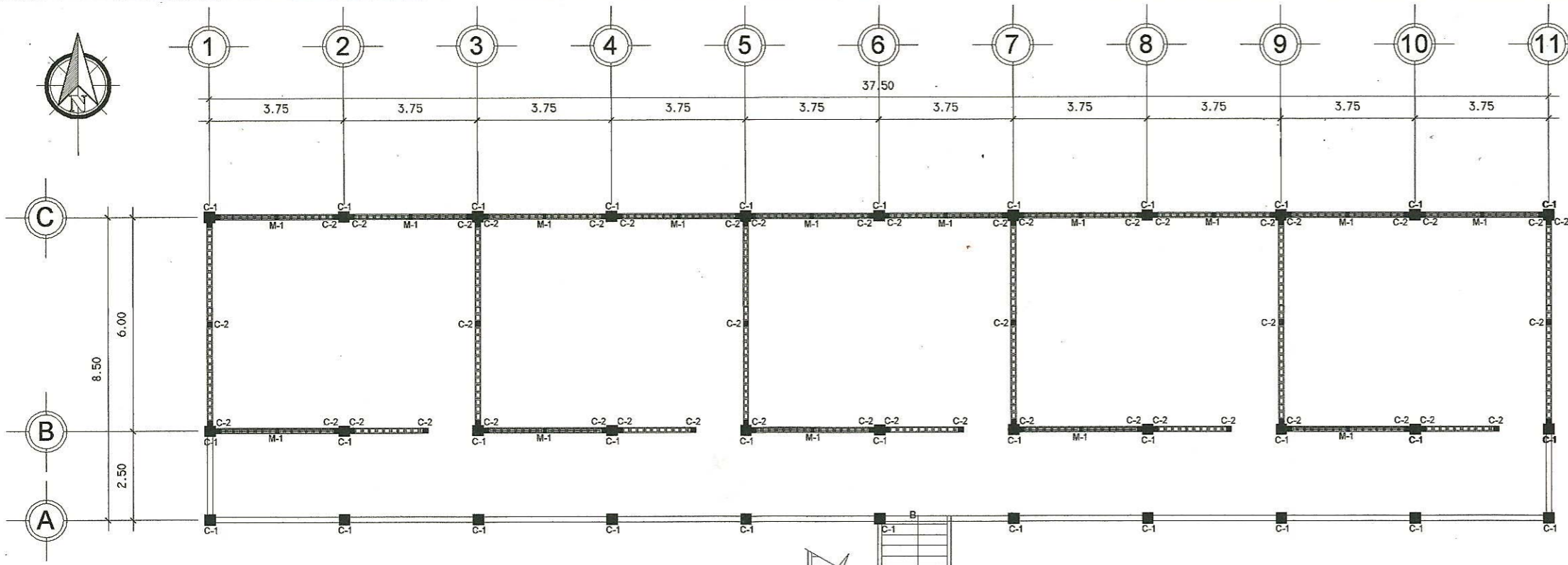
PLANILLA DE PUERTAS					
TIPO	ANCHO	ALTURA	HOJAS	UNIDADES	OBSERVACIONES
P-1	1.25	2.10	1	6	3000000000000000
P-2	1.25	2.10	1	5	3000000000000000
P-3	0.85	1.80	1	6	3000000000000000





**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

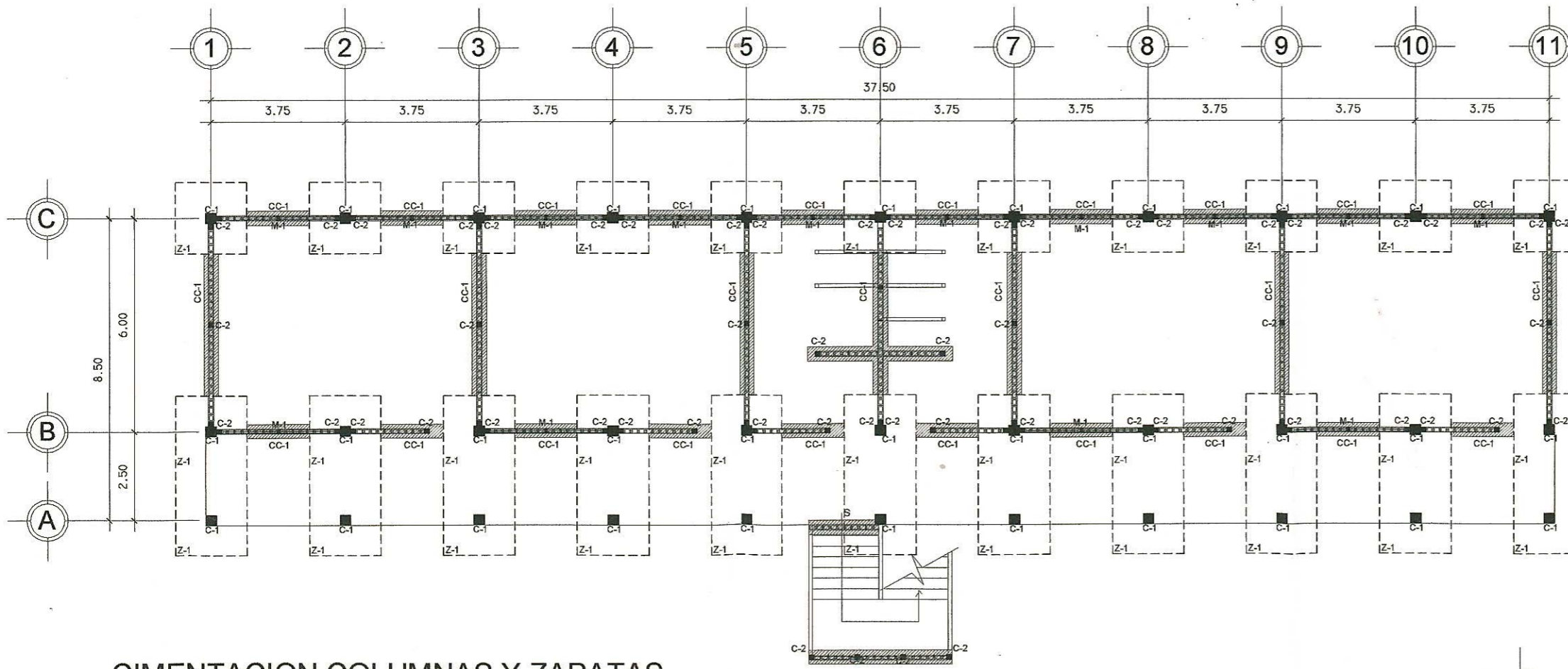
PROYECTO: "DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II" CONTENIDO: SECCIONES Y ELEVACIONES ESCALA: INDICADA FECHA: JUNIO 2013	UBICACIÓN: ALDEA SAN LORENCTO, ZUNILITO SUCHITEPÉQUEZ. ASESOR(A) DE EPS: EDWIN GAMALIEL MENÉNDEZ Y SUPERVISOR(A) DE EPS: [Signature] CARNÉ: 200618000 HOJA No: 3/11
--	---



**COLUMNAS**

2DO NIVEL

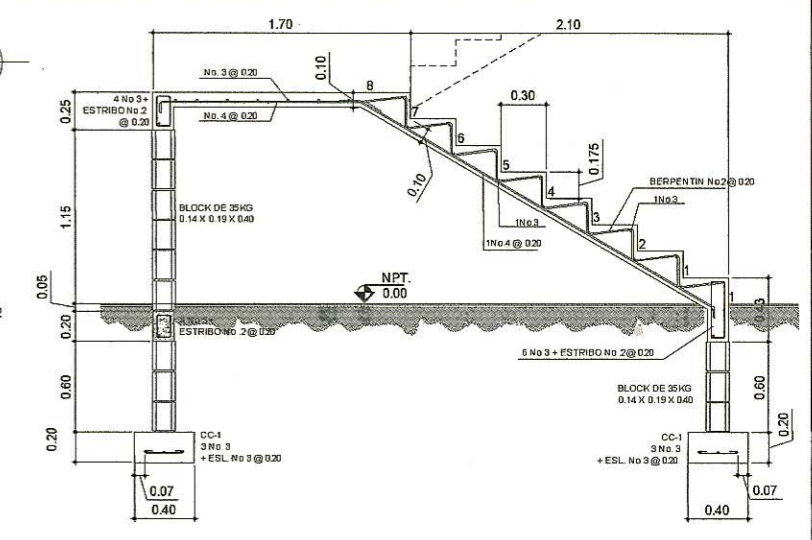
ESCALA 1:75



**CIMENTACION COLUMNAS Y ZAPATAS**

1ER NIVEL

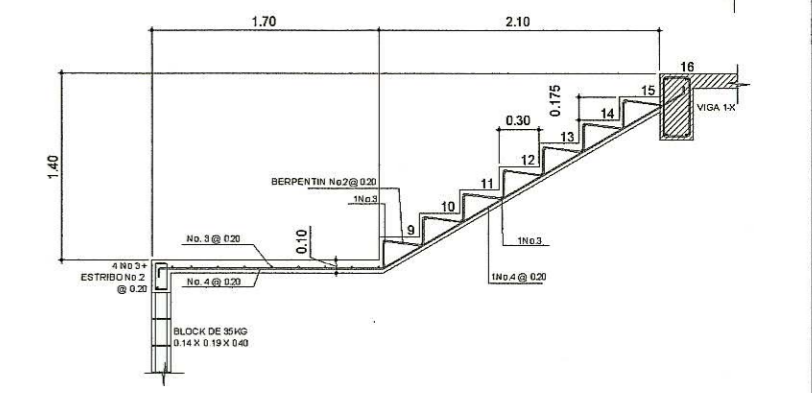
ESCALA 1:75



**ARMADO DE GRADAS**

TRAMO I

ESCALA 1:20



**ARMADO DE GRADAS**

TRAMO II

ESCALA 1:20

PLANILLA DE COLUMNAS				
TIPO	SECCION	LONGITUDINAL	REFUERZO	TRANSVERSAL
C-1	0.30 X 0.30	Ø No. 6	EST. No.3 + 2 ESL. No.3	
C-2	0.15 X 0.15	4 No.3	EST. No.2 @ 0.20	
M-1	0.15 X 0.10	2 No.3	EST. No.2 @ 0.20	

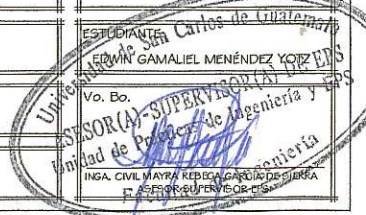
PLANILLA DE CIMENTO				
TIPO	DIMENSION	ESPESOR	DESPLANTE	REFUERZO
CC-1	0.40 X L	0.20	1.25	3 No.3 + ESL. No.3 @ 0.20

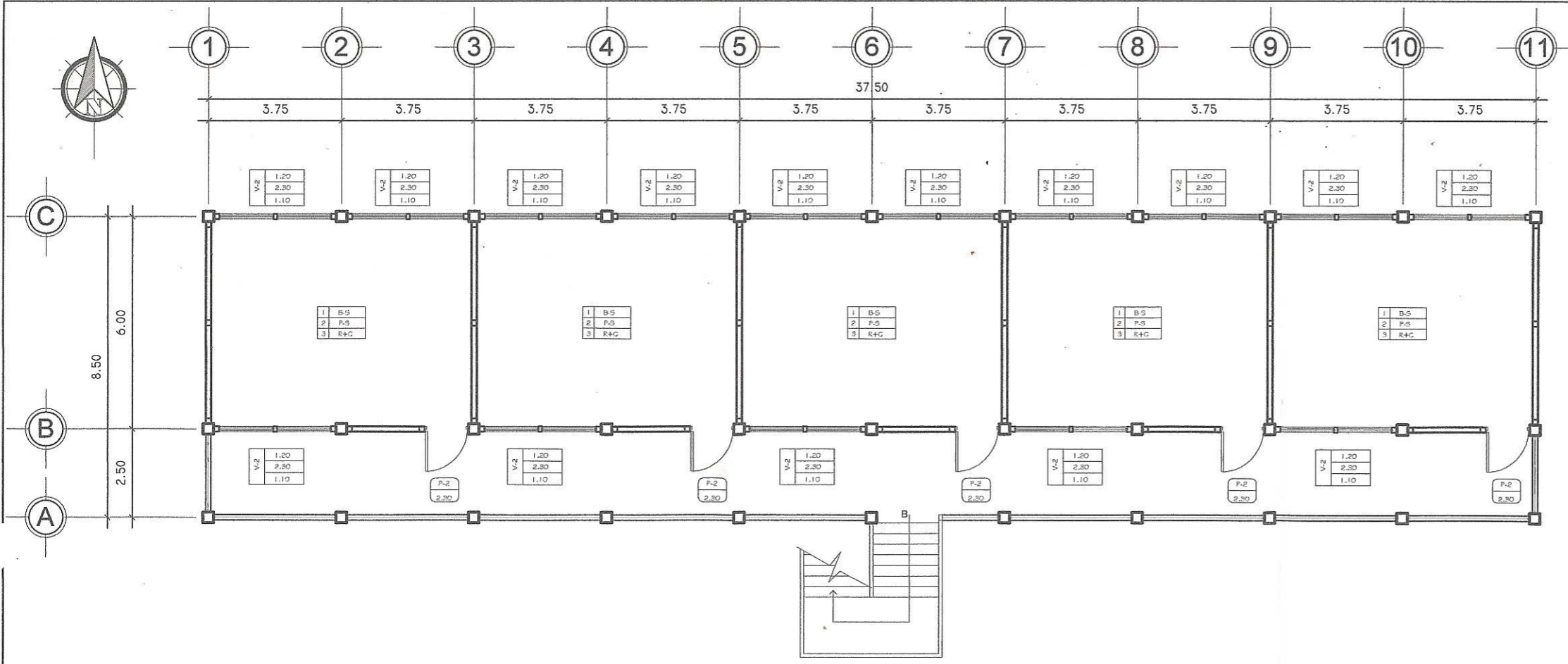
ESPECIFICACIONES																			
<ul style="list-style-type: none"> <li>EL CONCRETO A UTILIZAR SERA CON UNA RESISTENCIA ULTIMA A LOS 28 DIAS DE <math>f_c = 3000 \text{ PSI}</math> (210 KG/CM<sup>2</sup>), AGREGADO GRUESO DE 1/2" DE DIAMETRO.</li> <li>ACERO DE REFUERZO CORROSADO GRADO 40.</li> <li>RECUBRIMIENTO:               <ul style="list-style-type: none"> <li>ZAPATAS 7.5 CM</li> <li>COLUMNAS 4 CM</li> <li>COLUMNAS EN MANPOSTERA 2.5 CM</li> <li>VIGAS 2.5 CM</li> <li>LOSAS DE CUBIERTA 2.5 CM</li> </ul> </li> <li>LA PROPORCION PARA EL CONCRETO SERA 1:2:3 CEMENTO-ARENA-PIEDRA.</li> <li>EL AGREGADO FINO SERA ARENA DE RIO LIMPA.</li> <li>LOS EMPALMES EN EL REFUERZO SERAN POR TRANSVERSAY DEBEN CUMPLIR CON LO ESTABLECIDO EN EL CÓDIGO AG 318-05 EN SU SECCION 12.15 Y 12.11 C RESPECTIVAMENTE.</li> <li>EMPALMES DE VARILLAS Y LONGITUD DE ANCLAJE:               <table border="1"> <thead> <tr> <th>VARILLA</th> <th>COLUMNAS</th> <th>VIGAS Y LOSA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NO. 3</td> <td>0.40M</td> <td>0.47M</td> </tr> <tr> <td>NO. 4</td> <td>0.50M</td> <td>0.63M</td> </tr> <tr> <td>NO. 5</td> <td>0.60M</td> <td>0.79M</td> </tr> <tr> <td>NO. 6</td> <td>0.70M</td> <td>0.94M</td> </tr> <tr> <td>NO. 8</td> <td>0.80M</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> </li> <li>BLOCS DE MANPOSTERA: FM = 35 KG/CM<sup>2</sup>.</li> <li>CÓDIGOS DE REFERENCIA: AG 318-05, UBC 1997.</li> </ul>		VARILLA	COLUMNAS	VIGAS Y LOSA	NO. 3	0.40M	0.47M	NO. 4	0.50M	0.63M	NO. 5	0.60M	0.79M	NO. 6	0.70M	0.94M	NO. 8	0.80M	
VARILLA	COLUMNAS	VIGAS Y LOSA																	
NO. 3	0.40M	0.47M																	
NO. 4	0.50M	0.63M																	
NO. 5	0.60M	0.79M																	
NO. 6	0.70M	0.94M																	
NO. 8	0.80M																		



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:	"DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II"	UBICACIÓN:	ALDEA SAN LORENCITO, ZUNILITO SUCHITEPEQUEZ
CONTENIDO:	CIMENTACION + DISTRIBUCION DE COLUMNAS	ESTUDIANTE:	ERWIN GAMALIEL MENÉNDEZ YOBLES
ESCALA:	INDICADA	CARNÉ:	200615000
FECHA:	JUNIO 2013	HOJA No.:	4/1

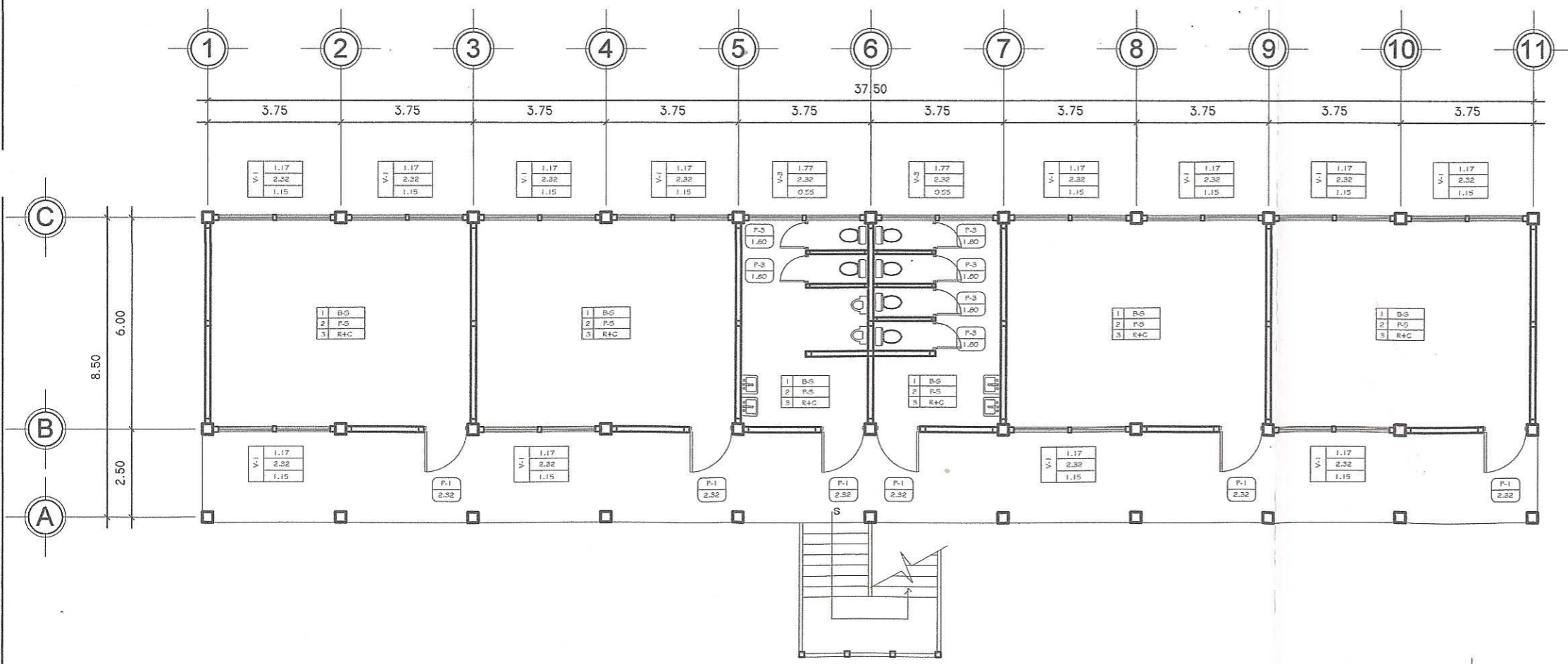




**PLANTA DE ACABADOS**

2DO NIVEL

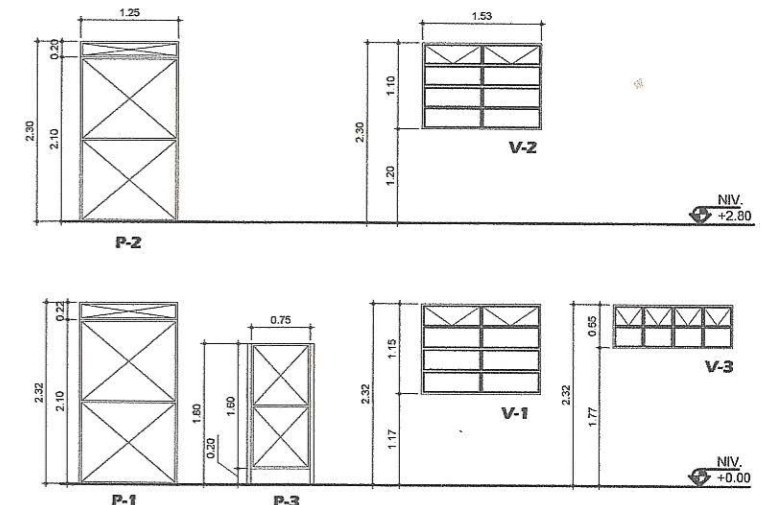
ESCALA 1:75



**PLANTA DE ACABADOS**

1ER NIVEL

ESCALA 1:75



PUERTAS: LAMINA DE 1/8 + CHAPA PARA P-1 Y P-2  
LAMINA DE 1/8 + PASADOR PARA P-3  
VENTANAS: ANGULAR 1" X 1" X 3/16 VIDRIO DE 6MM

**DETALLE PUERTAS Y VENTANAS**

ESCALA 1:75

1	ACABADO EN PARED	TIPO DE PUERTA	ALTIMETRIA
2	ACABADO EN PISO	ALTIMETRIA DE DINTEL	ALTIMETRIA DE DINTEL
3	ACABADO EN CIELO	TIPO DE VENTANA	ALTIMETRIA VENTANA

TIPO	SILLAR	DINTEL	ALTIMETRIA	ANCHO	UNIDADES	OBSERVACIONES
V-1	1.17	2.32	1.15	1.53	24	METAL + VIDRO CLARO DE 6 MM
V-2	1.20	2.30	1.10	1.53	30	
V-3	1.77	2.32	0.55	1.53	4	

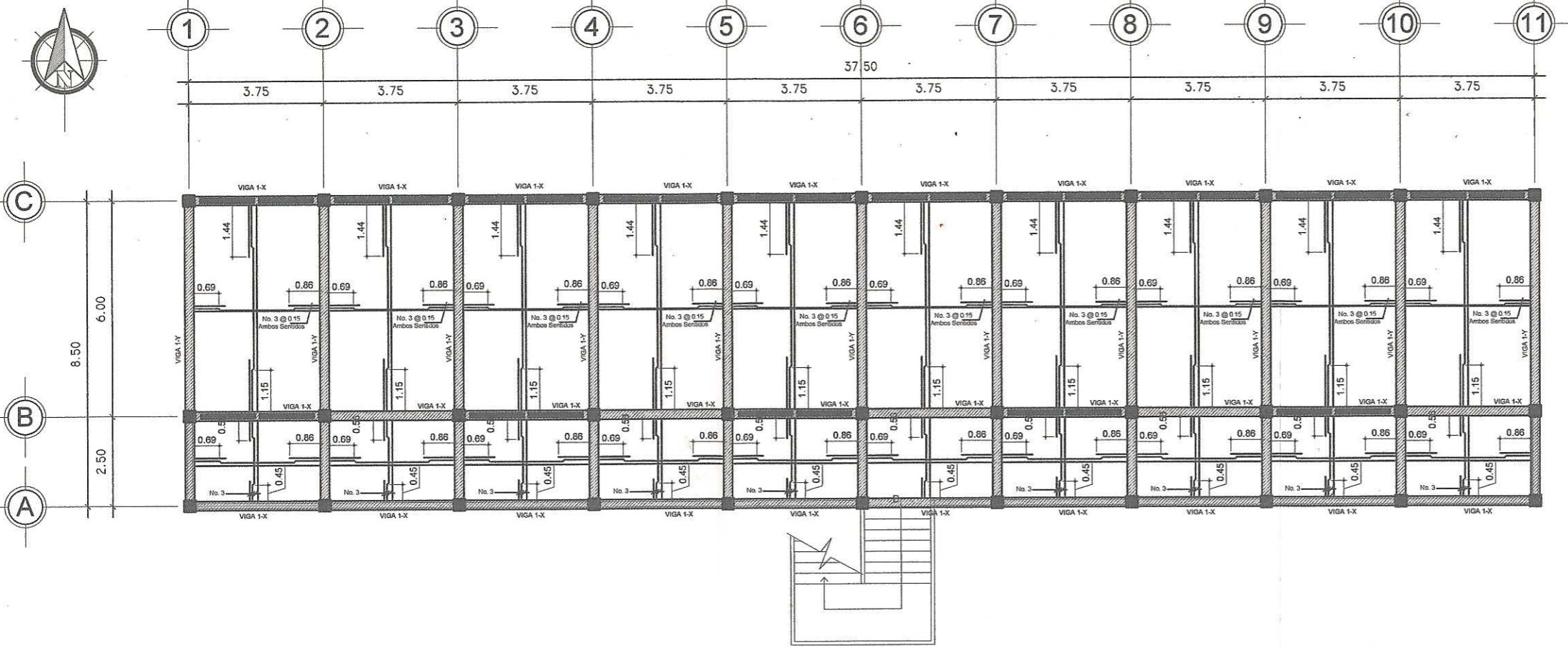
TIPO	ANCHO	ALTIMETRIA	HOJAS	UNIDADES	OBSERVACIONES
P-1	1.25	2.10	1	6	METALICA (HERRERIA)
P-2	1.25	2.10	1	5	METALICA (HERRERIA)
P-3	0.85	1.60	1	6	METALICA (HERRERIA)

B-S	BLOCK OSADO + SOLERAS Y COLUMNAS CERNIDAS
P-S	PISO DE GRANITO
R4C	REFLEJO + CERNIDO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:	"DISEÑO DE LA EDIFICACION ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II"	UBICACION:	ALDEA SAN LORENCITO, ZUNILITO SUCHITEPEQUEZ.
CONTENIDO:	PLANTADE ACABADOS	ESTUDIANTE:	EDWIN GAMALIEL MENENDEZ
ESCALA:	INDICADA	CARNE:	200615000
FECHA:	JUNIO 2013	HOJA No:	5/11

ASESOR SUPERVISOR(A) DE EPS  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS



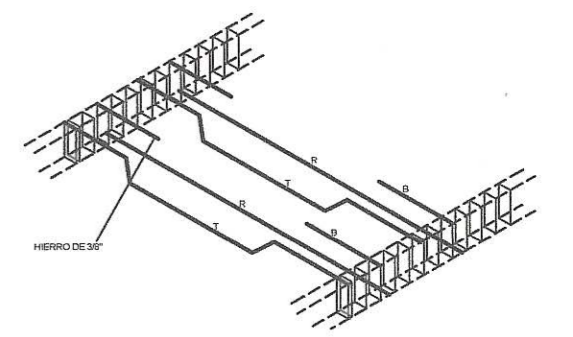
PLANTA DE ARMADO DE LOSAS

2DO NIVEL

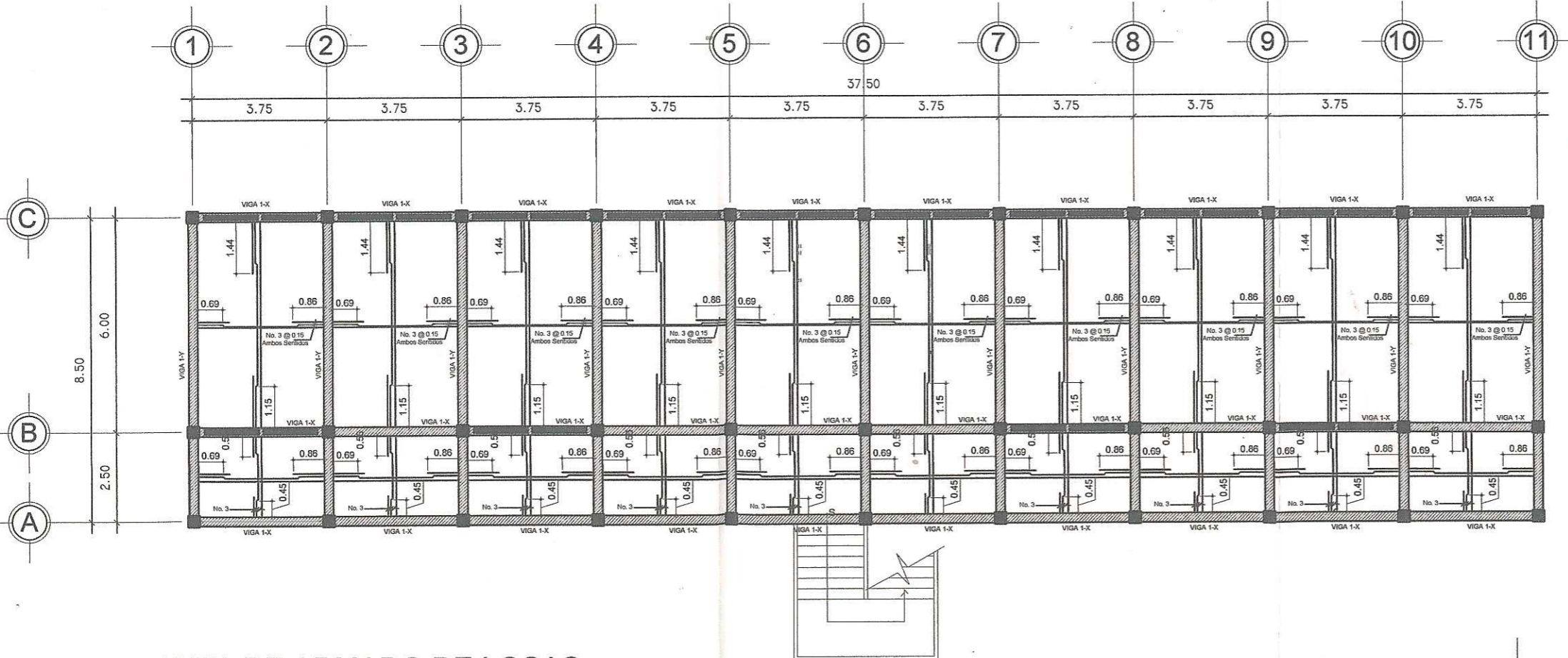
ESCALA 1:75

ESPECIFICACIONES																
<ul style="list-style-type: none"> <li>EL CONCRETO A UTILIZAR SERÁ CON UNA RESISTENCIA ULTIMA A LOS 28 DIAS DE FC = 3 000 PSI (210 KG/CM<sup>2</sup>), AGREGADO GRUESO DE 3/4" DE DIÁMETRO.</li> <li>ACERO DE REFUERZO CORRUGADO GRADO 40</li> <li>RECUBRIMIENTO               <ul style="list-style-type: none"> <li>ZAFATAS 7.5 CM</li> <li>COLUMNAS 4 CM</li> <li>COLUMNAS EN MAMPUESTA 2.5 CM</li> <li>VIGAS 2.5 CM</li> <li>LOSAS DE CUBIERTA 2.5 CM</li> </ul> </li> <li>LA PROPORCIÓN PARA EL CONCRETO SERÁ 1:2:3 CEMENTO:ARENA:PEDRIZ</li> <li>EL AGREGADO FINO SERÁ ARENA DE RÍO LIMPIA</li> <li>LOS EMPALMES EN EL REFUERZO SERÁN POR TRASELAY Y DEBERÁN CUMPLIR CON LO ESTABLECIDO EN EL CÓDIGO ACI 318-05 EN SU SECCIÓN 12.9 Y 12.11 RESPECTIVAMENTE.</li> <li>EMPALMES DE VARILLAS Y LONGITUD DE ANCLAJE               <ul style="list-style-type: none"> <li>VARILLA COLUMNAS VIGAS Y LOSA                   <table border="1"> <tr> <td>NO. 3</td> <td>0,40M</td> <td>0,47M</td> </tr> <tr> <td>NO. 4</td> <td>0,50M</td> <td>0,63M</td> </tr> <tr> <td>NO. 5</td> <td>0,50M</td> <td>0,76M</td> </tr> <tr> <td>NO. 6</td> <td>0,70M</td> <td>0,94M</td> </tr> <tr> <td>NO. 8</td> <td>0,90M</td> <td></td> </tr> </table> </li> </ul> </li> <li>BLOCKS EN MAMPUESTA</li> <li>FM = 35 KG/CM<sup>2</sup></li> <li>CÓDIGOS DE REFERENCIA               <ul style="list-style-type: none"> <li>ACI 318-05</li> <li>UBC 1997</li> </ul> </li> </ul>		NO. 3	0,40M	0,47M	NO. 4	0,50M	0,63M	NO. 5	0,50M	0,76M	NO. 6	0,70M	0,94M	NO. 8	0,90M	
NO. 3	0,40M	0,47M														
NO. 4	0,50M	0,63M														
NO. 5	0,50M	0,76M														
NO. 6	0,70M	0,94M														
NO. 8	0,90M															

SIMBOLOGIA	
	TENSION
	BIEL
	BASTON
	VIGA




DETALLE DE ARMADO DE LOSA



PLANTA DE ARMADO DE LOSAS

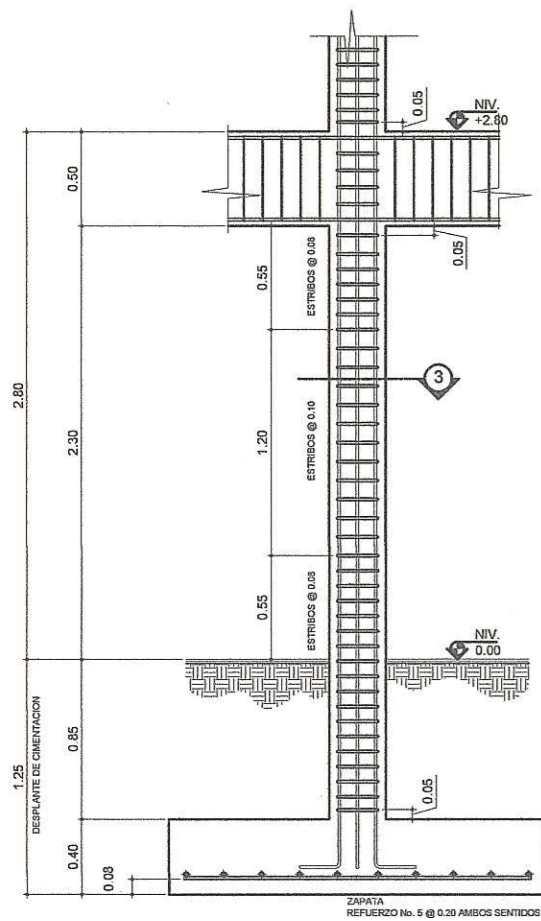
1ER NIVEL

ESCALA 1:75

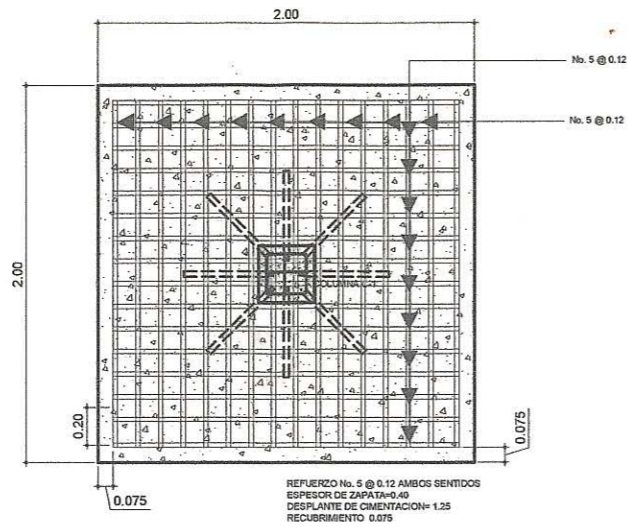


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

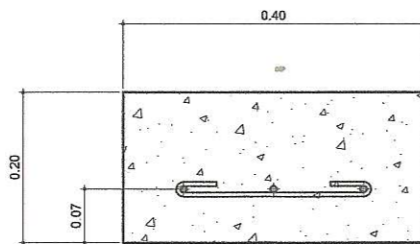
PROYECTO: "DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II" CONTENIDO: PLANTA DE ARMADO DE LOSAS + DISTRIBUCIÓN DE VIGAS ESCALA: INDICADA FECHA: JUNIO 2013	UBICACIÓN: ALDEA SAN LORENZITO, ZUNILITO SUCHITEPÉQUEZ. ASISTENTE: EDWIN GAMALIEL MENÉNDEZ SUPERVISOR(A) DE EPS: [Signature] CARNÉ: 200615000 HOJA No: 6/11
--	---



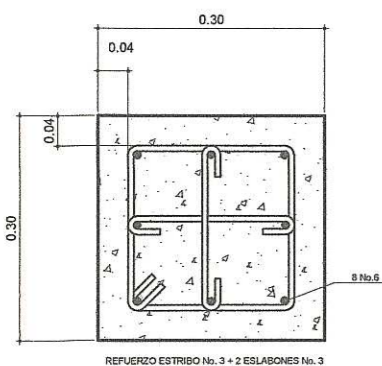
COLUMNA C-1  
ELEVACION TIPICA



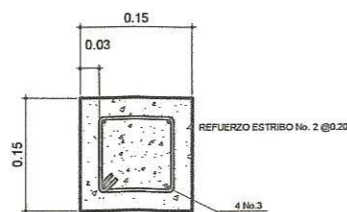
ZAPATA Z-1



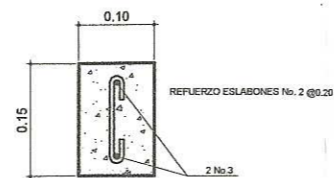
CIMIENTO CORRIDO CC-1



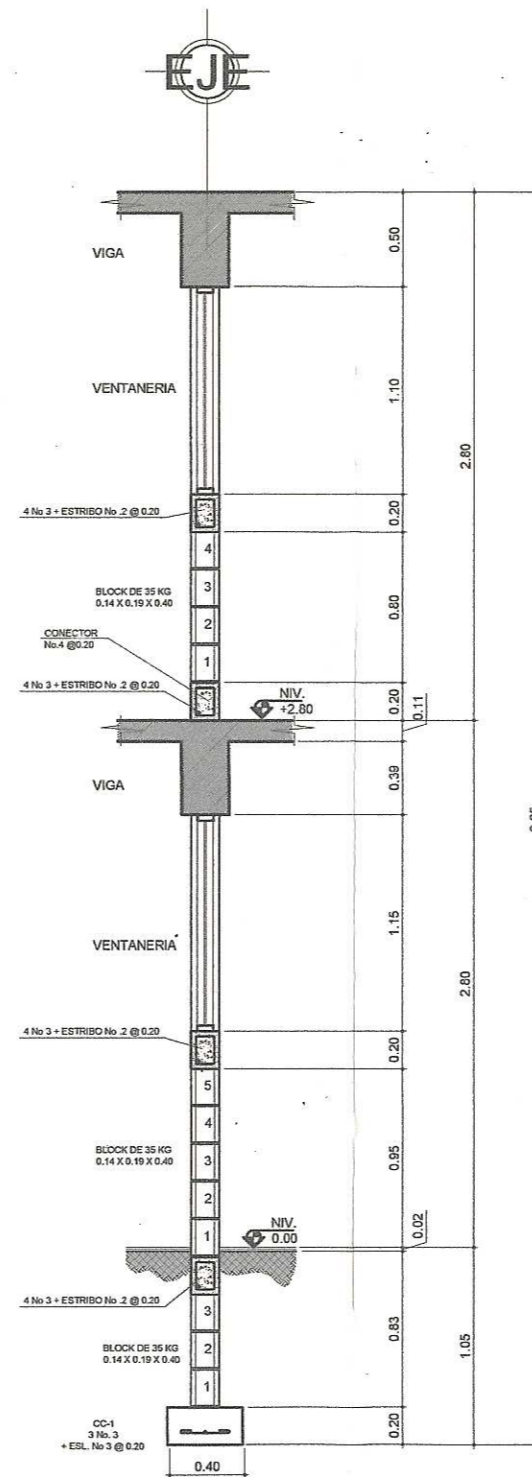
COLUMNA C-1



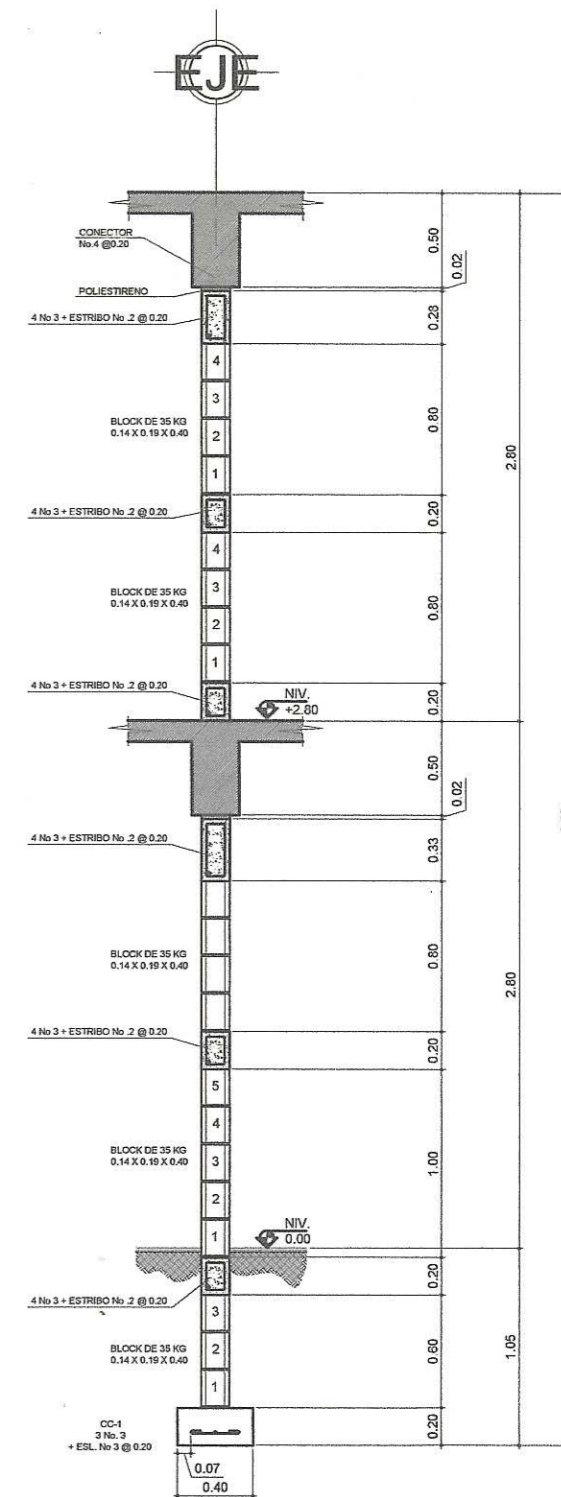
COLUMNA C-2



COLUMNA M-1



CORTE TIPICO DE MURO I



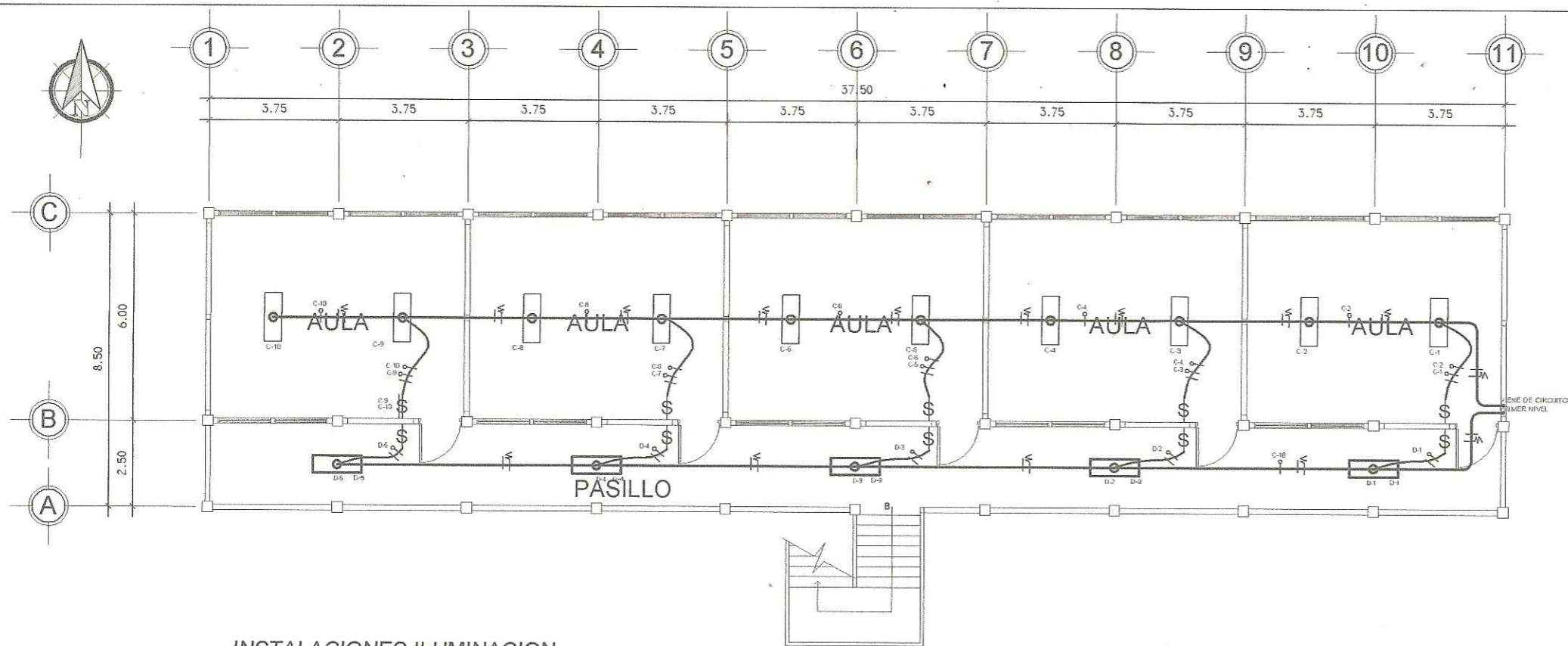
CORTE TIPICO DE MURO II



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

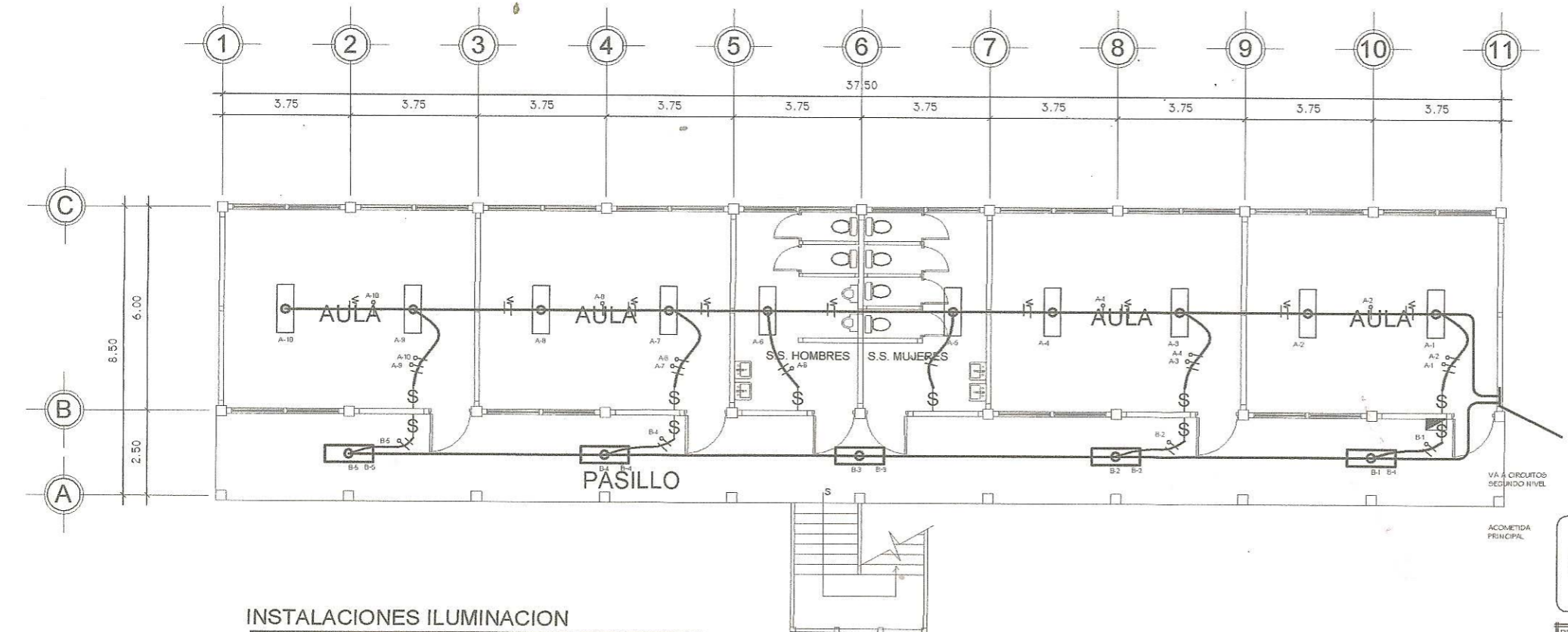
PROYECTO:	"DISEÑO DE LA EDIFICACION ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II"	UBICACION:	ALDEA SAN LORENCITO, ZUNILITO SUCHITEPEQUEZ.
CONTENIDO:	CORTES DE MUROS + DETALLES DE COLUMNAS Y ZAPATAS	ELABORADO POR:	ING. GABRIEL MENDOZA GONZALEZ
ESCALA:	INDICADA	CARNÉ:	200615000
FECHA:	JUNIO 2013	HOJA No:	7/11

ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS  
de Prácticas de Ingeniería y EPS  
ING. CIVIL FAYAT REYES GARCIA DE SIERRA  
INGENIERO SUPERVISOR EPS  
Escuela de Ingeniería



**INSTALACIONES ILUMINACION**

PLANTA ALTA ESC. 1/75



**INSTALACIONES ILUMINACION**

PLANTA BAJA ESC. 1/75

SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	TABLERO 110 V @ 1.80 m S.N.P.
	LAMPARA FLUORESCENTE
	INTERRUPTOR DOBLE TREE BUEY
	INTERRUPTOR SIMPLE
	INTERRUPTOR DOBLE
	LINEA VIVA
	LINEA NEUTRA
	RETORNO
	TUBERIA EN PARED O PISO Ø 1/2"
	TUBERIA EN CIELO PVC ELECTRICO Ø 1/2"
	INDICA CONTADOR
	INDICA LAMPARA EN PARED
	INDICA LAMPARA TIPO REFLECTOR EN PARED
	CONDUCTOR DE COBRE CALIBRE No. 12

SE UTILIZARA TABLERO 112 (DE 12 ESPACIOS)

TIPO	UNIDADES	OBSERVACIONES
A	10	ILUMINACION
B	05	ILUMINACION
C	10	ILUMINACION
D	05	ILUMINACION

SE UTILIZARA TABLERO 112 (DE 12 ESPACIOS)

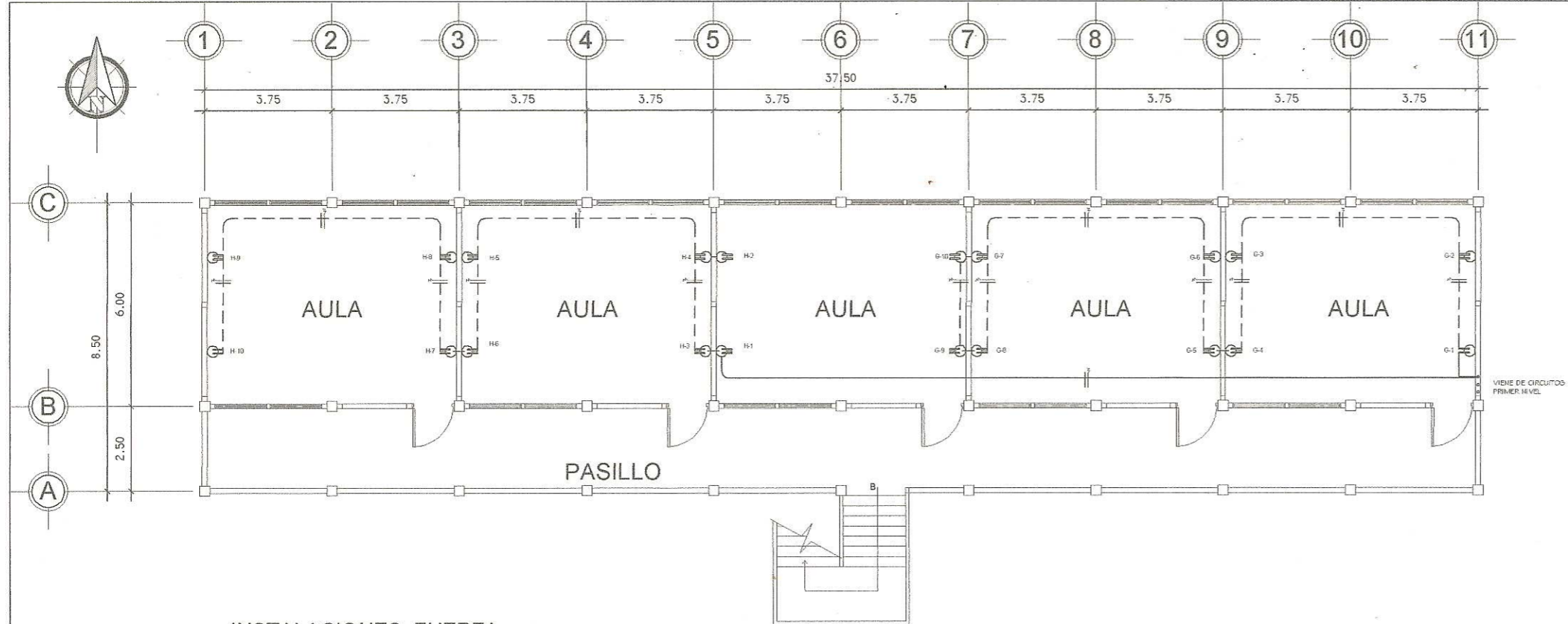


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:	"DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II"	UBICACIÓN:	ALDEA SAN LORENZITO, ZUNILTO SUCHITEPÉQUEZ.
CONTENIDO:	PLANTA DE ILUMINACION	ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS:	EDWIN GAMALIEL MENDOZA
ESCALA:	INDICADA	CARNÉ:	200615000
FECHA:	JUNIO 2013	HOJA No:	9/11

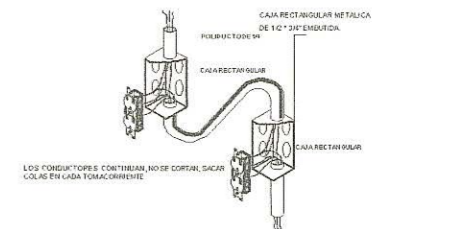




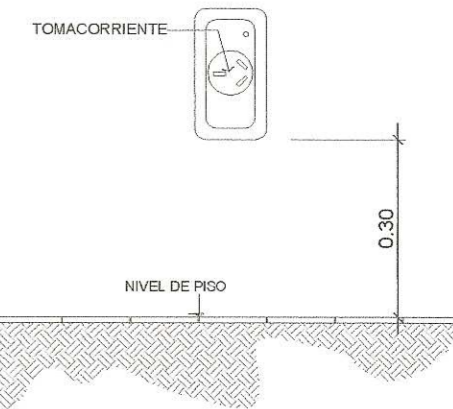


**INSTALACIONES FUERZA**

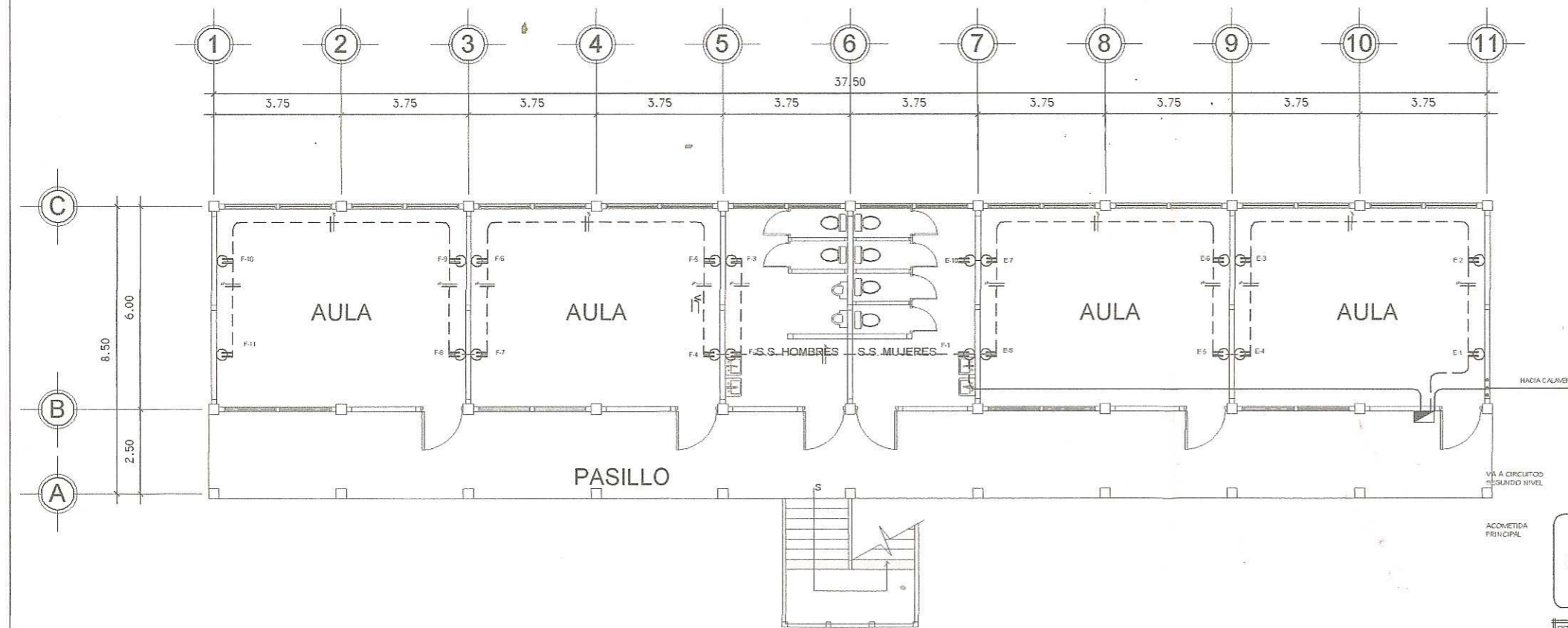
PLANTA ALTA ESC. 1/75



DETALLE DE CONEXION DE TOMACORRIENTE SIN ESCALA



DETALLE DE COLOCACION TOMACORRIENTE SIN ESCALA



**INSTALACIONES FUERZA**

PLANTA BAJA ESC. 1/75

NOMENCLATURA	
---	POLIDUCTO DE ACOMETIDA
----	DUCTO RIGIDO 3/4" POR TIERRA O PISO
■	TABLERO DE DISTRIBUCION
⊕	TOMACORRIENTE 110 V. h = 0.30
— —	LINEA VIVA Y NEUTRO
⊖	CONTADOR

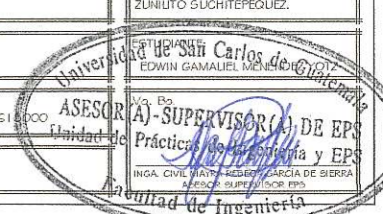
TIPO	UNIDADES	OBSERVACIONES
E	10	FUERZA
F	11	FUERZA
G	10	FUERZA
H	10	FUERZA

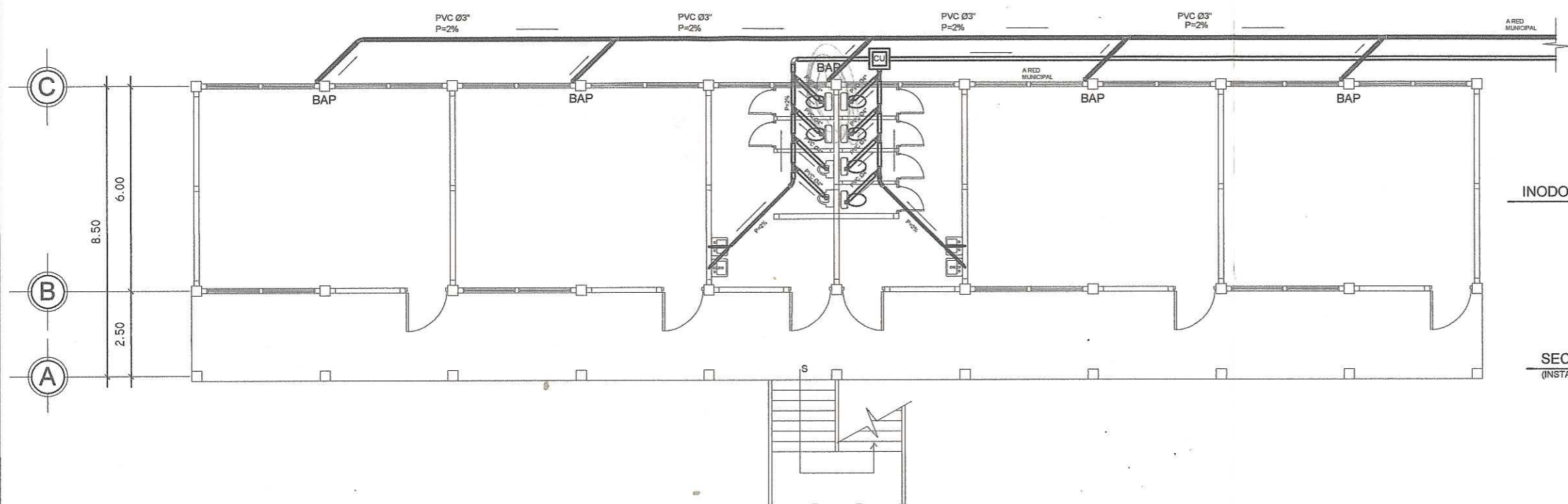
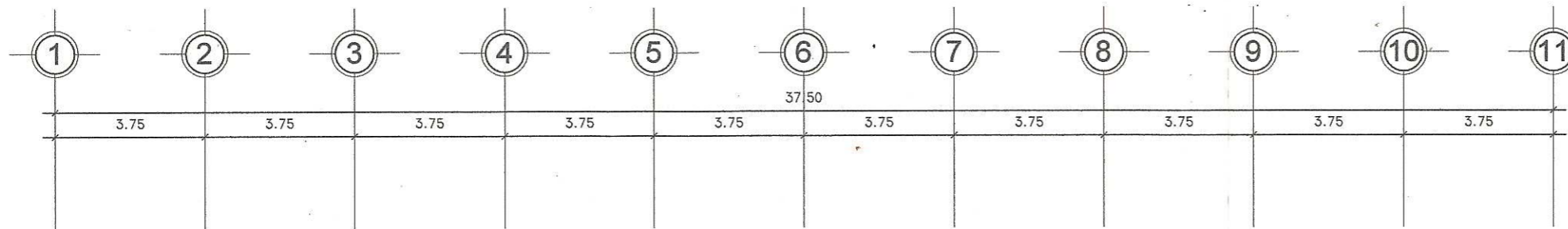
SE UTILIZARA TABLERO 112 (DE 12 ESPACIOS)



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:	"DISEÑO DE LA EDIFICACION ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II"	UBICACION:	ALDEA SAN LORENCITO, ZUNILITO SUCHITEPEQUEZ.
CONTENIDO:	PLANTA DE FUERZA	ASESOR(A) - SUPERVISOR(A) DE EPS:	EDWIN GAMALIEL MENA
ESCALA:	INDICADA	CARNE:	200611000
FECHA:	JUNIO 2013	HOJA No:	9/11

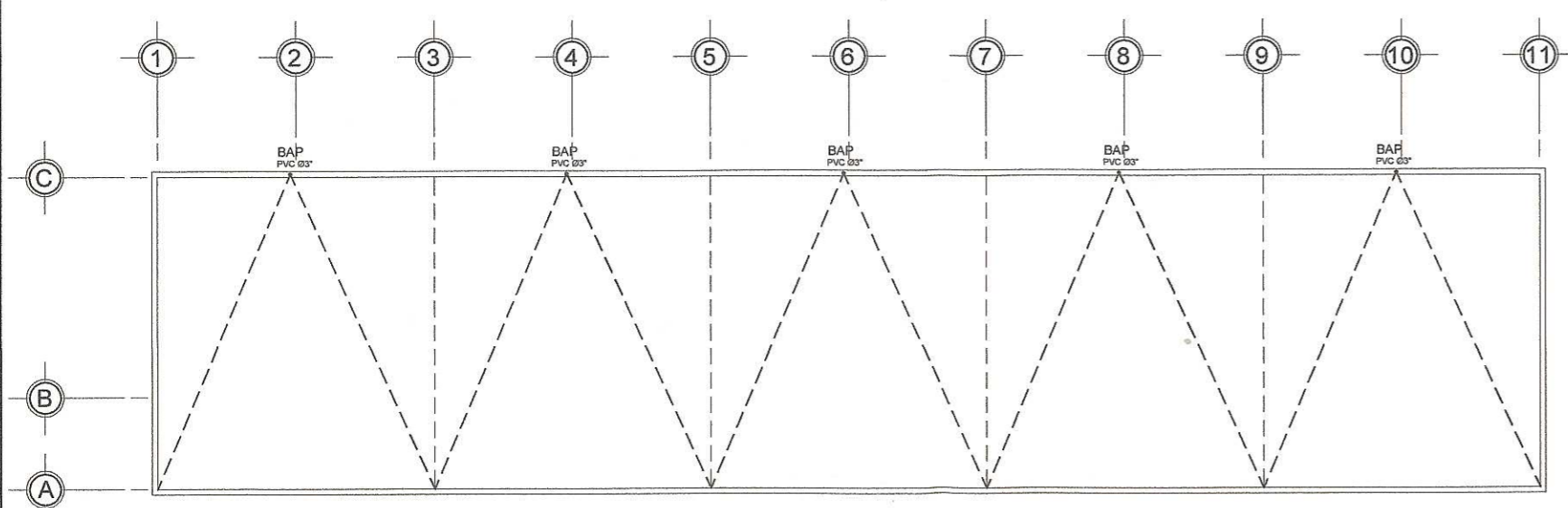




### RED DE AGUAS NEGRAS

2DO NIVEL

ESCALA 1:75



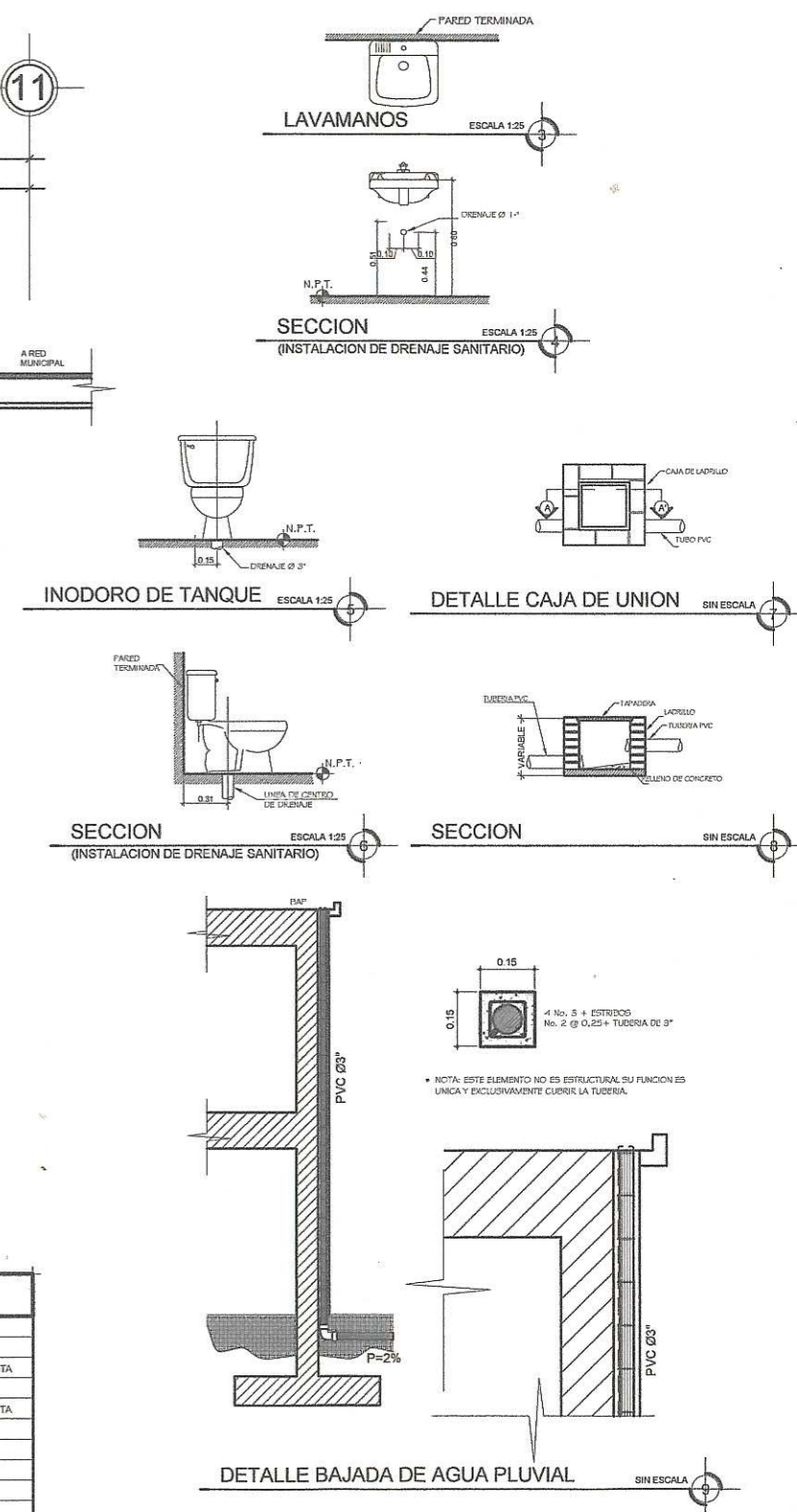
### BAJADA DE AGUA PLUVIAL

1ER NIVEL

ESCALA 1:50

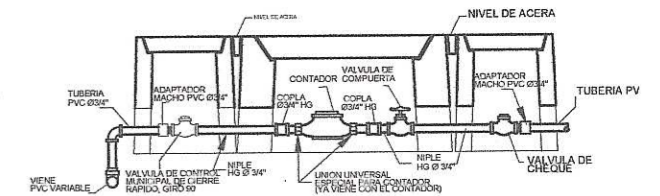
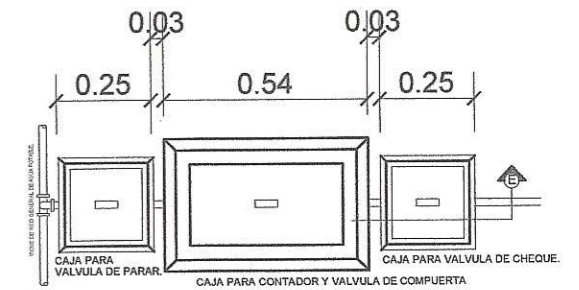
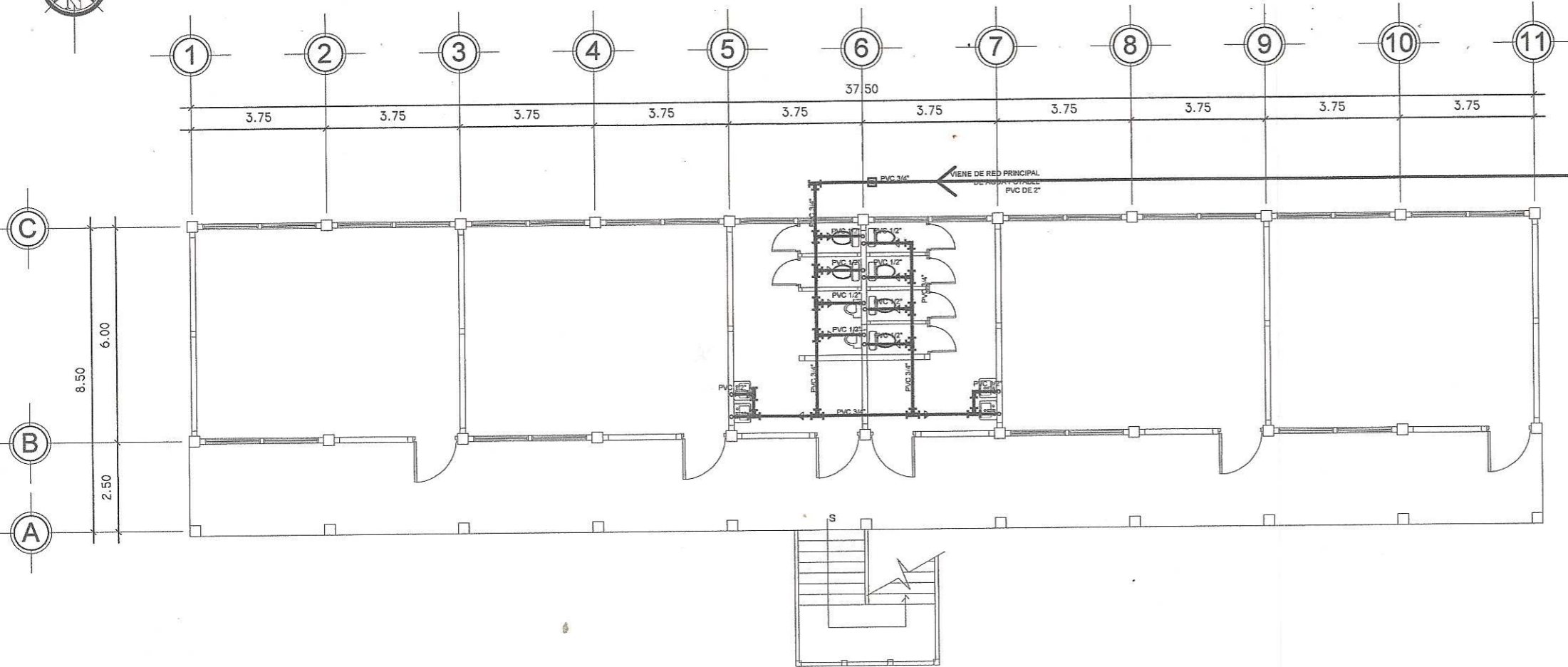
SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	CODO A 90° DIAMETRO INDICADO EN PLANTA
	TEE HORIZONTAL DIAMETRO INDICADO EN PLANTA
	CODO A 45° DIAMETRO INDICADO EN PLANTA
	TEE HORIZONTAL DIAMETRO INDICADO EN PLANTA
	REDUCTOR DE PVC Ø 4" A Ø 2"
	CAJA DE UNION
	PENDIENTE DE TUBERIA
	DIAMETRO DE TUBERIA PVC
	BAJADA DE AGUA PLUVIAL
	TUBERIA DE AGUA PLUVIAL
	TUBERIA DE AGUAS NEGRAS

ESPECIFICACIONES	
1-	TODAS LAS CAJAS QUE SE UTILICEN PARA DRENAJES SERÁN HECHAS EN OBRA CON LADRILLO TAYFO, EL LADRILLO SE PERFORARÁ CON SIABETA DE PROPORCIÓN 1:3 (CEMENTO:ARENA)
2-	TODAS LAS CAJAS LLEVARÁN UN AISLADO DE MORTERO DE CEMENTO EN LA PARTE INTERIOR CON UN ESPESOR DE 10 CENTÍMETROS EN CADA UNO DE LOS LADOS DE LA CAJA EXCEPTUANDO DONDE SE LE TIENE QUE DAR PENDIENTE
3-	LAS UNIONES DE TODA LA TUBERÍA PVC DEBERÁN SER IMPERMEABLES CON CEMENTO SOLVENTE DE SECAO SEÑALANDO LAS RECOMENDACIONES DEL FABRICANTE
4-	TODOS LOS ACCESORIOS A UTILIZAR SERÁN DE PVC
5-	EN LAS BAJADAS DE AGUA PLUVIAL SE UTILIZARÁ TUBO PVC Ø 3" CON UNA RESISTENCIA DE 60 PSI
6-	TODA LA TUBERÍA HORIZONTAL SERÁ DE PVC CON UNA RESISTENCIA DE 125 PSI
7-	LA PENDIENTE DE LA TUBERÍA DE INSTALACIÓN SERÁ DE 2% PARA LAS AGUAS PLUVIALES Y LAS AGUAS NEGRAS



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:	"DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II"	UBICACIÓN:	ALDEA SAN LORENZITO, ZUNILITO SUCHITEPEQUEZ.
CONTENIDO:	PLANTA DE DRENAJES + AGUAS PLUVIALES	ASESOR:	EDWIN GAMALIEL MENENDEZ
ESCALA:	INDICADA	CARNE:	200615001
FECHA:	JUNIO 2013	HOJA No.:	10/11



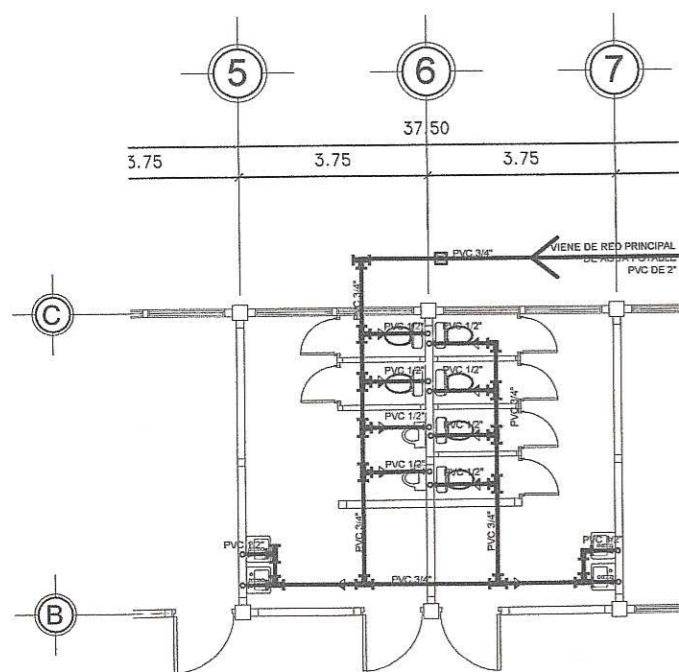
DETALLE DE ACOMETIDA DE AGUA POTABLE

ESCALA 1:75

## RED DE AGUA POTABLE

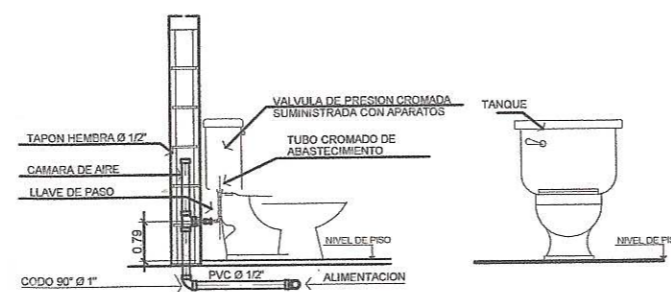
1ER NIVEL

ESCALA 1:75



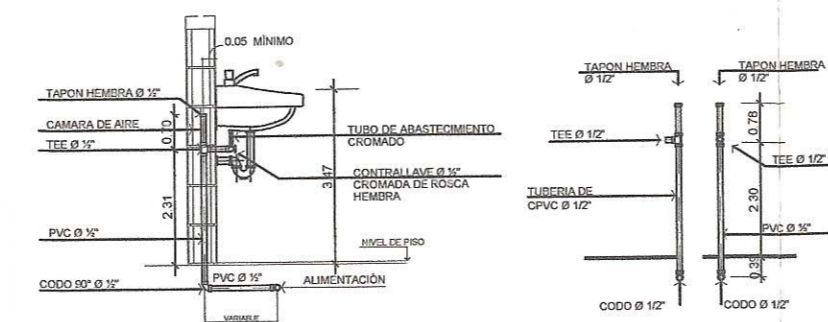
DETALLE DE INSTALACION  
1ER NIVEL

ESCALA 1:75



DETALLE DE ALIMENTACION TIPICA DE INODORO

SIN ESCALA



DETALLE DE ALIMENTACION TIPICA DE LAVAMANOS

SIN ESCALA

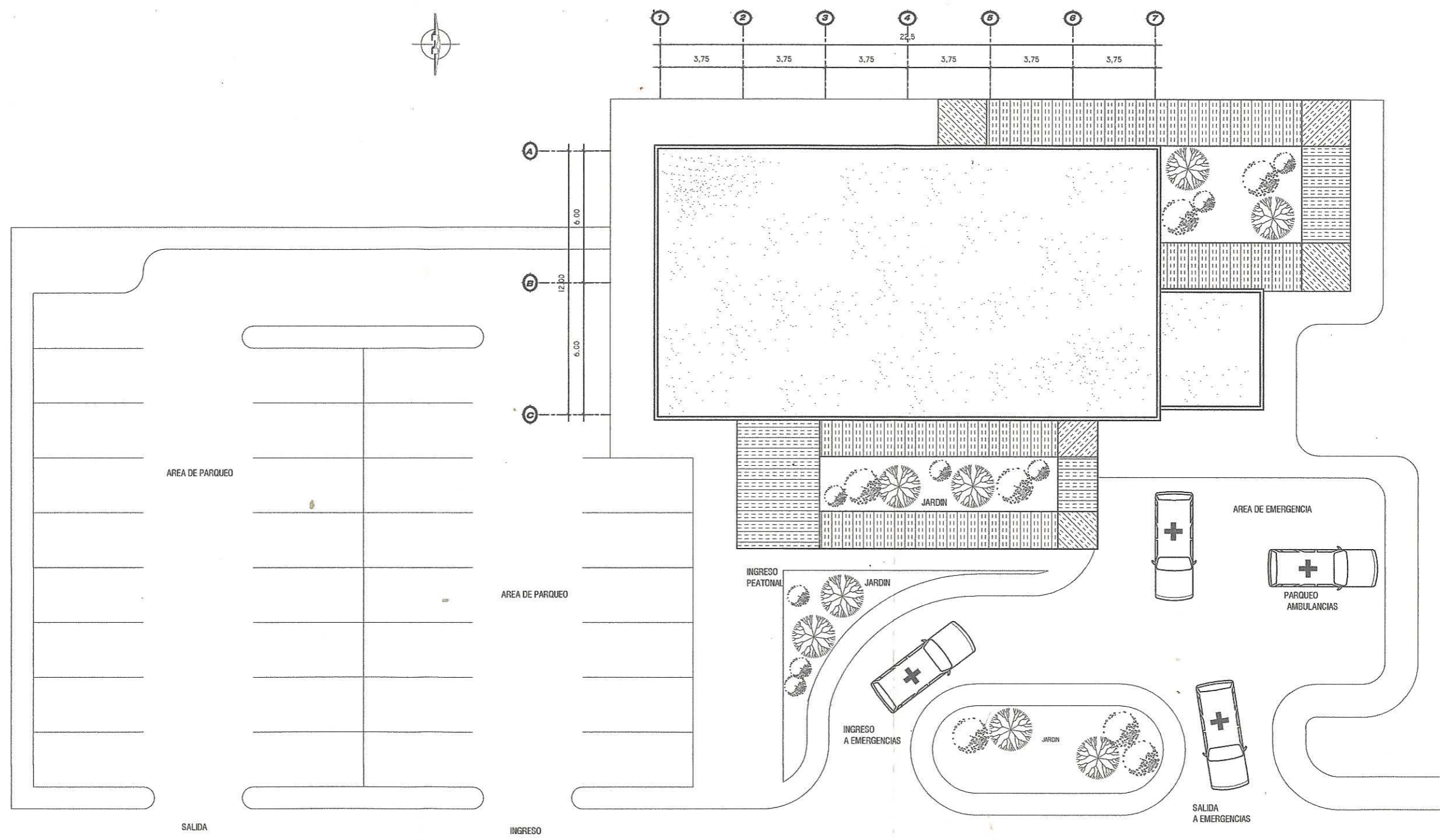
SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	TE DE PVC
	CODO PVC 90° PLANTA
	CODO PVC 90° PERFIL
	TUBO PVC INDICADO
	REDUCTOR DE PVC Ø 3/4" A Ø 1/2"

ESPECIFICACIONES	
1-	TODA LA TUBERIA SERA DE PVC Y DEBERA SOPORTAR COMO MINIMO UNA PRESION INTERNA DE 1.25 TSI
2-	EL DIAMETRO DE LA TUBERIA DEL CIRCUITO PRINCIPAL SERA DE 1" REDUCIENDOSE A 1/2" EN CADA RAMAL Y DERIVACION HACIA ARTIFACTO
3-	LA PROFUNDIDAD A LA QUE ESTARA ENTERRADA SERA DE 0.30 M
4-	TODO LOS ARTIFACTOS DE INSTALACIONES HIDRAULICAS SERAN LIMPIADOS PREVIO A SU INSTALACION
5-	EN LAS UNIONES ENROSCADAS DE UTILIZARA CANTA TEPILON



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:	"DISEÑO DE LA EDIFICACION ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II"	UBICACION:	ALDEA SAN LORENCITO, ZUNILITO SUCHITEPEQUEZ.
CONTENIDO:	PLANTA INSTALACIONES HIDRAULICAS	ESTUDIANTE:	EDWIN GAMALIEL MENENDEZ
ESCALA:	INDICADA	CARNE:	2006
FECHA:	JUNIO 2013	HOJA No:	1/11



**PLANTA DE CONJUNTO**

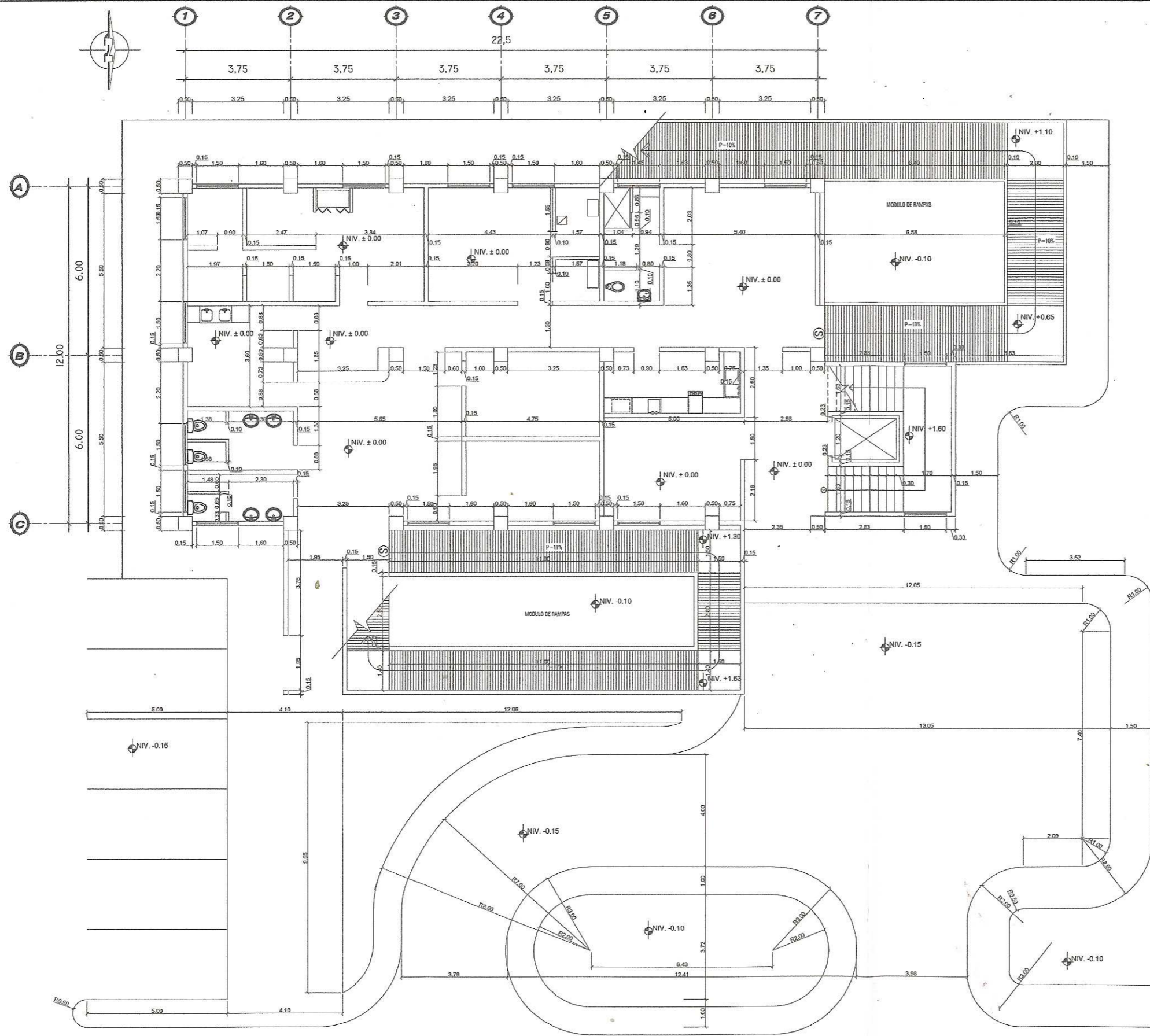
ESC. 1/100



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL CARRETERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ	UBICACIÓN: CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ
CONTENIDO: PLANTA DE CONJUNTO	Asesorado por Carlos de Guatemala EDWIN GAMALIEL MENÉNDEZ
ESCALA: INDICADA	CARNÉ: 200615005
FECHA: SEPTIEMBRE 2013	HOJA No: 1

ASISTENTE(A)-SUPERVISOR(A) DE EES  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EES  
CULTURA Y SUPERVISIÓN



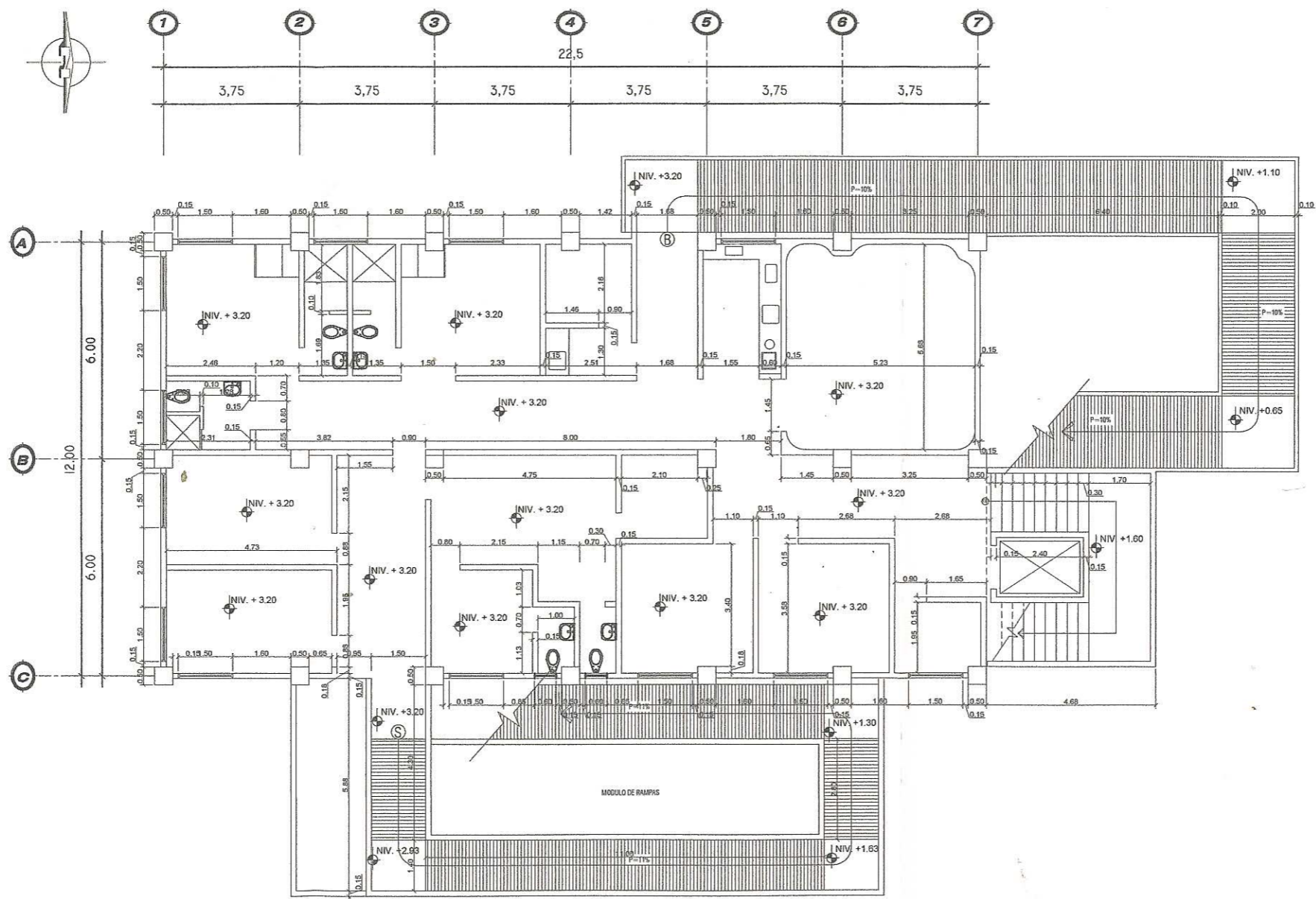
**PLANTA BAJA ACOTADA**  
 ESC. 1/75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: "EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ"	UBICACIÓN: CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ
CONTENIDO: PLANTA BAJA ACOTADA	ESTUDIANTE: GABRIEL CAMARIEL MENDOZA
ESCALA: INDICADA	CARNÉ: 200615000
FECHA: SEPTIEMBRE 2013	HOJA No:

ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
 INGENIERO CIVIL MÓNICA FERRERA GARCÍA DE SIERRA  
 ASISTENTE SUPERVISOR  
 Facultad de Ingeniería



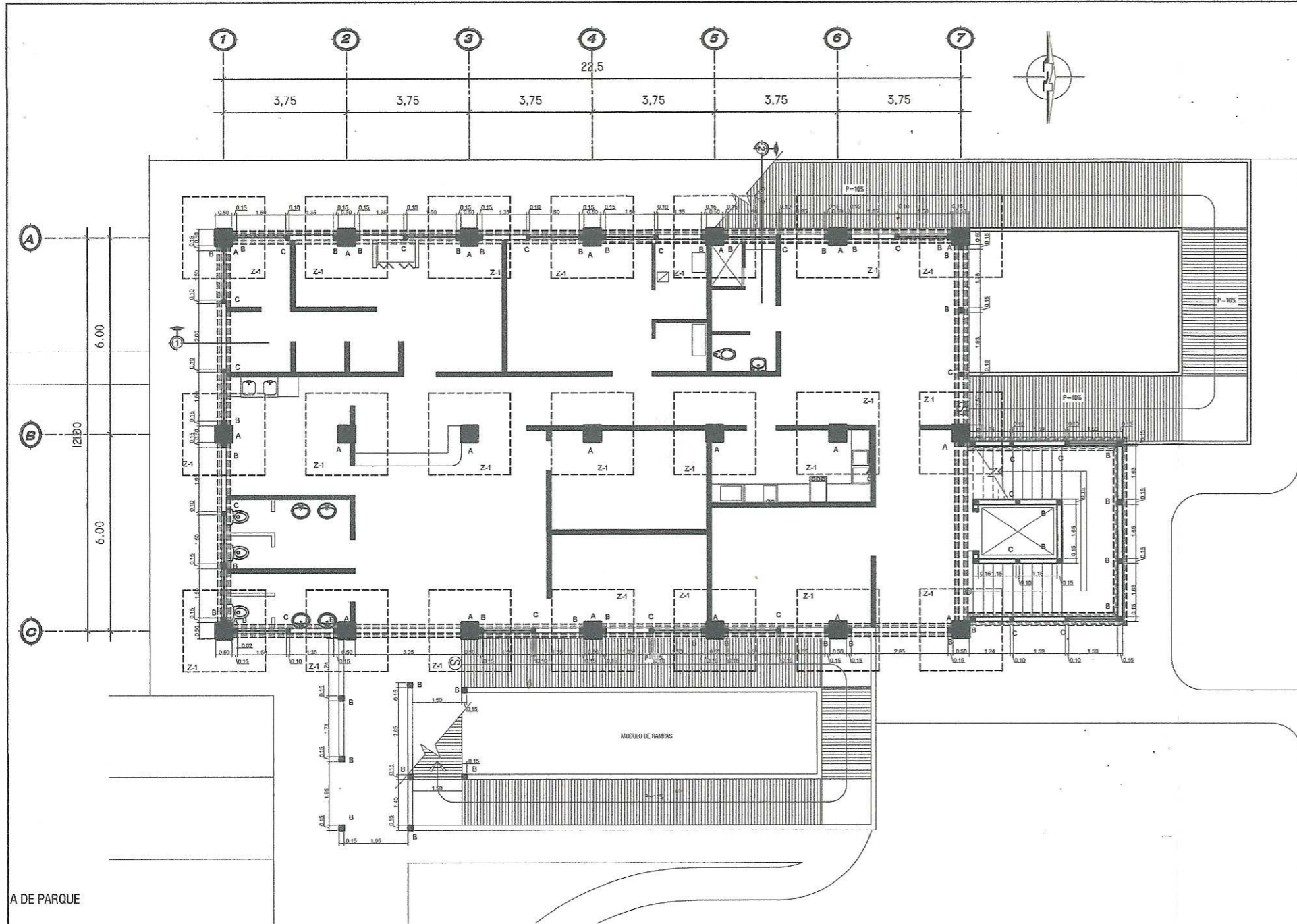
PLANTA ALTA ACOTADA

ESC. 1/75

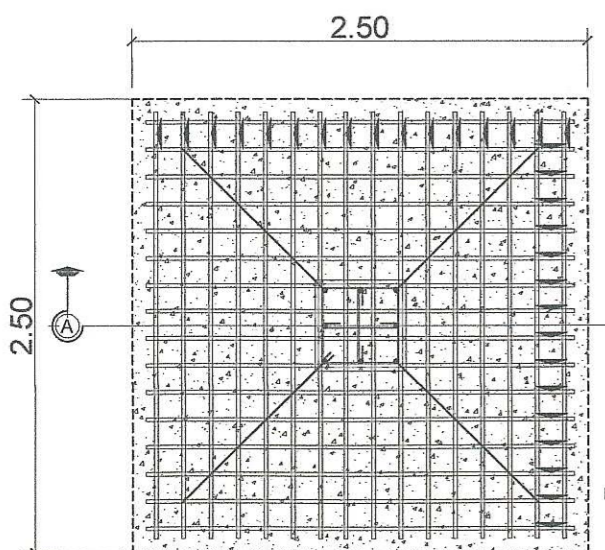


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: "EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ"		UBICACIÓN: CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ	
CONTENIDO: PLANTA ALTA ACOTADA		AUTOR: EDWIN GAMALIEL MEJÍA	
ESCALA: INDICADA	CARNÉ: 2016150	ASESOR(A) - SUPERVISOR(A) DE EPS Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS	
FECHA: SEPTIEMBRE 2013	FOLIO No:	FACULTAD DE INGENIERÍA	

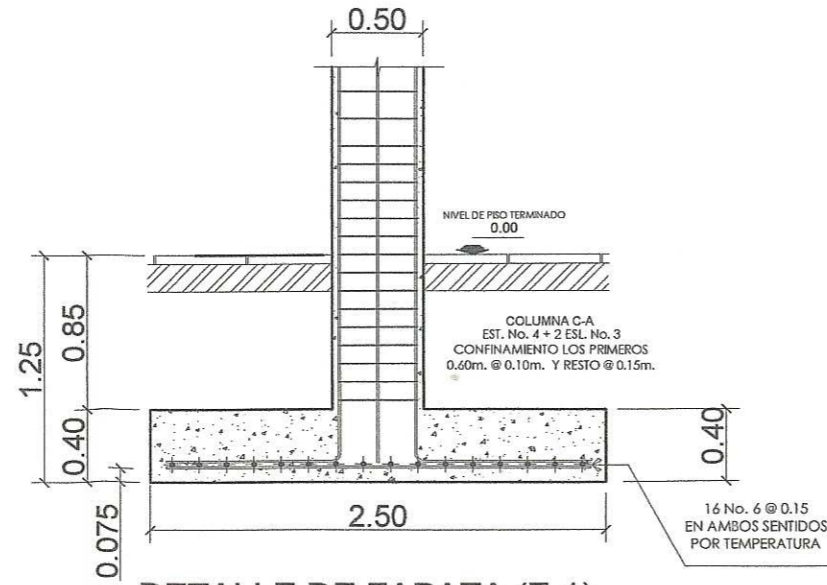


AREA DE PARQUE

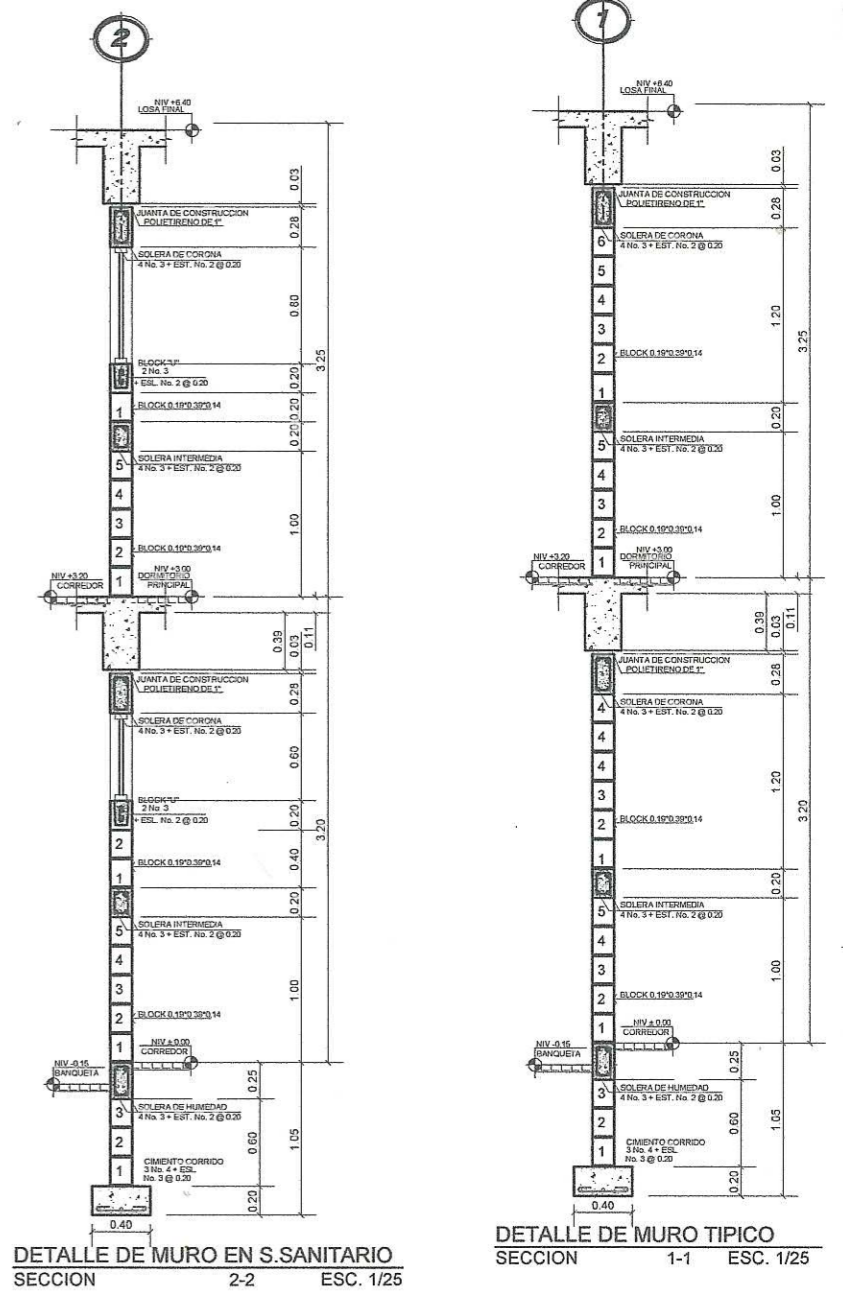


DETAILLE DE ZAPATA (Z-1)  
PLANTA ESC. 1/20

ZAPATA Z-1  
UNA CAMA DE  
16 No. 6 @ 0.15  
EN AMBOS SENTIDOS



DETAILLE DE ZAPATA (Z-1)  
SECCION ESC. 1/20

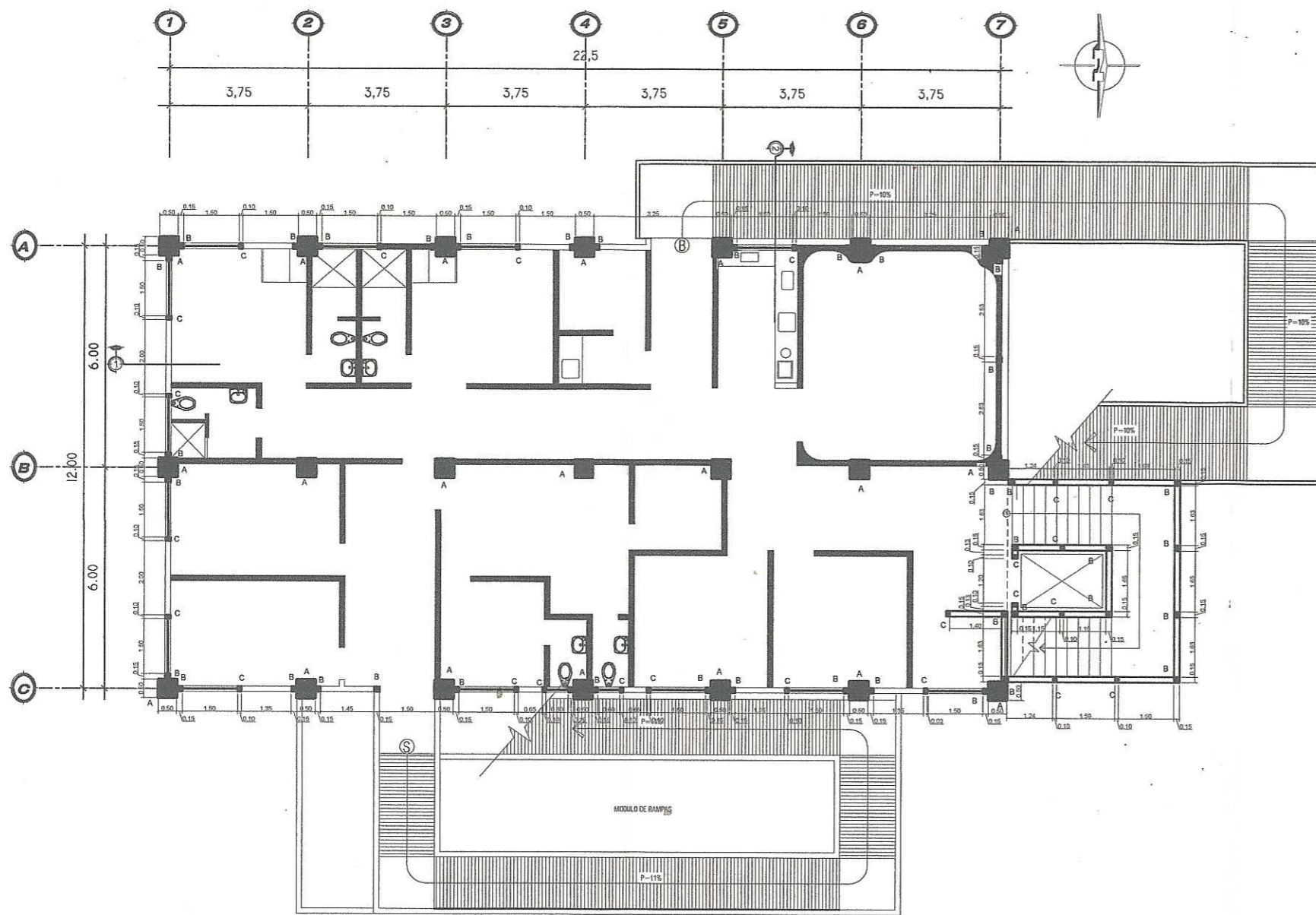


NOTA:  
INDICA TABLA YESO



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:	EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL CARECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITUPÉQUEZ	UBICACION:	CABECERA MUNICIPAL ZUNILITO, SUCHITUPÉQUEZ
CONTENIDO:	PLANTA BAJA CIMENTACION + COLUMNAS	ELABORANTE:	EDWIN GAMALIEL MENÉNDEZ YOLITZ
ESCALA:	INDICADA	CARNÉ:	200618000
FECHA:	SEPTIEMBRE 2013	HOJA No:	

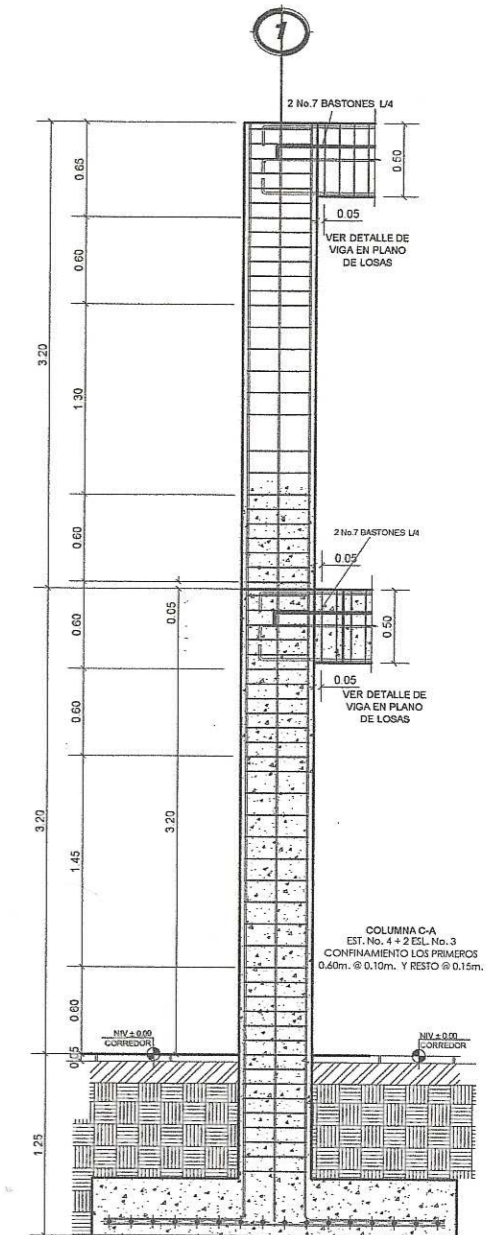


**PLANTA ALTA COLUMNAS + DETALLES**

ESC. 1/75

NOTA:

INDICA TABLA YESO



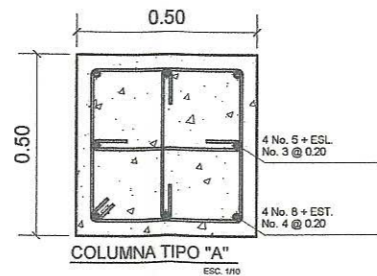
**DETALLE DE MURO TÍPICO + ZAPATA**

CIMENTACION + ZAPATA, MURO DE CERRAMIENTO ESC. 1/25



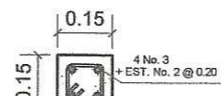
**DETALLE DE CIMENTO CORRIDO**

ESC. 1/20



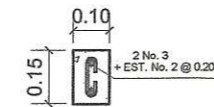
**COLUMNA TIPO "A"**

ESC. 1/10



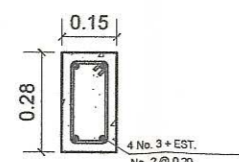
**COLUMNA TIPO "B"**

ESC. 1/10



**COLUMNA TIPO "C"**

ESC. 1/10



**DETALLE DE SOLERA**

SOLERA DE CORCHIA ESC. 1/10



**DETALLE DE SOLERA**

SOLERA INTERMEDIA ESC. 1/10



**DETALLE DE SOLERA**

SOLERA DE HUMEDAD ESC. 1/10

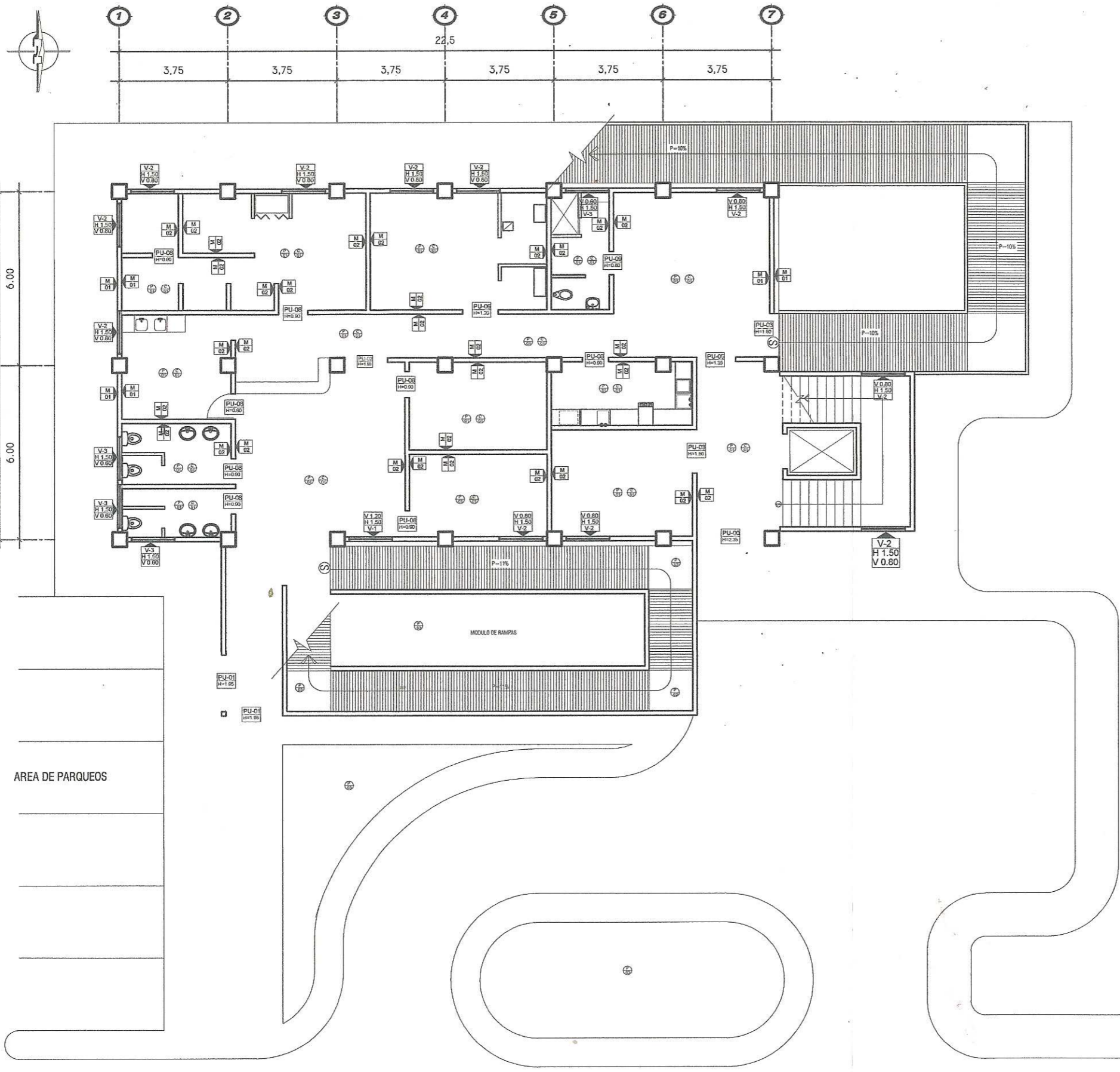


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: "EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPEQUEZ"	UBICACIÓN: ZUNILITO, SUCHITEPEQUEZ
CONTENIDO: PLANTA ALTA COLUMNAS + DETALLES	PROFESIONAL: Ing. WIN GAMALIEL MENDOZA
ESCALA: INDICADA	CARNE: 200615000
FECHA: SEPTIEMBRE 2013	HOJA No:

Ing. WIN GAMALIEL MENDOZA  
ASISTENTE(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS  
Ing. CIVIL NIVRA PÉREZ GARCÍA DE SIERRA  
ASISTENTE(A) SUPERVISOR(A) DE EPS  
Facultad de Ingeniería





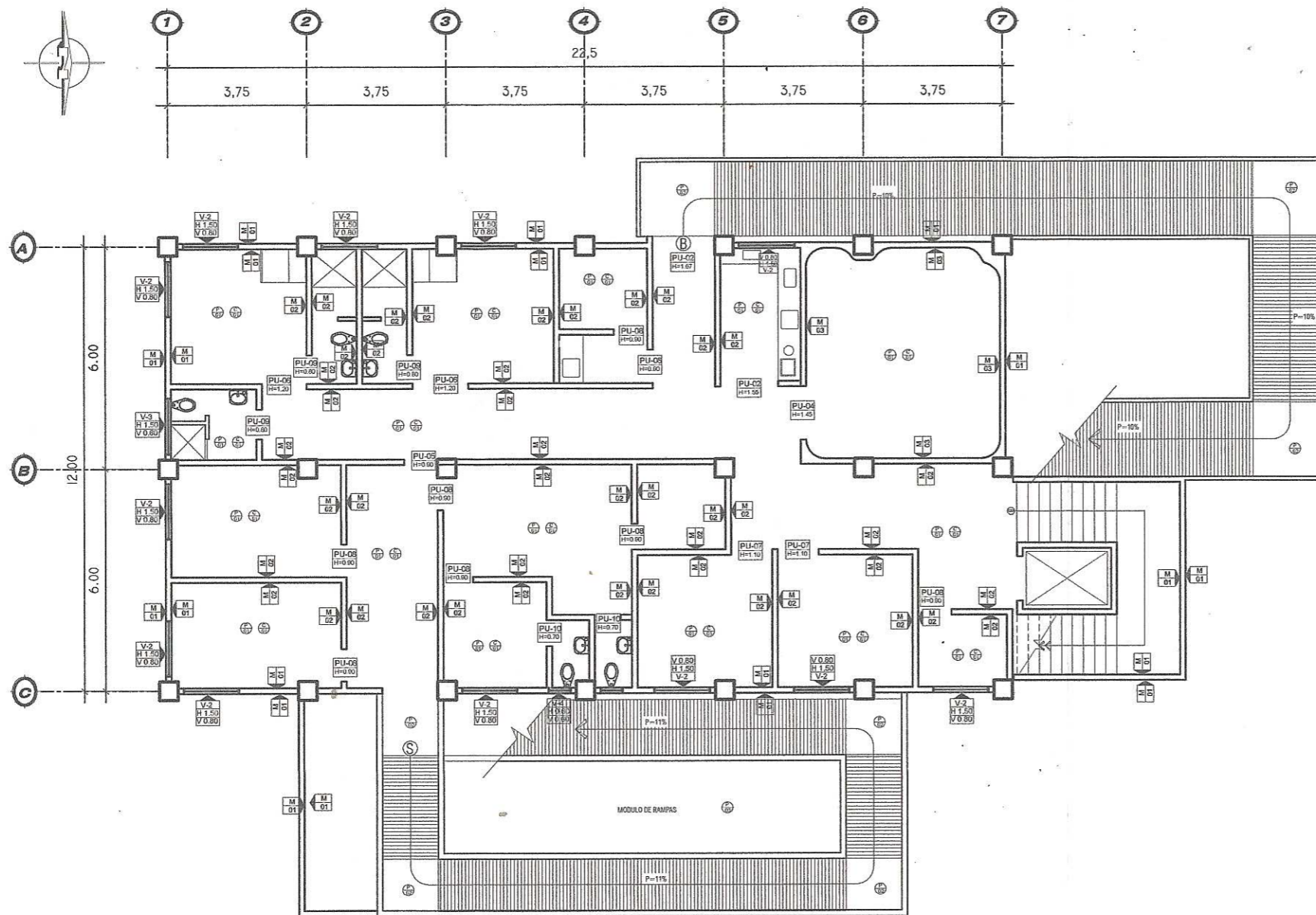
**PLANTA BAJA ACABADOS**  
 ESC. 1/75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:	EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPEQUEZ	UBICACIÓN:	CABECERA MUNICIPAL ZUNILITO, SUCHITEPEQUEZ
CONTENIDO:	PLANTA BAJA ACABADOS	ASESOR(A) SUPERVISOR(A) DE EF:	EDWIN GAMALIEL MENÉNDEZ YOTZ
ESCALA:	INDICADA	CARNÉ:	200615000
FECHA:	SEPTIEMBRE 2013	HOJA No:	

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 ASesor(A) SUPERVISOR(A) DE EF  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EFS  
 Edwin Gamaliel Menéndez Yotz



**PLANTA ALTA ACABADOS**

ESC. 1/75

**PLANILLA DE ACABADOS**

<b>MUROS</b>	
M-01	EXTERIOR E INTERIOR: MURO DE BLOCK DE 0.14 x 0.19 x 0.39 CON REPELLO + CERNIDO VERTICAL
M-02	INTERIOR ESTRUCTURA + MURO DE TABLA YESO
M-03	BAÑOS: AZULEJO EN DUCHA DE 0.20 x 0.20 A h= 1.90 Y AZULEJO EN BAÑO DE 0.20x0.20 A h= 1.20 COLOR Y DISEÑO A ESCOGER
<b>CIELOS</b>	
C-01	LOSA CON REPELLO MAS CERNIDO REMODIADO
<b>PISOS</b>	
P-01	PISO INTERIOR DE PORCELANATO DE 0.30 x 0.30 mts. COLOR Y DISEÑO A ESCOGER
P-02	PISO EN PATIO, TORTA DE CEMENTO O ADOQUIN DE COLORES VER TABLA DE PISOS A ESCOGER
P-03	GRAMA

PLANILLA DE PUERTAS PLANTA BAJA Y ALTA				
TIPO	CANTIDAD	ANCHO	ALTO	MATERIAL
PU-00	1	2.35 MTS.	2.10 MTS.	PUERTA DOBLE ABATIMIENTO DE ALUMINIO
PU-01	2	1.95 MTS.	2.10 MTS.	PORTON CORREDIZO DE ALUMINIO
PU-02	1	1.67 MTS.	2.10 MTS.	PORTON CORREDIZO DE ALUMINIO
PU-03	2	1.50 MTS.	2.10 MTS.	PUERTA DOBLE HOJA, CORREDIZA
PU-04	1	1.45 MTS.	2.10 MTS.	PUERTA DOBLE HOJA, ABATIMIENTO
PU-05	1	1.35 MTS.	2.10 MTS.	PUERTA DE MADERA
PU-06	3	1.20 MTS.	2.10 MTS.	PUERTA DE MADERA
PU-07	2	1.10 MTS.	2.10 MTS.	PUERTA DOBLE HOJA, CORREDIZA
PU-08	17	0.90 MTS.	2.10 MTS.	PUERTA DE MADERA
PU-09	4	0.80 MTS.	2.10 MTS.	PUERTA DE MADERA
PU-10	2	1.70 MTS.	2.10 MTS.	PUERTA DE MADERA

\*P - 1 PUERTA DOBLE ABATIMIENTO TODO DE MADERA COLOR Y DISEÑO A ESCOGER

PLANILLA DE VENTANAS PLANTA BAJA Y ALTA				
TIPO	CANTIDAD	ANCHO	ALTO	MATERIAL
V-1	8	1.50 MTS.	1.2 MTS.	MARCO DE MADERA, VIDRIO CLARO
*V-2	2	1.50 MTS.	0.80 MTS.	MARCO DE MADERA, VIDRIO CLARO
V-3	2	1.50 MTS.	0.60 MTS.	MARCO DE MADERA, VIDRIO CLARO
V-4	2	0.60 MTS.	2.60 MTS.	MARCO DE MADERA, VIDRIO CLARO

TODAS LAS VENTANAS TENDRAN EL 50% ABATIBLES EN COLOR DEL MARCO Y EL TIPO DE VIDRIO SERA A DISEÑO A ESCOGER

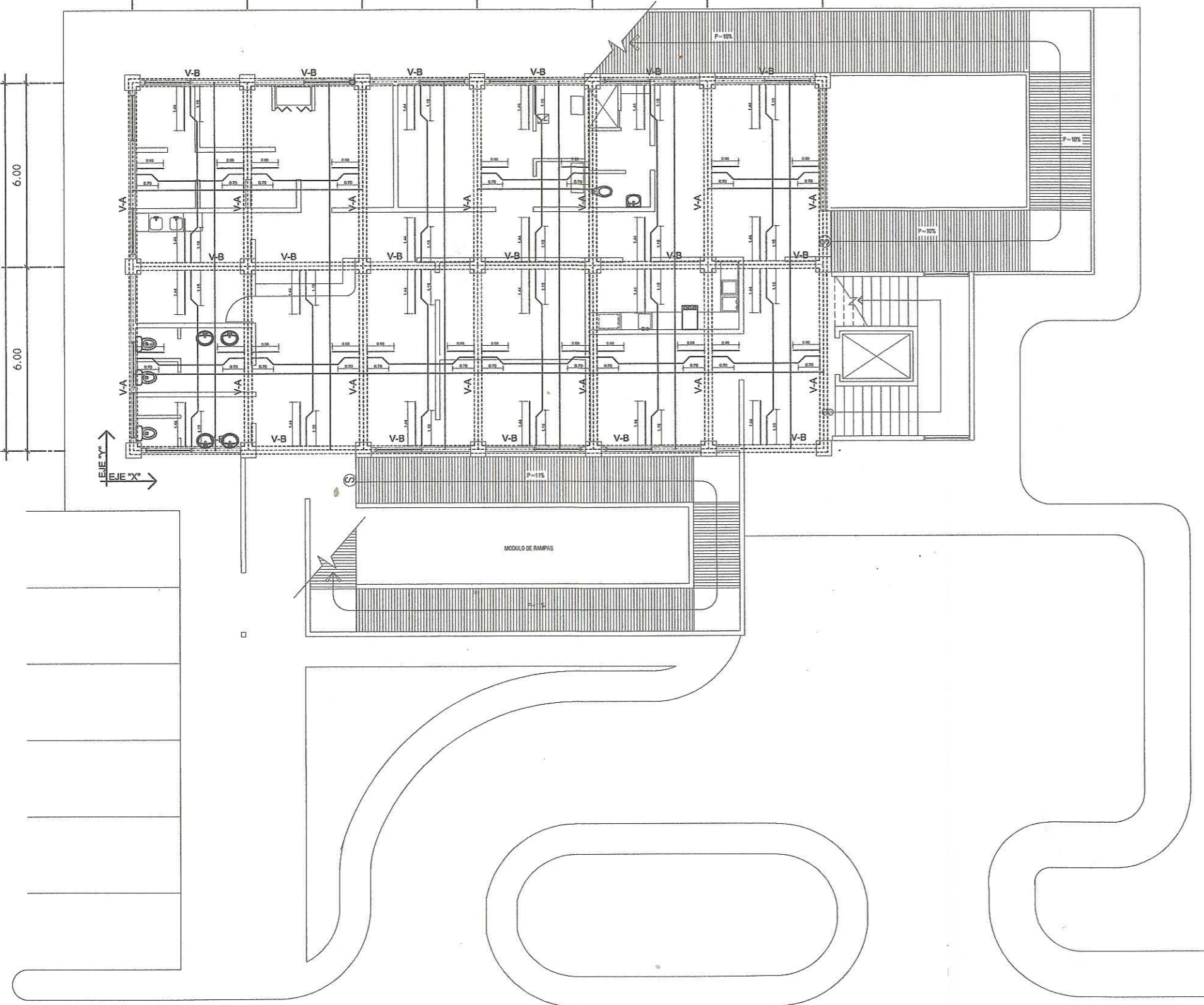
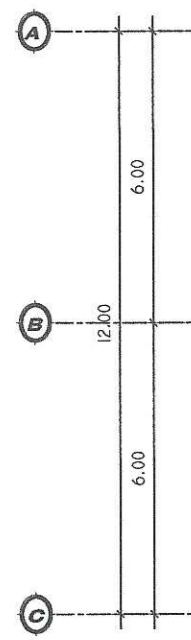
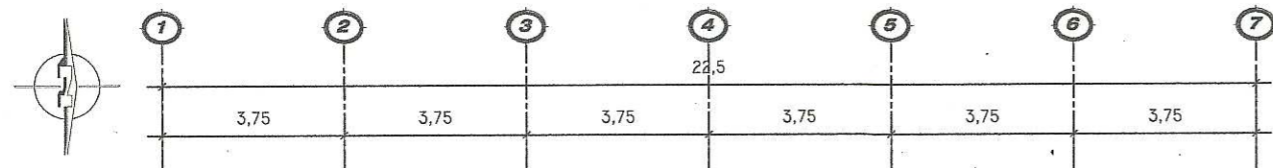
\*V-2, ESTA VENTANA SE UBICA EN EL MODULO DE GRADAS

- PUERTAS: TABLEROS, CON SOBRELUZ. MARCO DE FORRO ENTERO
- VENTANAS: MADERA EN COLOR, VIDRIO CLARO
- TECHOS: ACABACO CON REPELLO + CERNIDO VERTICAL
- BAÑOS: ARTEFACTOS INCESA STANDARD, LINEA DE DISEÑO A ESCOGER
- PILA: DISEÑO A ESCOGER



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GAUTEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL CABECERA MUNICIPAL, ZUNILTO, SUCHITEPEQUEZ	UBICACIÓN: CABECERA MUNICIPAL, ZUNILTO, SUCHITEPEQUEZ
CONTENIDO: PLANTA ALTA ACABADOS	ESTUDIO: San Carlos de Guatemala EDWIN GAMALIEL MENÉNDEZ
ESCALA: INDICADA	CARNÉ: 200615020 ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS de Prácticas de Ingeniería y EPS
FECHA: SEPTIEMBRE 2013	HOJA No: 12 ING. CIVIL YSRA REBECA GARCÍA DE SOTO



### SIMBOLOGIA

	INDICA BASTON L/4
	INDICA RIEL L/5
	INDICA TENSION
	INDICA SOLERA (S- )
	INDICA TIPO DE VIGA (V- )

### ESPECIFICACIONES

- EL CONCRETO A UTILIZAR SERÁ CON UNA RESISTENCIA ULTIMA A LOS 28 DIAS DE FC = 3 000 PSI (210 KG/CM2), AGREGADO GRUESO DE 3/4" DE DIÁMETRO.
- ACERO DE REFUERZO CORRUGADO GRADO 40
- RECUBRIMIENTO
  - ZAPATAS 7,5 CM
  - COLUMNAS 4 CM
  - COLUMNAS EN MAMPOSTERÍA 2,5 CM
  - VIGAS 2,5 CM
  - LOSAS DE CUBIERTA 2,5 CM
- LA PROPORCIÓN PARA EL CONCRETO SERÁ 1:2:3 CEMENTO:ARENA:PIEDRIN
- EL AGREGADO FINO SERÁ ARENA DE RÍO LIMPIA
- LOS EMPALMES EN EL REFUERZO SERÁN POR TRASLAPE Y DEBERÁN CUMPLIR CON LO ESTABLECIDO EN EL CÓDIGO ACI 318-05 EN SU SECCIÓN 12.15 Y 12.16 RESPECTIVAMENTE.
- EMPALMES DE VARILLAS Y LONGITUD DE ANCLAJE
 

VARILLA	COLUMNAS	VIGAS Y LOSA
NO. 3	0,40M	0,47M
NO. 4	0,50M	0,63M
NO. 5	0,60M	0,78M
NO. 6	0,70M	0,94M
NO. 8	0,90M	
- BLOCKS EN MAMPOSTERIA FM = 35 KG/CM2
- CÓDIGOS DE REFERENCIA. ACI 318-05 UBC 1997

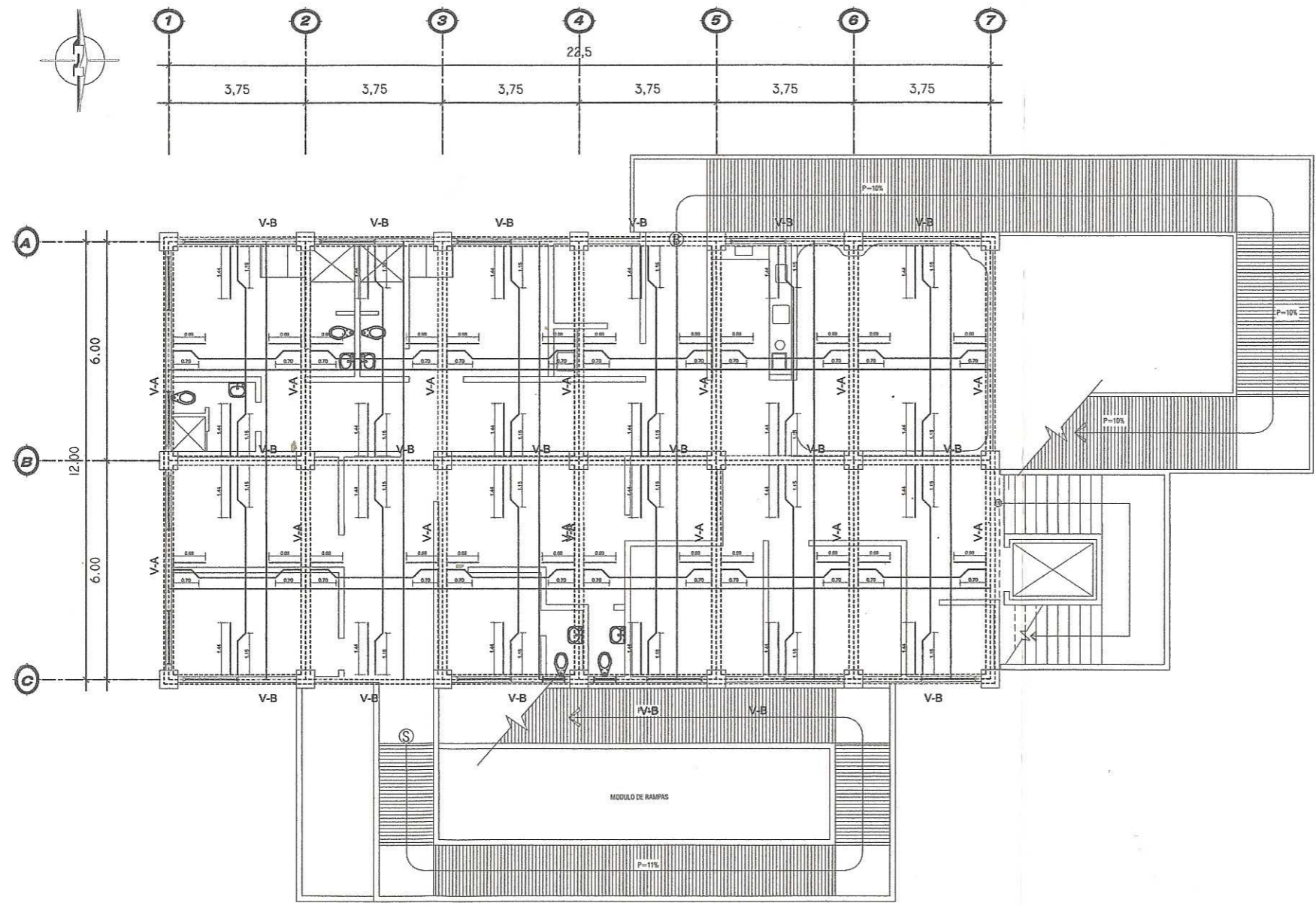
**PLANTA BAJA LOSA DE ENTREPISO**  
ESC. 1/75

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

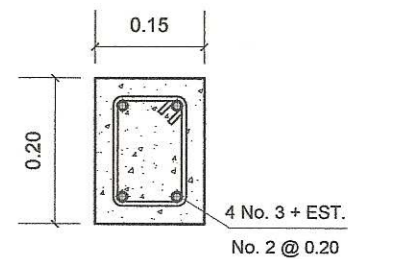
PROYECTO: EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ	UBICACIÓN: CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ
CONTENIDO: PLANTA BAJA LOSA DE ENTREPISO	ESTUDIOS: EDWIN GAMALIEL MENÉNDEZ
ESCALA: INDICADA	CARNÉ: 200615000
FECHA: SEPTIEMBRE 2013	HOJA No:

ASESOR(A) SUPERVISOR(A) DE EPS  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS

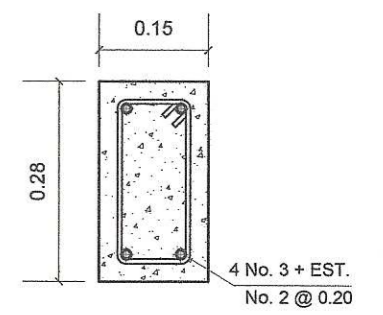
INICA: CIVIL MANUEL FREDERICO GARCIA DE SANTIAGO  
CULTURA: EDWIN GAMALIEL MENÉNDEZ



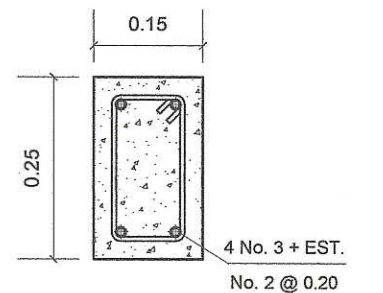
**PLANTA ALTA LOSA FINAL + DETALLES**  
ESC. 1/75



**DETALLE DE SOLERA**  
SOLERA INTERMEDI ESC. 1/5



**DETALLE DE SOLERA**  
SOLERA DE CORONA ESC. 1/5



**DETALLE DE SOLERA**  
SOLERA DE HUMEDAD ESC. 1/10

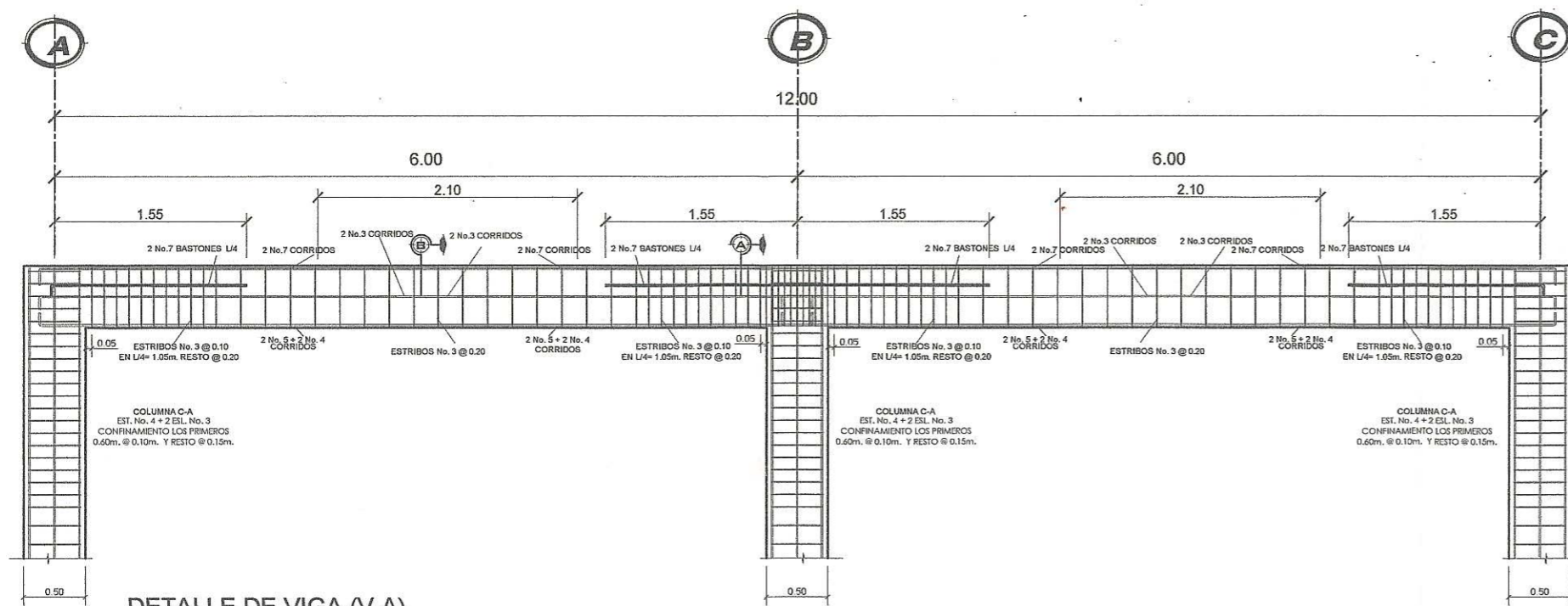
SIMBOLOGIA	
	INDICA BASTON L/4
	INDICA RIEL L/5
	INDICA TENSION
	INDICA SOLERA (S-)
	INDICA TIPO DE VIGA (V-)



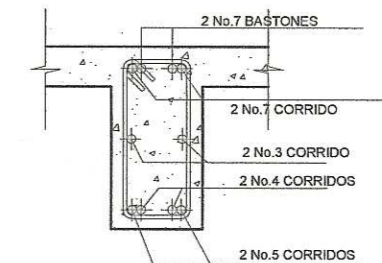
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: "EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPEQUEZ"	UBICACION CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPEQUEZ
CONTENIDO: PLANTA ALTA LOSA FINAL	ESTUDIANTE WILSON GARCIA DEL MENDOZA GARCIA
ESCALA: INDICADA	CARNE: 200615000
FECHA: SEPTIEMBRE 2013	HOJA No:

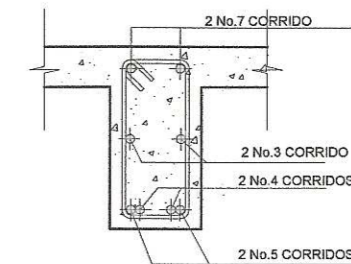
Vo. Bo.  
**ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS**  
Prácticas de Ingeniería y EPS  
ING. CIVIL ANA MARÍA REYES GARCÍA DE SIERRA  
Asesor(a) Supervisador(a)



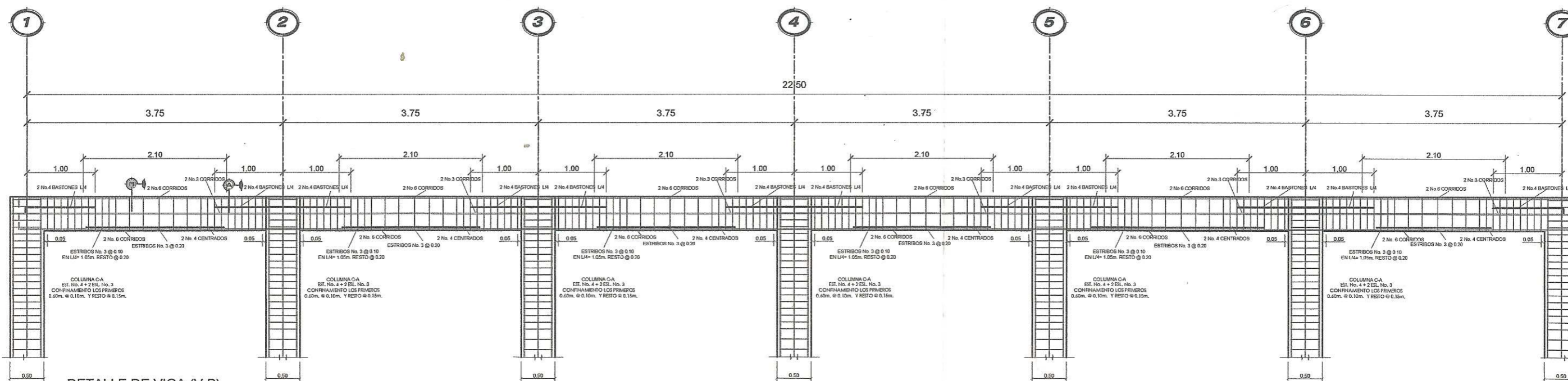
**DETALLE DE VIGA (V-A)**  
SENTIDO EN EJE "Y" ESC. 1/25



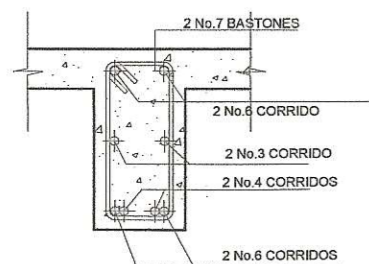
**SECCION A-A'**  
SENTIDO EN EJE "Y" ESC. 1/10



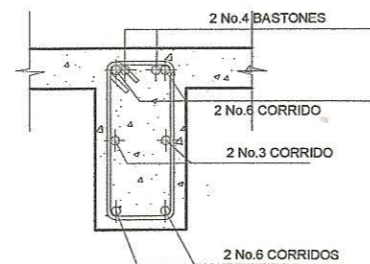
**SECCION B-B'**  
SENTIDO EN EJE "Y" ESC. 1/10



**DETALLE DE VIGA (V-B)**  
SENTIDO EN EJE "X" ESC. 1/20



**SECCION B-B'**  
SENTIDO EN EJE "X" ESC. 1/10

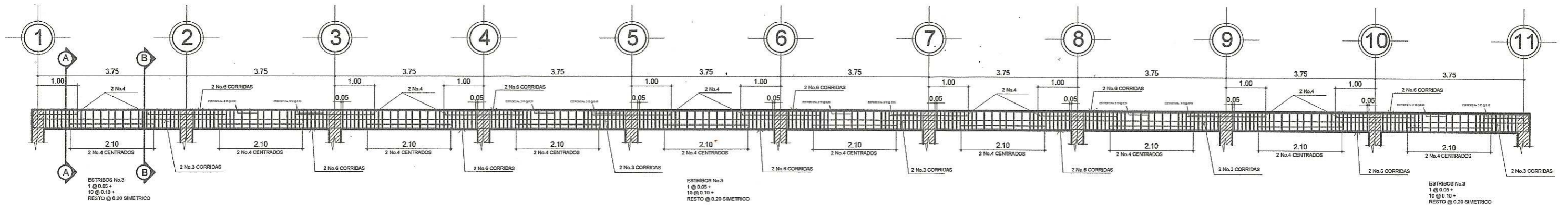


**SECCION A-A'**  
SENTIDO EN EJE "X" ESC. 1/10



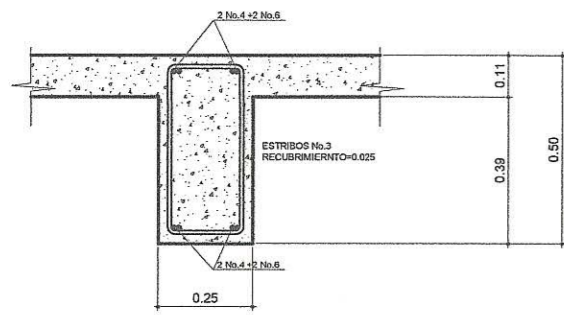
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUAATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: "EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPEQUEZ"	UBICACION MUNICIPAL: CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPEQUEZ
CONTENIDO: SECCIÓN DE VIGAS + DETALLES	ASESORIA SUPERVISORIA DE EPS UNIDAD DE PRÁCTICAS DE INGENIERÍA Y EPS
ESCALA: INDICADA	CARNÉ: 200613000
FECHA: SEPTIEMBRE 2013	HOJA No:



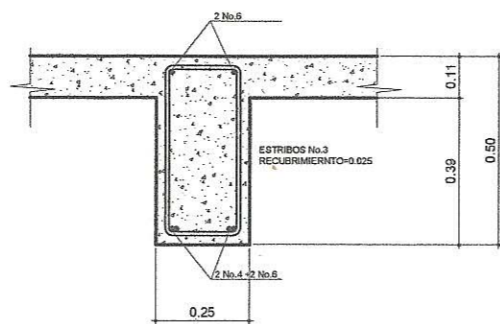
VIGA 1-X

ESCALA 1:50



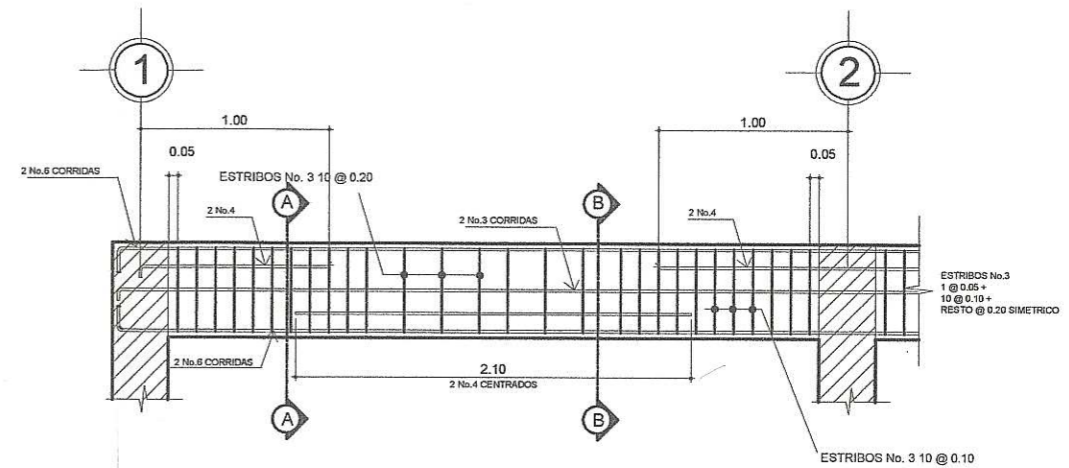
CORTE A-A

ESCALA 1:10



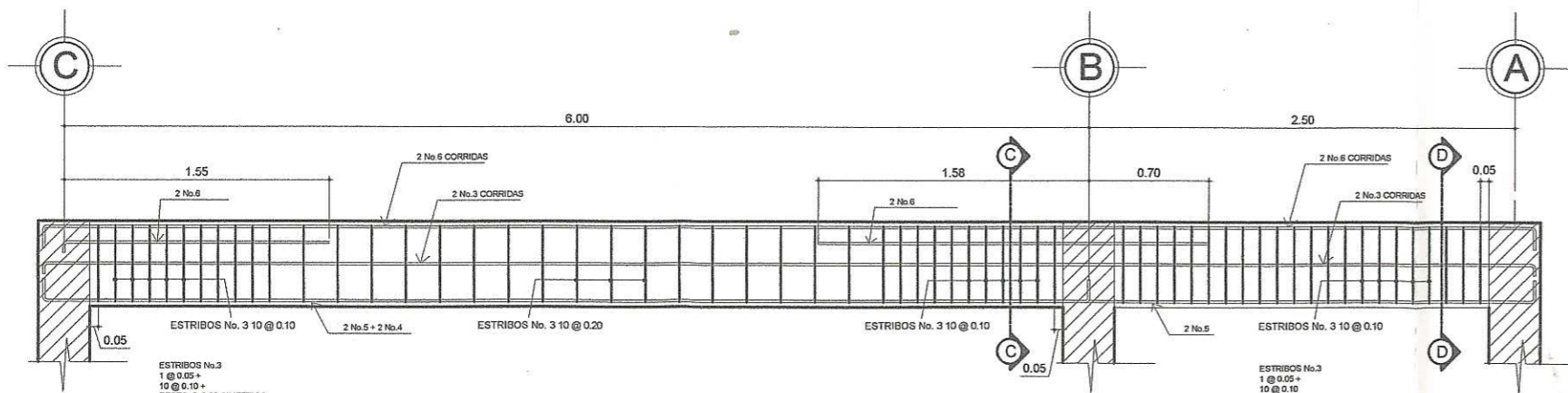
CORTE B-B

ESCALA 1:10



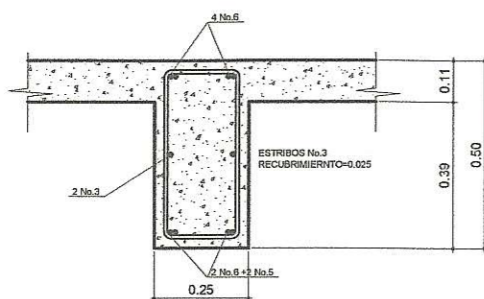
DETALLE VIGA 1-X

ESCALA 1:20



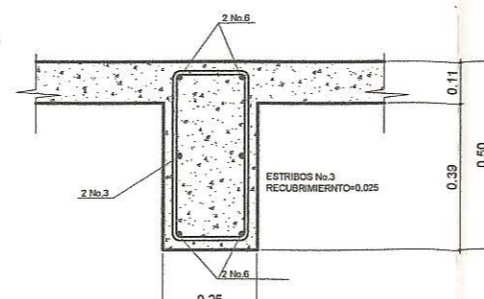
VIGA 1-Y

ESCALA 1:10



CORTE C-C

ESCALA 1:10



CORTE D-D

ESCALA 1:10

ESPECIFICACIONES

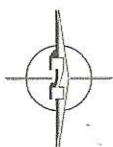
- EL CONCRETO A UTILIZAR SERÁ CON UNA RESISTENCIA ULTIMA A LOS 28 DIAS DE  $f'_{cu} = 3000 \text{ PSI}$  (21.0 KG/CM<sup>2</sup>), AGREGADO GRUESO DE 1/4" DE DIÁMETRO.
- ACERO DE REFUERZO CORUGADO GRADO 40
- RECUBRIMIENTO
  - ZAPATAS 7.5 CM
  - COLUMNAS 4 CM
  - COLUMNAS EN MAMPONERÍA 2.5 CM
  - VIGAS 2.5 CM
  - LOSAS DE CUBIERTA 2.5 CM
- LA PROPORCIÓN PARA EL CONCRETO SERÁ 1:2:3 CEMENTO:ARENA:PIEDRA
- EL AGREGADO FINO SERÁ ARENA DE RÍO LIMPIA
- LOS EMPALMES EN EL REFUERZO SERÁN POR TRABAJE Y DEBERÁN CUMPLIR CON LO ESTABLECIDO EN EL CÓDIGO ACI 318-05 EN SU SECCIÓN 12.1.5 Y 12.1.6 RESPECTIVAMENTE.
- EMPALMES DE VARILLAS Y LONGITUD DE ANCLAJE
 

VARILLA	COLUMNAS	VIGAS Y LOSAS
NO. 3	0.40M	0.47M
NO. 4	0.50M	0.63M
NO. 5	0.60M	0.76M
NO. 6	0.70M	0.94M
NO. 8	0.80M	
- BLOCKS EN MAMPONERÍA  
PM = 55 KG/CM<sup>2</sup>
- CÓDIGOS DE REFERENCIA  
ACI 318-05  
UBC 1997



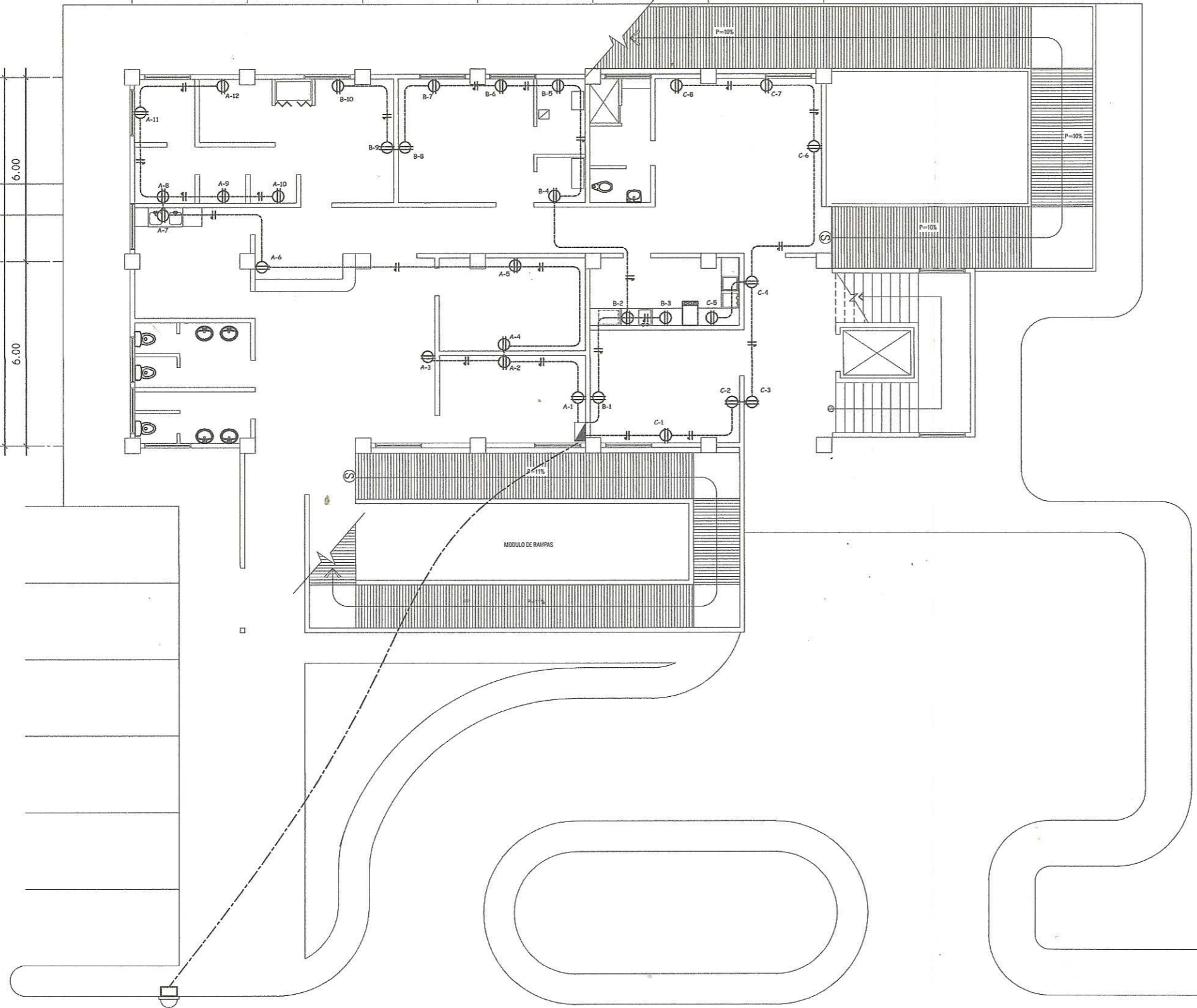
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:	"DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES FASE II"	UBICACIÓN:	ALDEA SAN LORENCITO, MUNICIPIO SAN JERÓNIMO, DEPARTAMENTO DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CONTENIDO:	DETALLES DE VIGAS	ESTUDIANTE:	EDWIN GAMALIEL MENÉNDEZ YOTZ
ESCALA:	INDICADA	CARNÉ:	2008150001
FECHA:	JUNIO 2013	HOJA No:	8/11



1	2	3	4	5	6	7
			22,5			
3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75

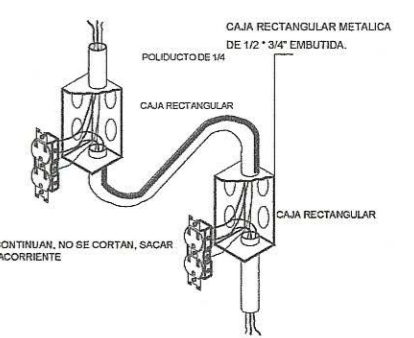
A	6,00
B	12,00
C	6,00



TIPO	UNIDADES	OBSERVACIONES
A	12	FUERZA
B	10	FUERZA
C	8	FUERZA
D	9	FUERZA
E	11	FUERZA
F	4	FUERZA

SE UTILIZARA TABLERO 112 (DE 12 ESPACIOS)

NOMENCLATURA	
-----	POLIDUCTO DE ACOMETIDA
—————	DUCTO RIGIDO 3/4" POR TIERRA O PISO
▨	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN
⊖	TOMACORRIENTE 110 V. h = 0.30
⊙	TOMACORRIENTE 220 V. ALTURA 0.30
⊖	TOMACORRIENTE 110 V. ALTURA 1.10
— — —	LINEA VIVA Y NEUTRO
⊖	CONTADOR



LOS CONDUCTORES CONTINUAN, NO SE CORTAN, SACAR COLAS EN CADA TOMACORRIENTE

DETALLE DE CONEXION DE TOMACORRIENTE  
SIN ESCALA

INGRESO

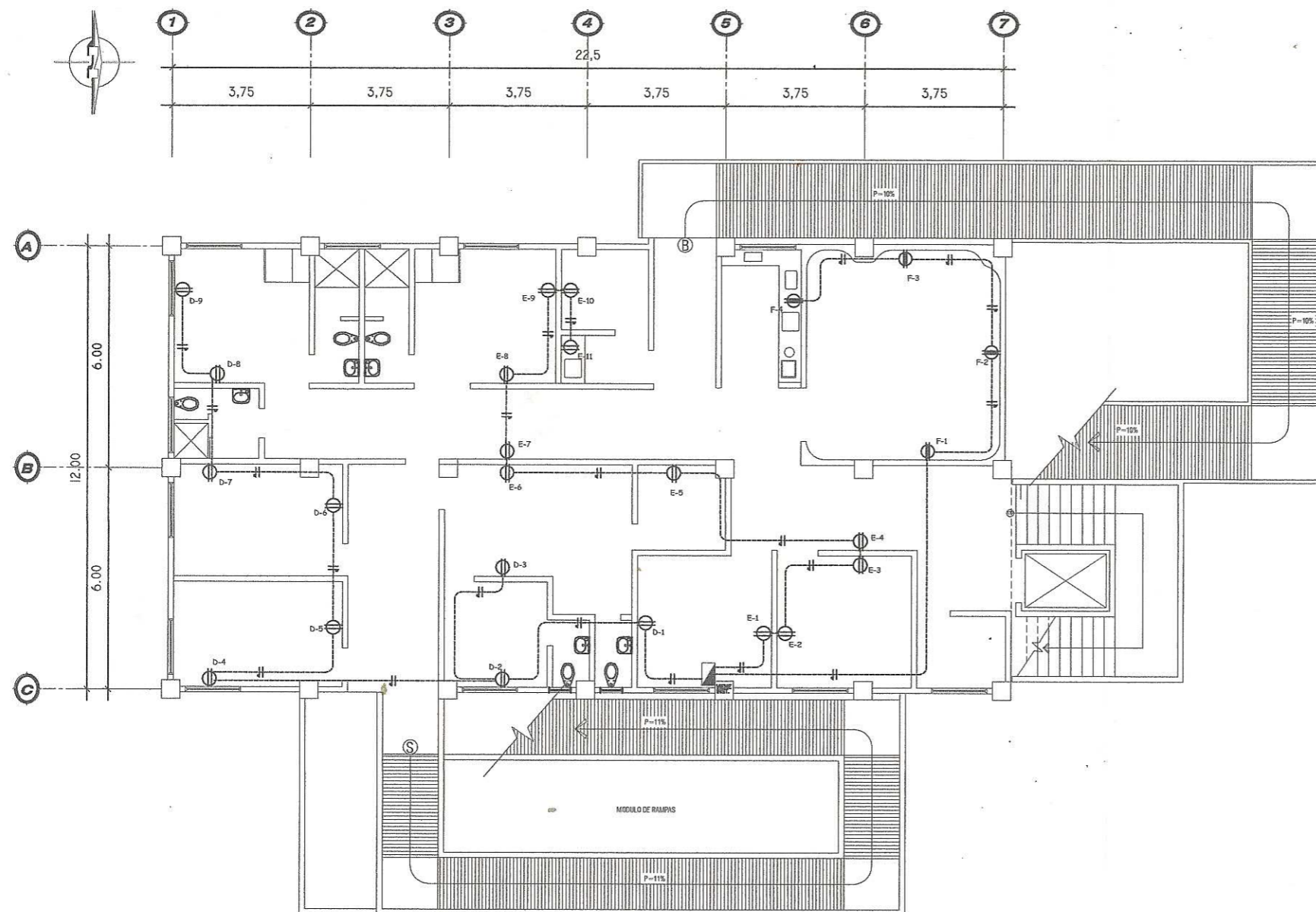
**PLANTA BAJA INSTALACION FUERZA**  
ESC. 1/75



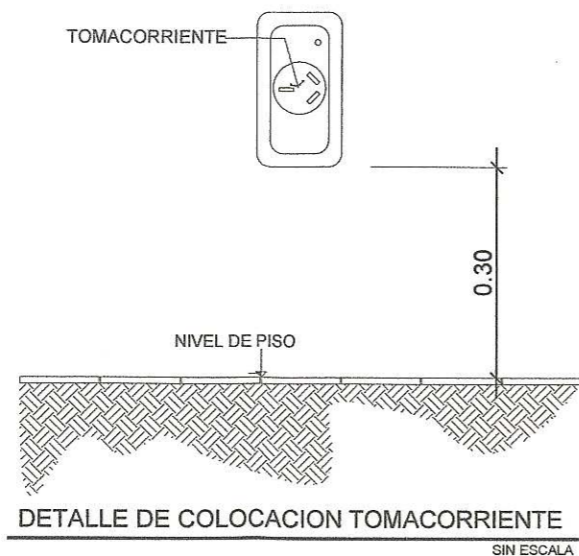
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL CABECERA MUNICIPAL ZUNILTO, SUCHITEPEQUEZ	UBICACION: CABECERA MUNICIPAL, ZUNILTO, SUCHITEPEQUEZ
CONTENIDO: PLANTA BAJA FUERZA	ESTUDIANTE: EDWIN GAMALIEL MENENDEZ
ESCALA: INDICADA	CARNÉ: 200615004
FECHA: SEPTIEMBRE 2013	HOJA No:

ASESOR(A) SUPERVISOR(A) DE EPS  
Universidad de San Carlos de Guatemala  
Facultad de Ingeniería  
Prácticas de Ingeniería y EPS



**PLANTA ALTA INSTALACION FUERZA**  
ESC. 1/75

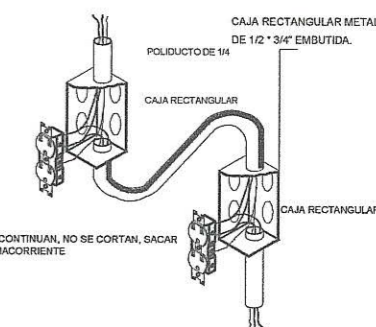


**DETALLE DE COLOCACION TOMACORRIENTE**  
SIN ESCALA

UNIDADES	OBSERVACIONES
12	FUERZA
10	FUERZA
8	FUERZA
9	FUERZA
11	FUERZA
4	FUERZA

IZARA TABLERO 112 (DE 12 ESPACIOS)

NOMENCLATURA	
-----	POLIDUCTO DE ACOMETIDA
-----	DUCTO RIGIDO 3/4" POR TIERRA O PISO
▀	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN
⊕	TOMACORRIENTE 110 V. h = 0.30
⊙	TOMACORRIENTE 220 V. ALTURA 0.30
⊕	TOMACORRIENTE 110 V. ALTURA 1.10
	LINEA VIVA Y NEUTRO
⊔	CONTADOR



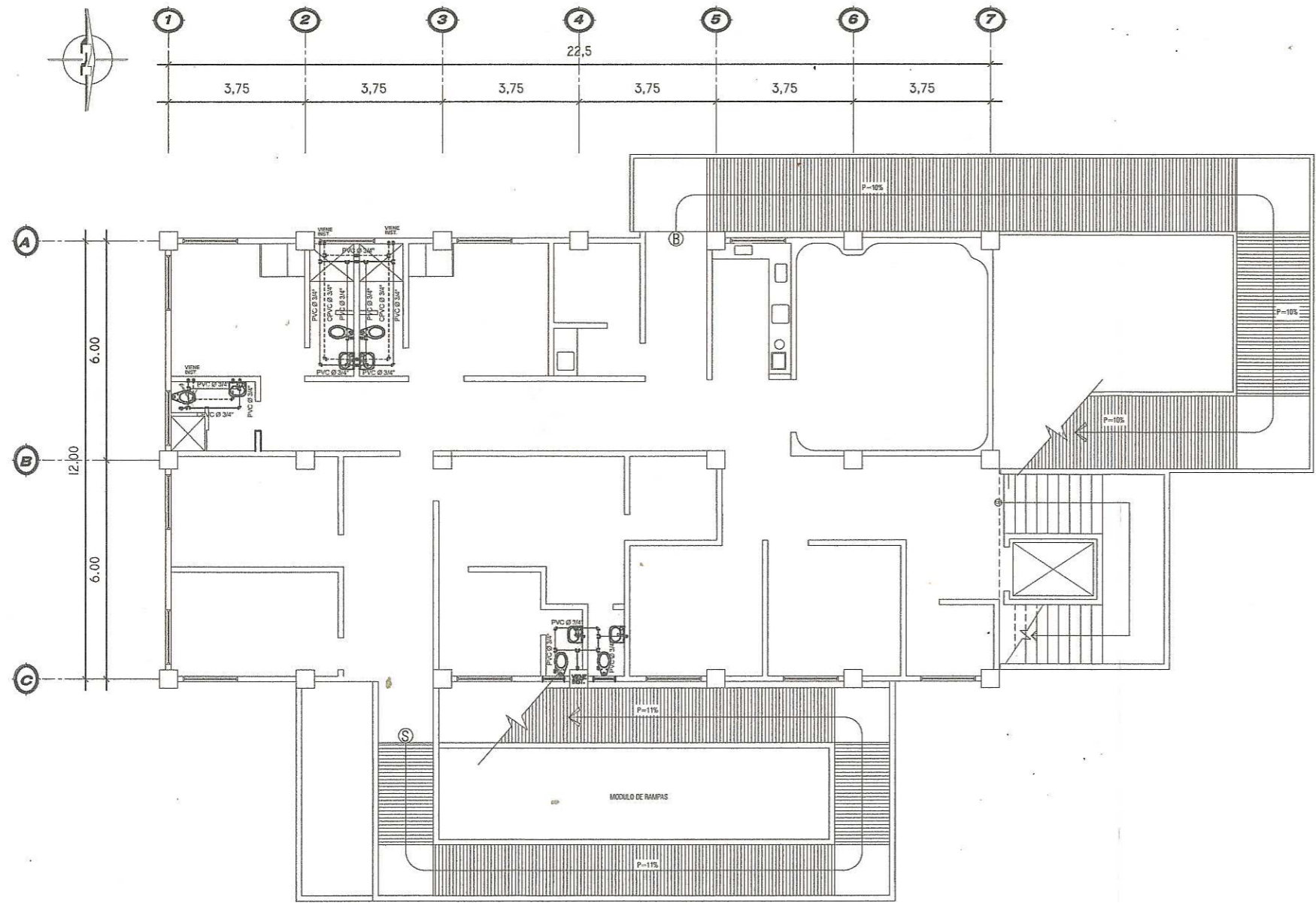
**DETALLE DE CONEXION DE TOMACORRIENTE**  
SIN ESCALA



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

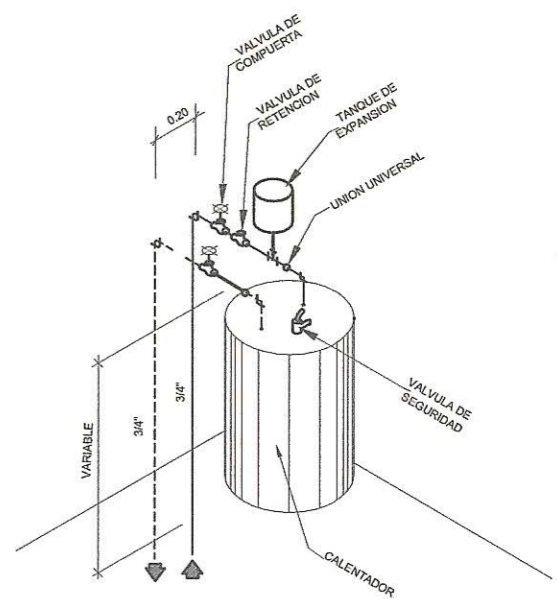
PROYECTO: "EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ"	UBICACIÓN: CABECERA MUNICIPAL, CANTON SUCHITEPÉQUEZ
CONTENIDO: PLANTA ALTA FUERZA	ASESOR(A) SUPERVISOR(A) DE EPS Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS EDWIN GAMALIEL MENÉNDEZ
ESCALA: INDICADA	CARNÉ: 2006
FECHA: SEPTIEMBRE 2013	HOJA No: 1





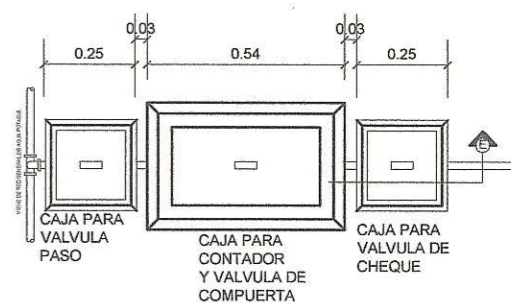
PLANTA ALTA HIDRAULICA

ESC. 1/75



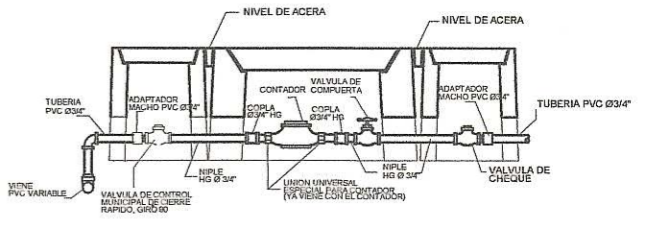
DETALLE DE ACOMETIDAS CALENTADOR

SIN ESCALA



PLANTA ACOMETIDA AGUA POTABLE

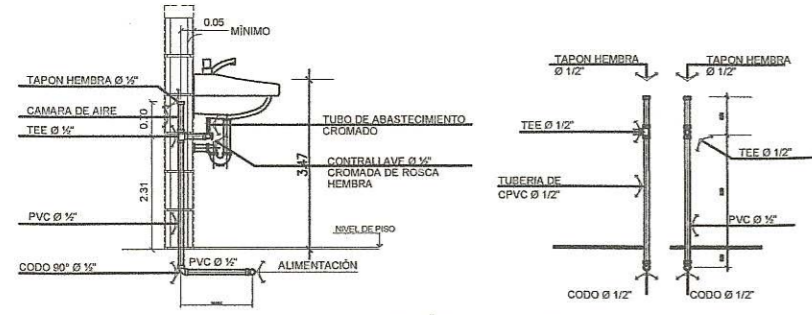
ESC. 1/10



SECCION E-E'

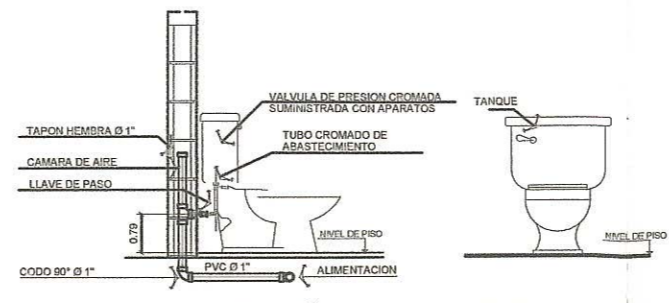
SECCION CORTE TÍPICO DE CONEXION DE AGUA POTABLE

ESC. 1/50



DETALLE INSTALACION TÍPICA DE LAVAMANOS

SIN ESCALA



DETALLE INSTALACION TÍPICA DE INODORO CON BOMBA

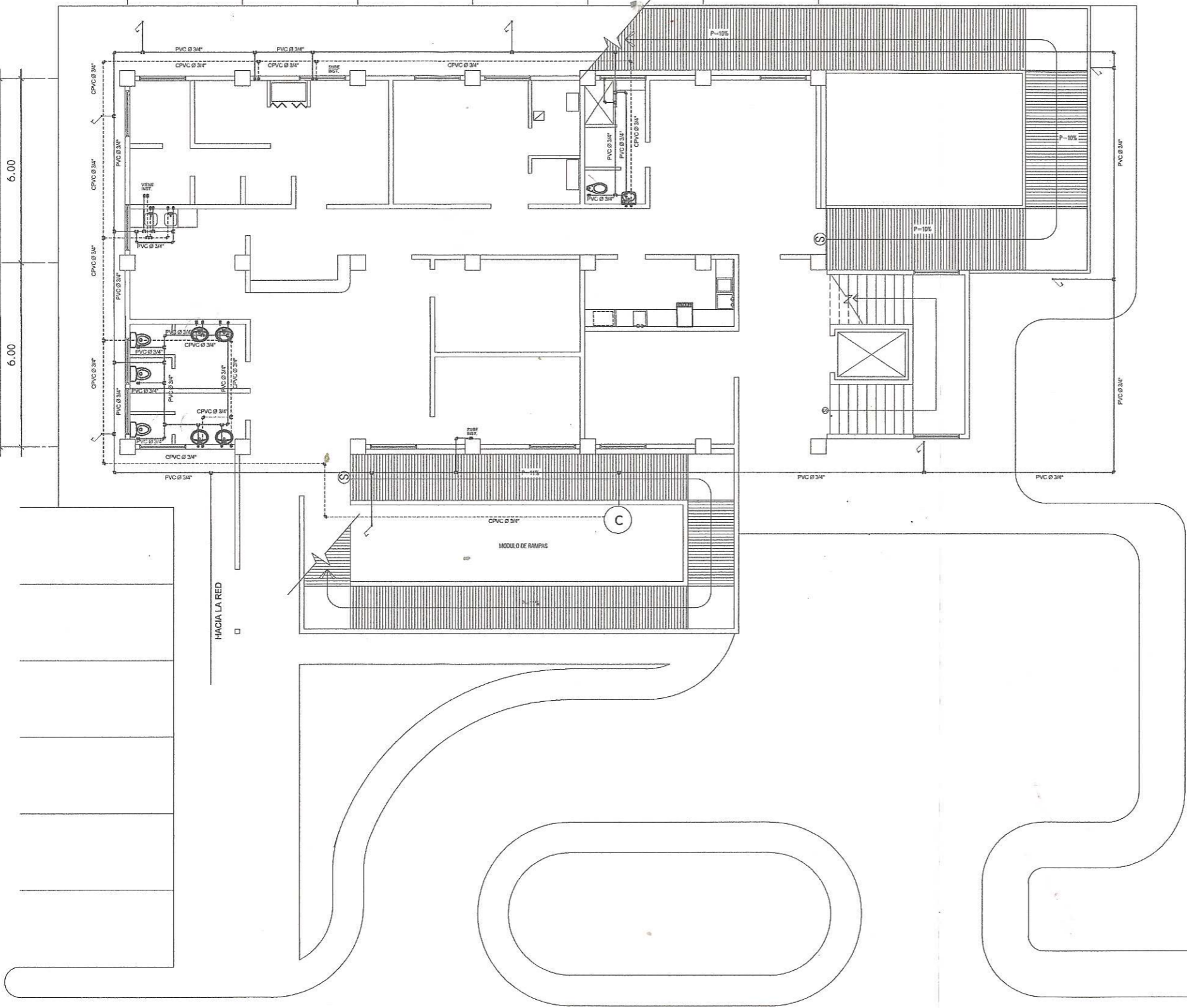
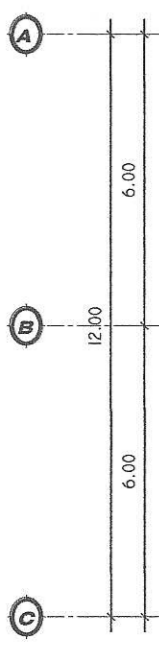
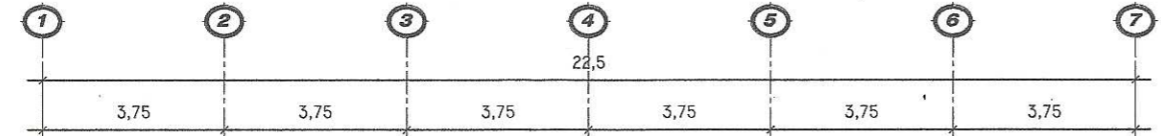
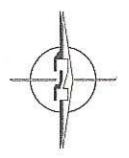
SIN ESCALA



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ	UBICACION: CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ
CONTENIDO: PLANTA ALTA HIDRAULICA	ESTUDIANTE: CARLOS DE GUATEMALA
ESCALA: INDICADA	CARNÉ: 2006150070
FECHA: SEPTIEMBRE 2013	HOJA No: 1

Vo. Bo. **ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS**  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
 ING. QUIL MARJORIE GARCÍA DE SIERRA  
 PROFESOR SUPERVISOR  
 Facultad de Ingeniería



NOMENCLATURA	
	TUBERIA AGUA POTABLE DE 315 PSI
	TUBERIA AGUA CALIENTE CPVC
	TEE HORIZONTAL 90°
	CODO HORIZONTAL 90°
	CODO VERTICAL 90°
	GRIFO
	LLAVE DE CHEQUE
	LLAVE DE PASO
	VALVULA DE COMPUERTA
	MEDIDOR PARA AGUA DE Ø 3/4"
	VALVULA DE PASO

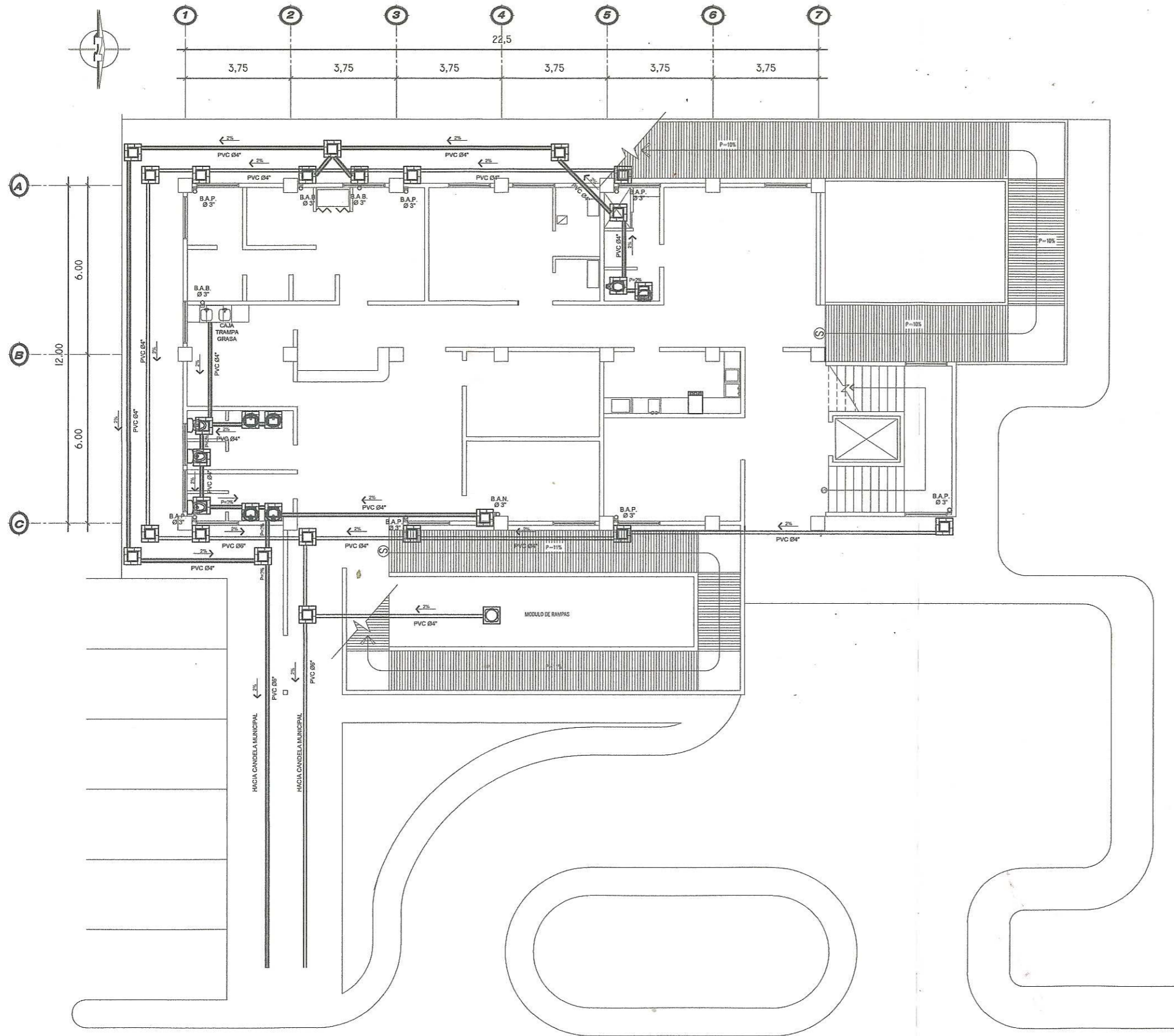
**PLANTA BAJA HIDRAULICA**  
ESC. 1/75



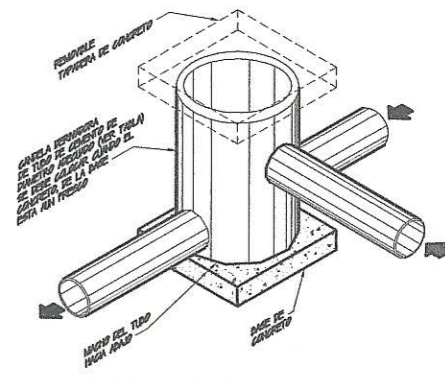
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: "EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ"	UBICACIÓN: CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ
CONTENIDO: PLANTA BAJA HIDRÁULICA	FECHA: SEPTIEMBRE 2013
ESCALA: INDICADA	CARNE: 20061000
FECHA: SEPTIEMBRE 2013	HOJA No:

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
EDWIN GAMALIEL MENEZES  
ASESOR (Nº-SUPERVISOR(A)) DE EPS  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
ING. CIVIL MARÍA ROSA GARCÍA DE SIERRA



NOMENCLATURA	
	TUBERIA PVC Ø INDICADO PARA AGUA PLUVIAL
	TUBERIA PVC Ø INDICADO PARA AGUAS NEGRAS
	B.A.P. BAJADA AGUA PLUVIAL
	B.A.N. BAJADA AGUAS NEGRAS
	SIFON TERMINAL
	CAJA DE UNION
	TRAMPA DE GRASAS
	CODO A 90°
	YEE
	CODO A 45°
	CAJA REPOSADERA
	SENTIDO Y PORCENTAJE DE LA PENDIENTE



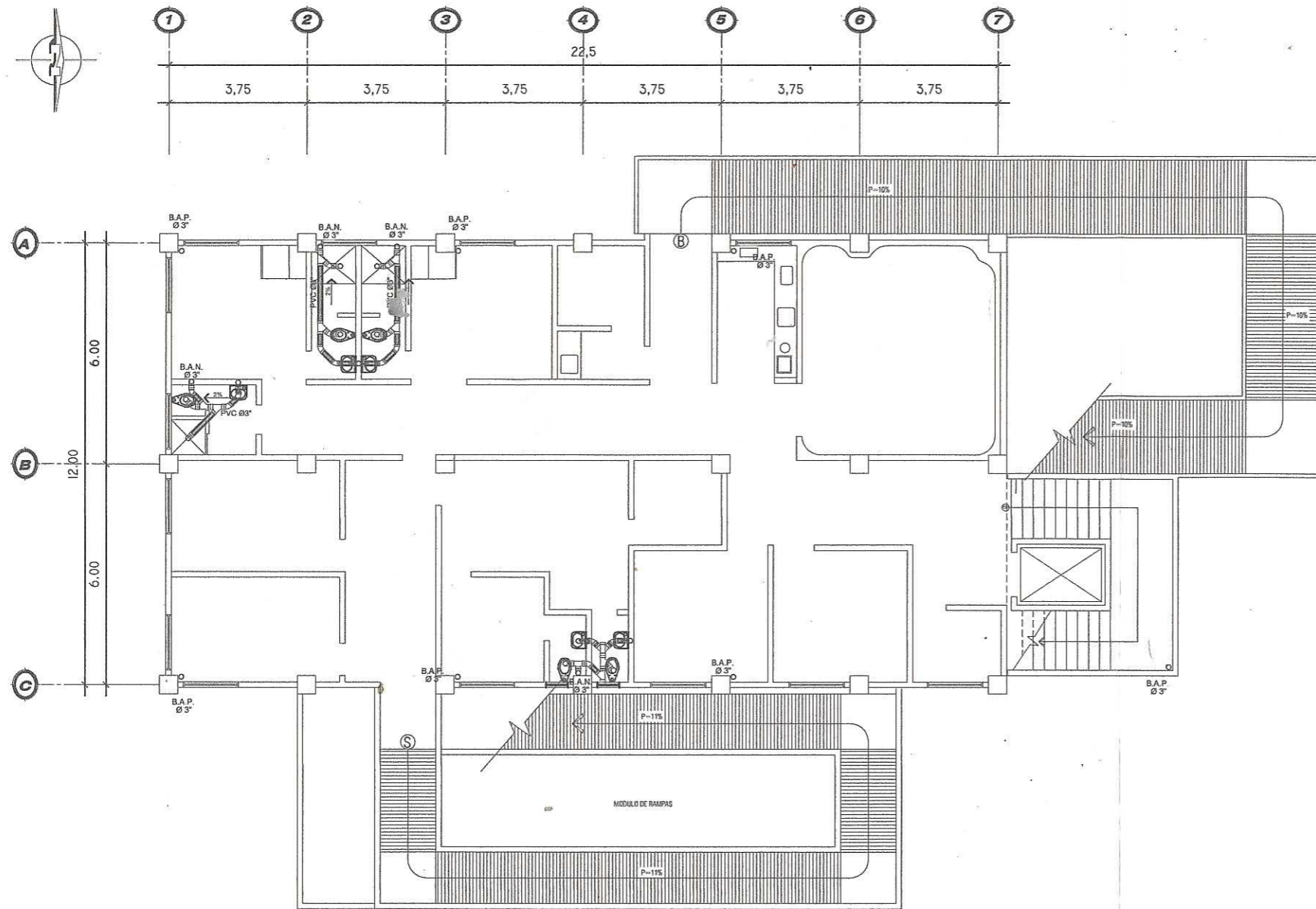
**DETALLE DE CANDELA**  
(CANDELA DERIVADORA CON REGISTRO) SIN ESCALA

TABLA DIAMETROS	
Ø TUBO DE PVC	Ø DE CANDELA
2"	12"
3"	16"
4"	20"
6"	20"

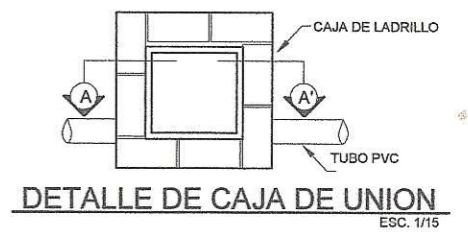
**PLANTA BAJA DRENAJE PLUVIAL Y SANITARIO**  
ESC. 1/75

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

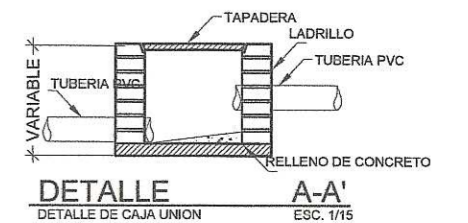
PROYECTO: EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPEQUEZ	UBICACIÓN: CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPEQUEZ
CONTENIDO: PLANTA BAJA INSTALACIÓN DRENAJE PLUVIAL Y SANITARIO	ESTUDIANTE: EDWIN GAMALIEL MENDOZA
ESCALA: INDICADA	CARNÉ: 2006 E1000 ASESOR (A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
FECHA: SEPTIEMBRE 2013	HOJA No:



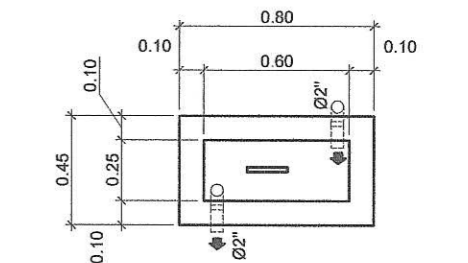
**PLANTA ALTA DRENAJE PLUVIAL Y SANITARIO**  
ESC. 1/75



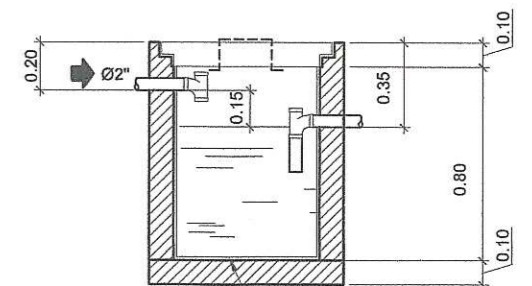
**DETALLE DE CAJA DE UNION**  
ESC. 1/15



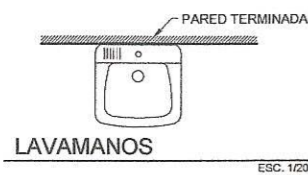
**DETALLE A-A'**  
DETALLE DE CAJA UNION ESC. 1/15



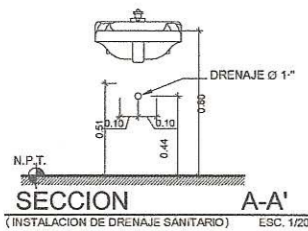
**PLANTA TRAMPA GRASA**  
(LA CAJA TRAMPA GRASAS, PARA LAVATRASTO DEBE LIMPIARSE POR LO MENOS CADA 6 MESES)  
ESC. 1/15



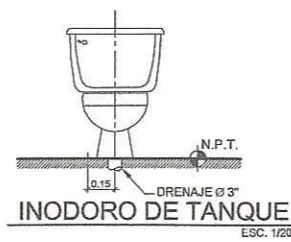
REPELLO ALISADO CON IMPERMEABILIZACION INTEGRAL  
**SECCION TRAMPA GRASA**  
(PARA LAVATRASTOS)  
ESC. 1/15



**LAVAMANOS**  
ESC. 1/20



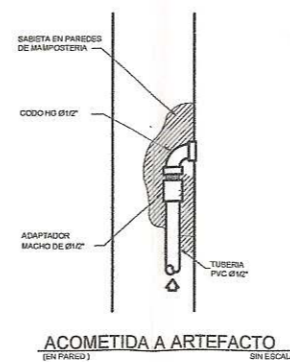
**SECCION A-A'**  
(INSTALACION DE DRENAJE SANITARIO) ESC. 1/20



**INODORO DE TANQUE**  
ESC. 1/20



**SECCION A-A'**  
(INSTALACION DE DRENAJE SANITARIO) ESC. 1/20



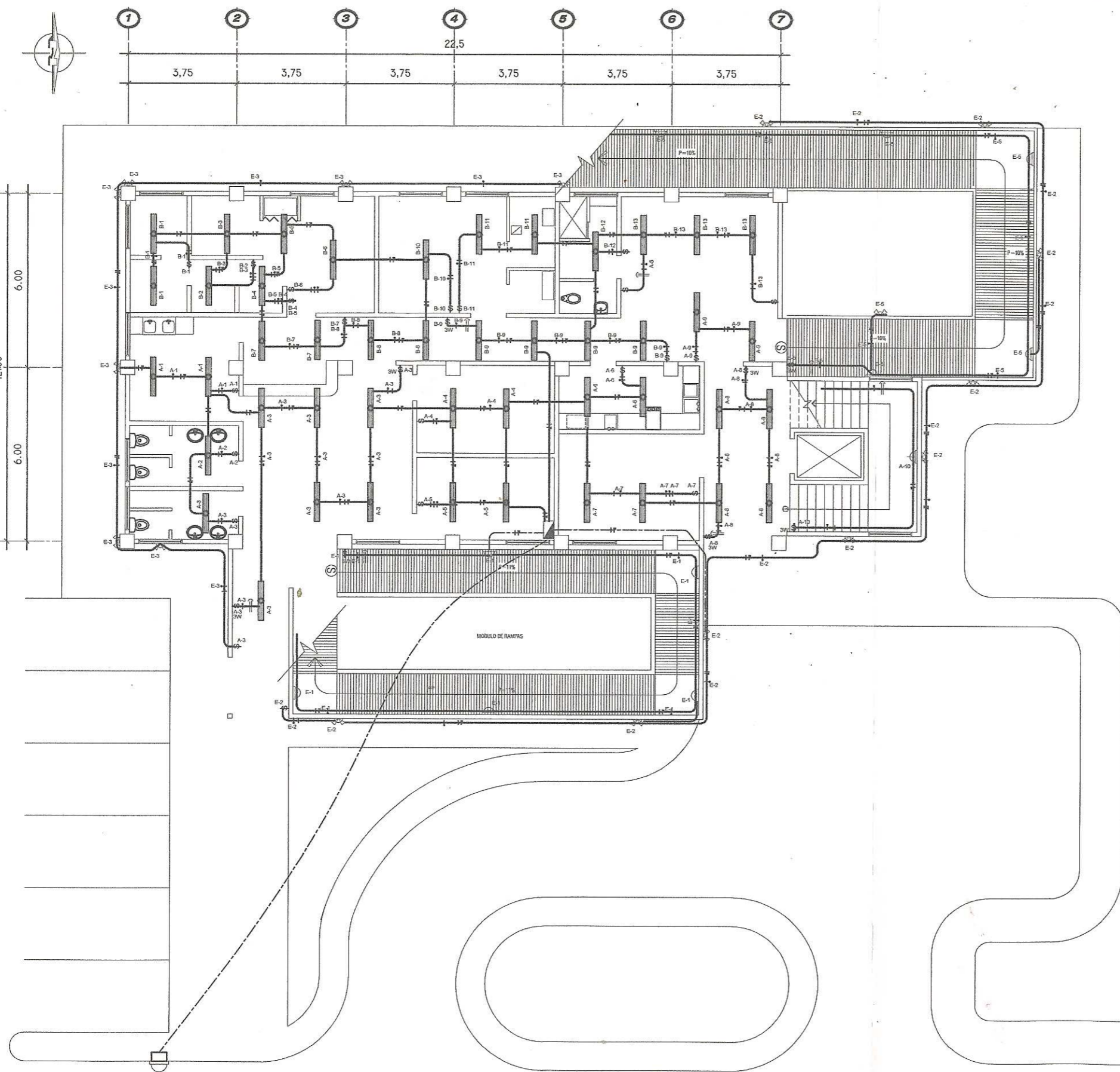
**ACOMETIDA A ARTEFACTO**  
(EN PARED) SIN ESCALA



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GAUTEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: "EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPEQUEZ"	UBICACION: CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPEQUEZ
CONTENIDO: PLANTA ALTA INSTALACION DRENAJE PLUVIAL Y SANITARIO	Elaborado por: EDWIN GAMALIEL MENENDEZ
ESCALA: INDICADA	CARNE: 200615400
FECHA: SEPTIEMBRE 2013	HOJA No: 1

ASESOR (A)-SUPERVISOR (A) DE EPS  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
INGENIERA CIVIL MAYRA REBECA CAMPA DE SIERRA  
CULTURA ASOCIADA SUPERVISOR



SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	TABLERO 110 V @ 1.80 m S.N.P.
	LAMPARA FLUORESCENTE
	INTERRUPTOR DOBLE TREE BUEY
	INTERRUPTOR SIMPLE
	INTERRUPTOR DOBLE
	LINEA VIVA
	LINEA NEUTRA
	RETORNO
	TUBERIA EN PARED O PISO Ø 1/2"
	TUBERIA EN CIELO PVC ELECTRICO Ø 1/2"
	INDICA CONTADOR
	INDICA LAMPARA EN PARED
	INDICA LAMPARA TIPO REFLECTOR EN PARED
	CONDUCTOR DE COBRE CALIBRE No. 12

SE UTILIZARA TABLERO 112 (DE 12 ESPACIOS)

TIPO	UNIDADES	OBSERVACIONES
A	10	ILUMINACIÓN
B	13	ILUMINACIÓN
C	11	ILUMINACIÓN
D	12	ILUMINACIÓN
E	05	ILUMINACIÓN

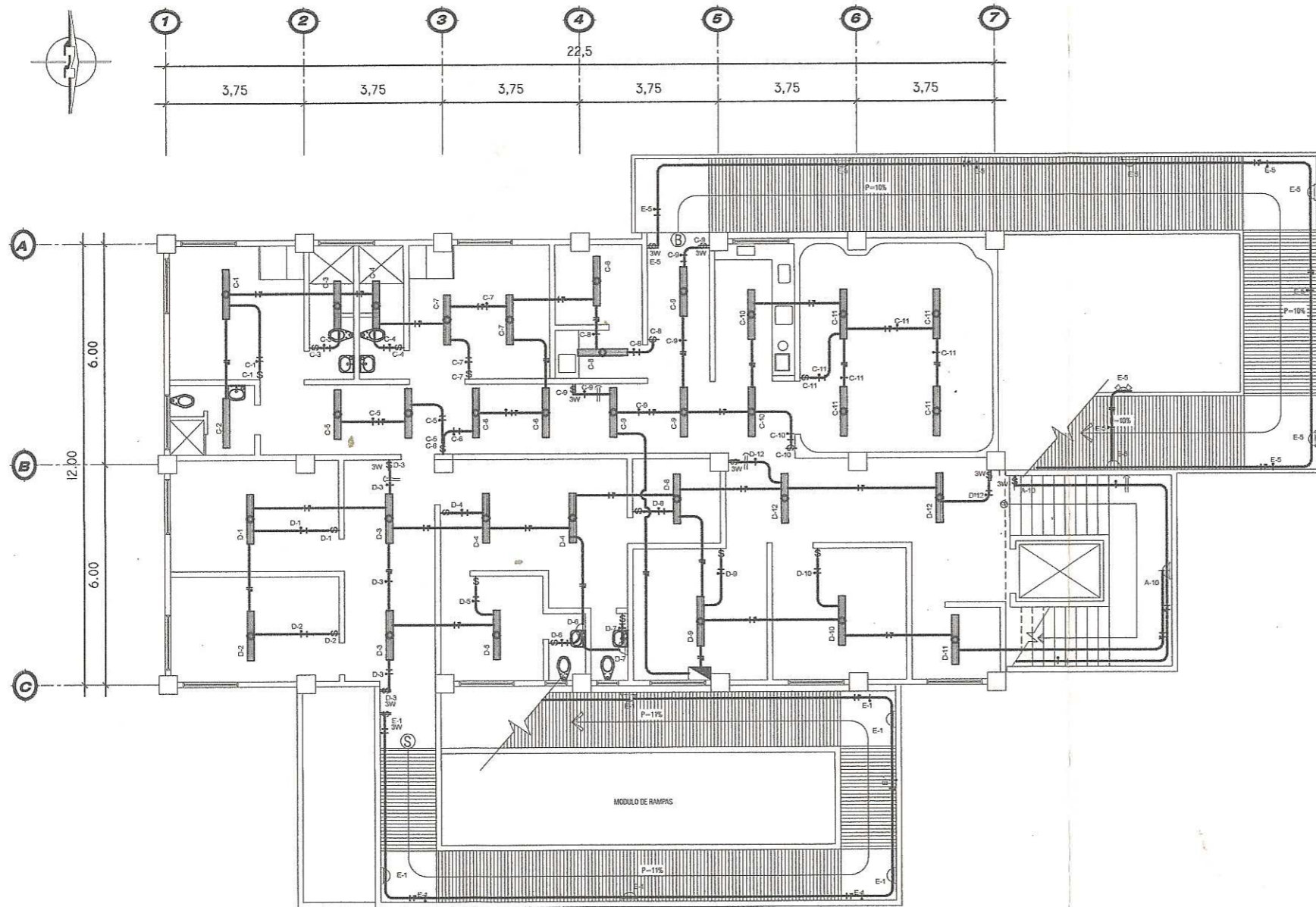
SE UTILIZARA TABLERO 112 (DE 12 ESPACIOS)

**PLANTA BAJA INSTALACION ILUMINACION**  
ESC. 1/75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPEQUEZ	UBICACION: CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPEQUEZ
CONTENIDO: PLANTA BAJA INSTALACION ILUMINACION	ASESOR (M) SUPERVISOR(A) DE EPS EDWIN GAMALIEL MENENDEZ
ESCALA: INDICADA	CARNE: 200615000
FECHA: SEPTIEMBRE 2013	HOJA No: 2



**PLANTA ALTA INSTALACION ILUMINACION**  
ESC. 1/75

SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	TABLERO 110 V @ 1.80 m S.N.P.
	LAMPARA FLUORESCENTE
	INTERRUPTOR DOBLE TREE BUEY
	INTERRUPTOR SIMPLE
	INTERRUPTOR DOBLE
	LINEA VIVA
	LINEA NEUTRA
	RETORNO
	TUBERIA EN PARED O PISO Ø 1/2"
	TUBERIA EN CIELO PVC ELECTRICO Ø 1/2"
	INDICA CONTADOR
	INDICA LAMPARA EN PARED
	INDICA LAMPARA TIPO REFLECTOR EN PARED
	CONDUCTOR DE COBRE CALIBRE No. 12

SE UTILIZARA TABLERO 112 (DE 12 ESPACIOS)

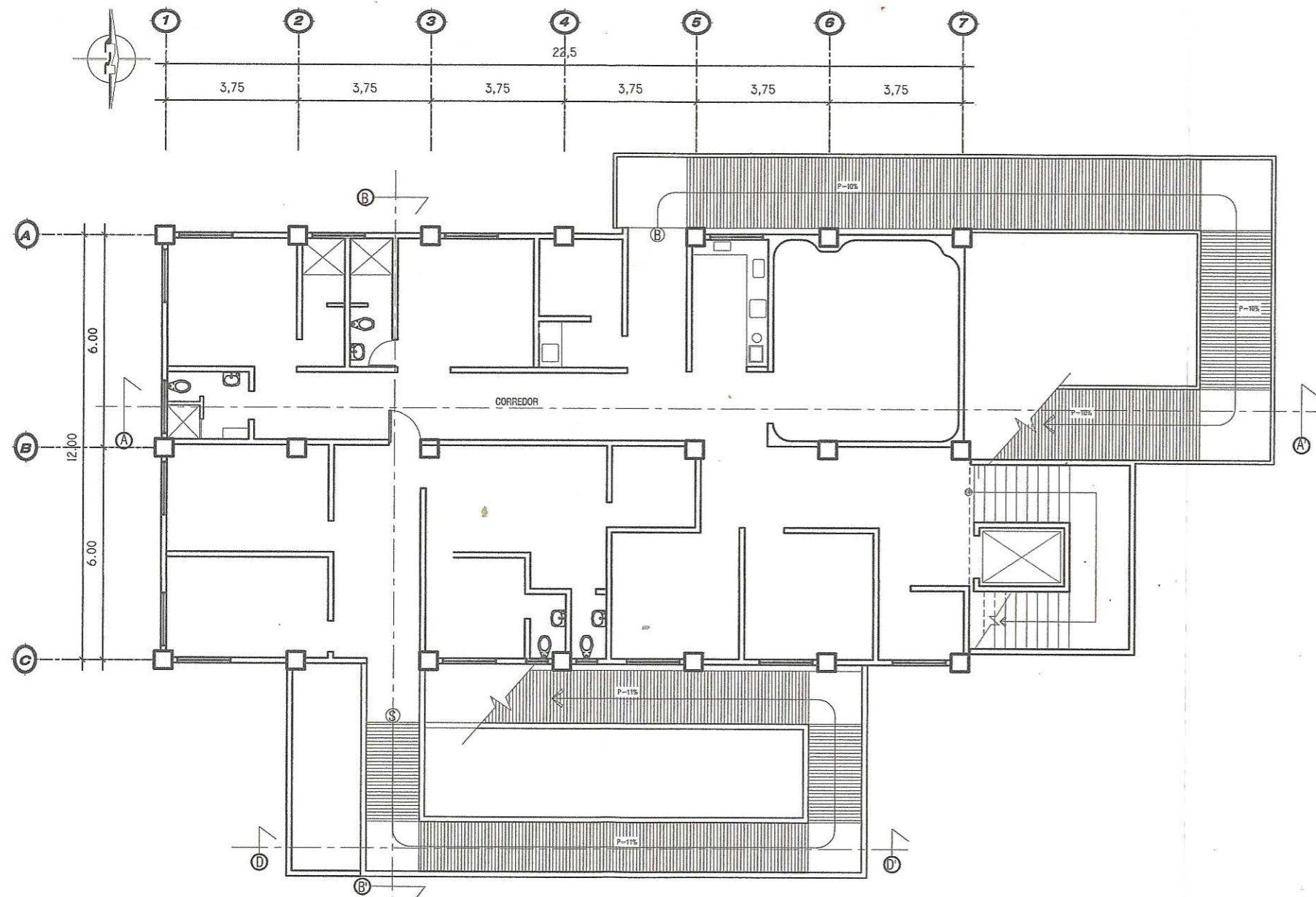
TIPO	UNIDADES	OBSERVACIONES
A	10	ILUMINACIÓN
B	13	ILUMINACIÓN
C	11	ILUMINACIÓN
D	12	ILUMINACIÓN
E	05	ILUMINACIÓN

SE UTILIZARA TABLERO 112 (DE 12 ESPACIOS)



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: "EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPEQUEZ"	UBICACIÓN: CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPEQUEZ
CONTENIDO: PLANTA ALTA INSTALACION ILUMINACION	ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS EDWIN GAMALIEL MENÉNDEZ YOSTAM
ESCALA: INDICADA	CARNÉ: 200615060
FECHA: SEPTIEMBRE 2013	HOJA No:



**PLANTA ALTA INDICA SECCIONES**

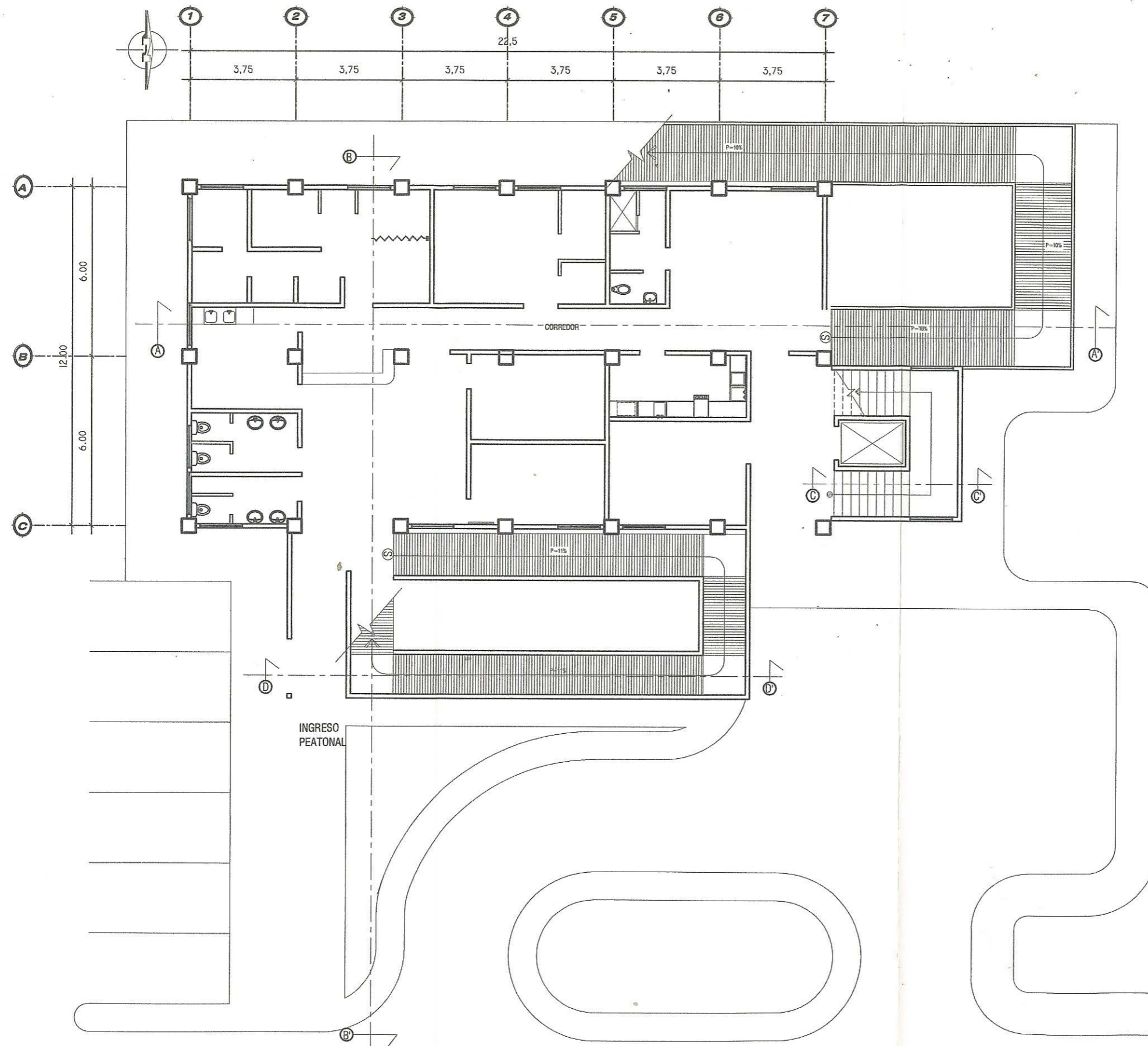
ESC. 1/75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:	EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL, CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ	UBICACIÓN:	CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ
CONTENIDO:	PLANTA BAJA INDICA CORTES	ESTUDIANTE:	EDWIN GAMALIEL MENÉNDEZ
ESCALA:	INDICADA	CARNÉ:	20065000
FECHA:	SEPTIEMBRE 2013	HOJA No:	

Universidad de San Carlos de Guatemala  
ASESOR(A) y SUPERVISOR(A) DE EPS  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
Facultad de Ingeniería y Arquitectura



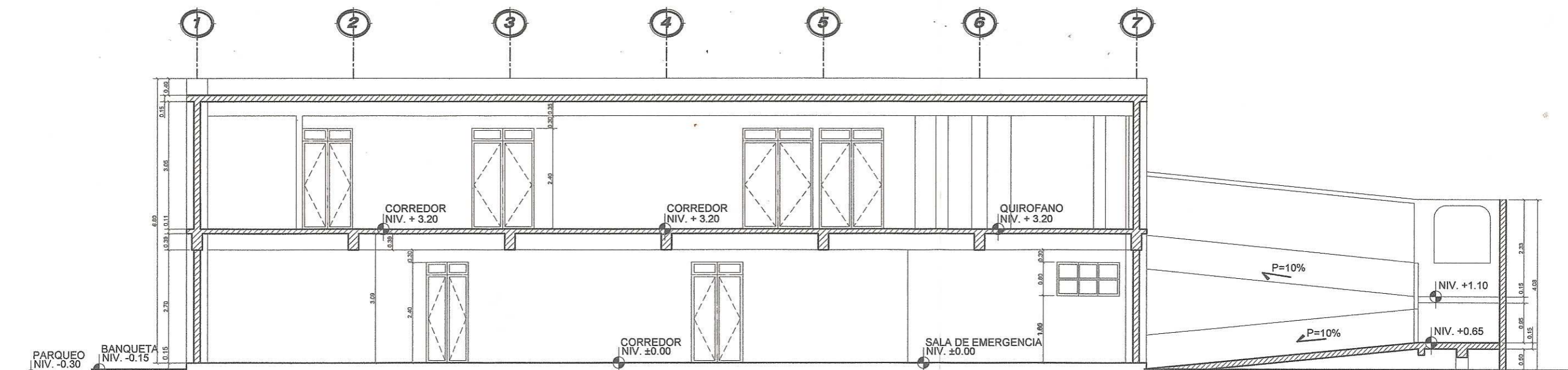
**PLANTA BAJA INDICA SECCIONES**  
 ESC. 1/75



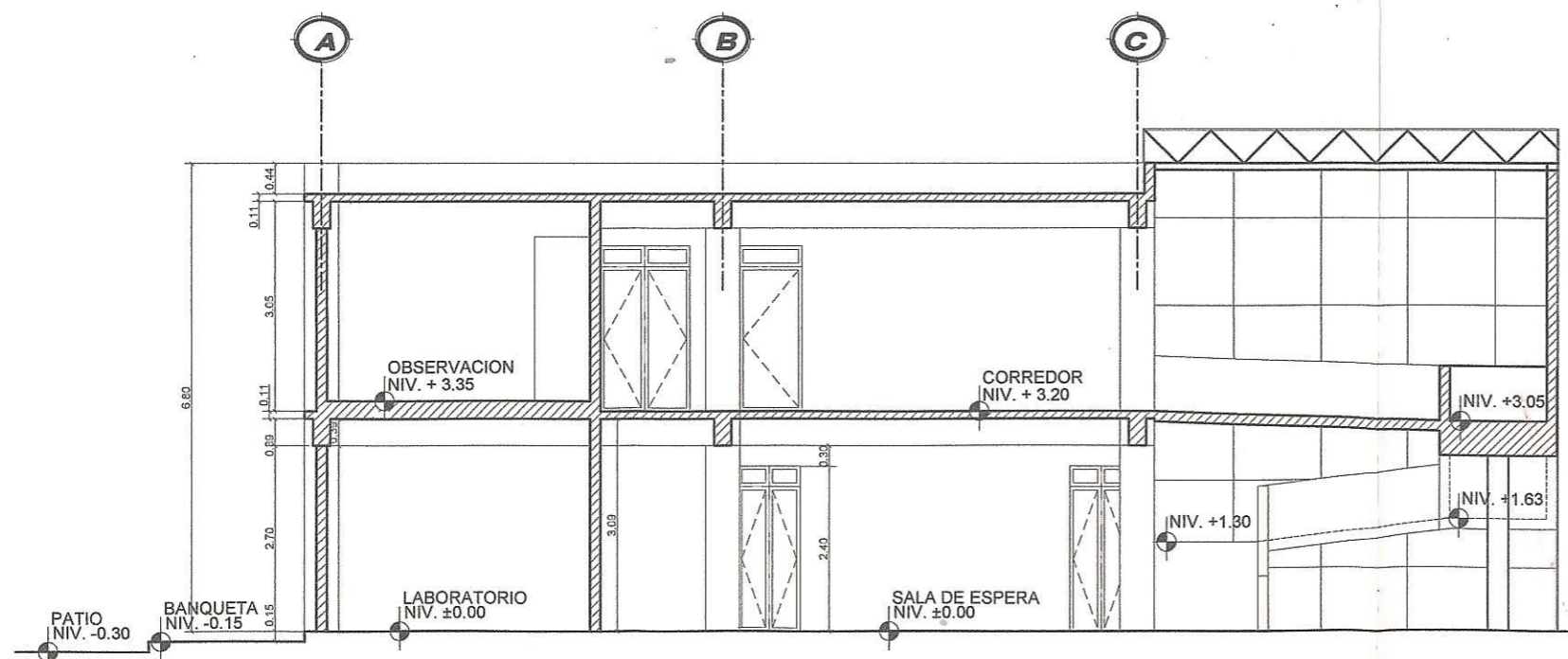
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL, CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ	UBICACIÓN: CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ
CONTENIDO: PLANTA BAJA INDICA CORTES	ASESOR(A) SUPERVISOR(A) DE EPS EDWIN GAMALIEL MENÉNDEZ
ESCALA: INDICADA	CARNÉ: 200615000
FECHA: SEPTIEMBRE 2013	HOJA No:





SECCION A-A'  
ESC. 1/25

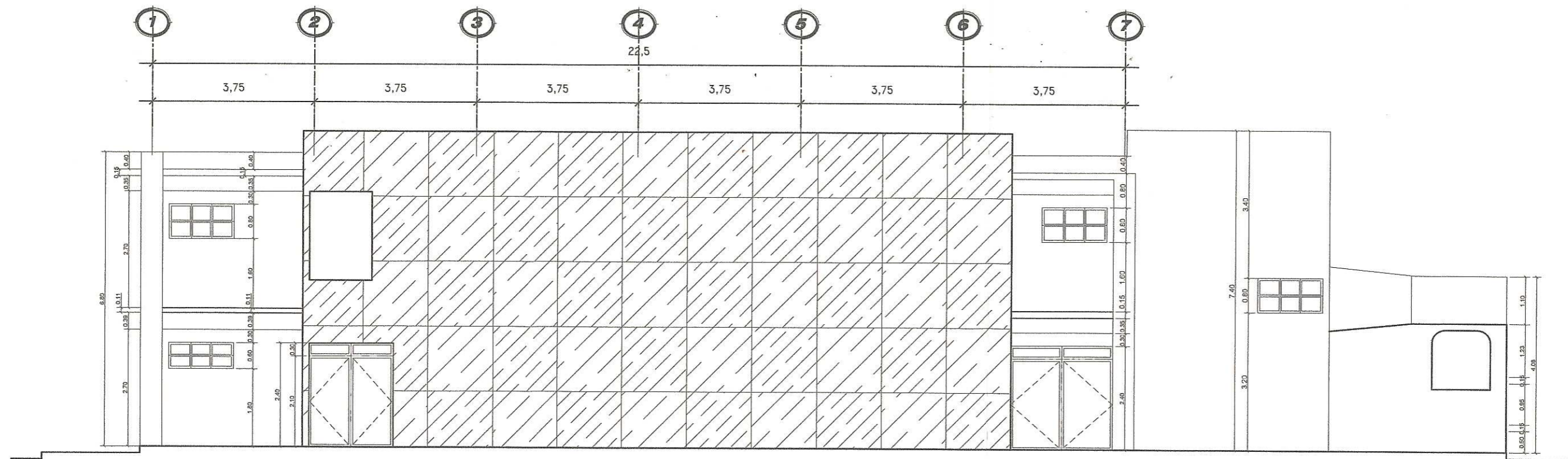


SECCION B-B'  
ESC. 1/25



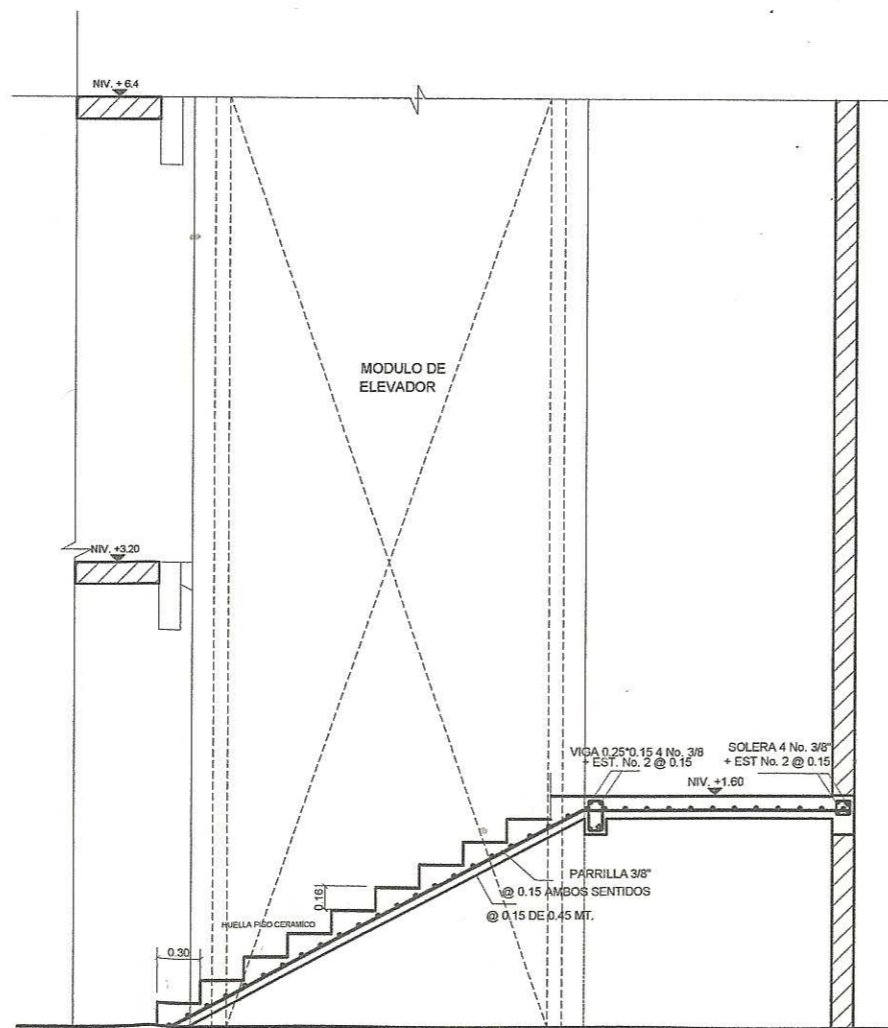
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL, CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ	UBICACIÓN: CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ
CONTENIDO: SECCIONES	ESTUDIANTE: EDWIN GAMALIEL MENÉNDEZ
ESCALA: INDICADA	CARNÉ: ASESOR(A) SUPERVISOR(A) DE EPS Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
FECHA: SEPTIEMBRE 2013	HOJA No:



FACHADA FRONTAL

ESC. 1/25



DETALLE DE GRADAS

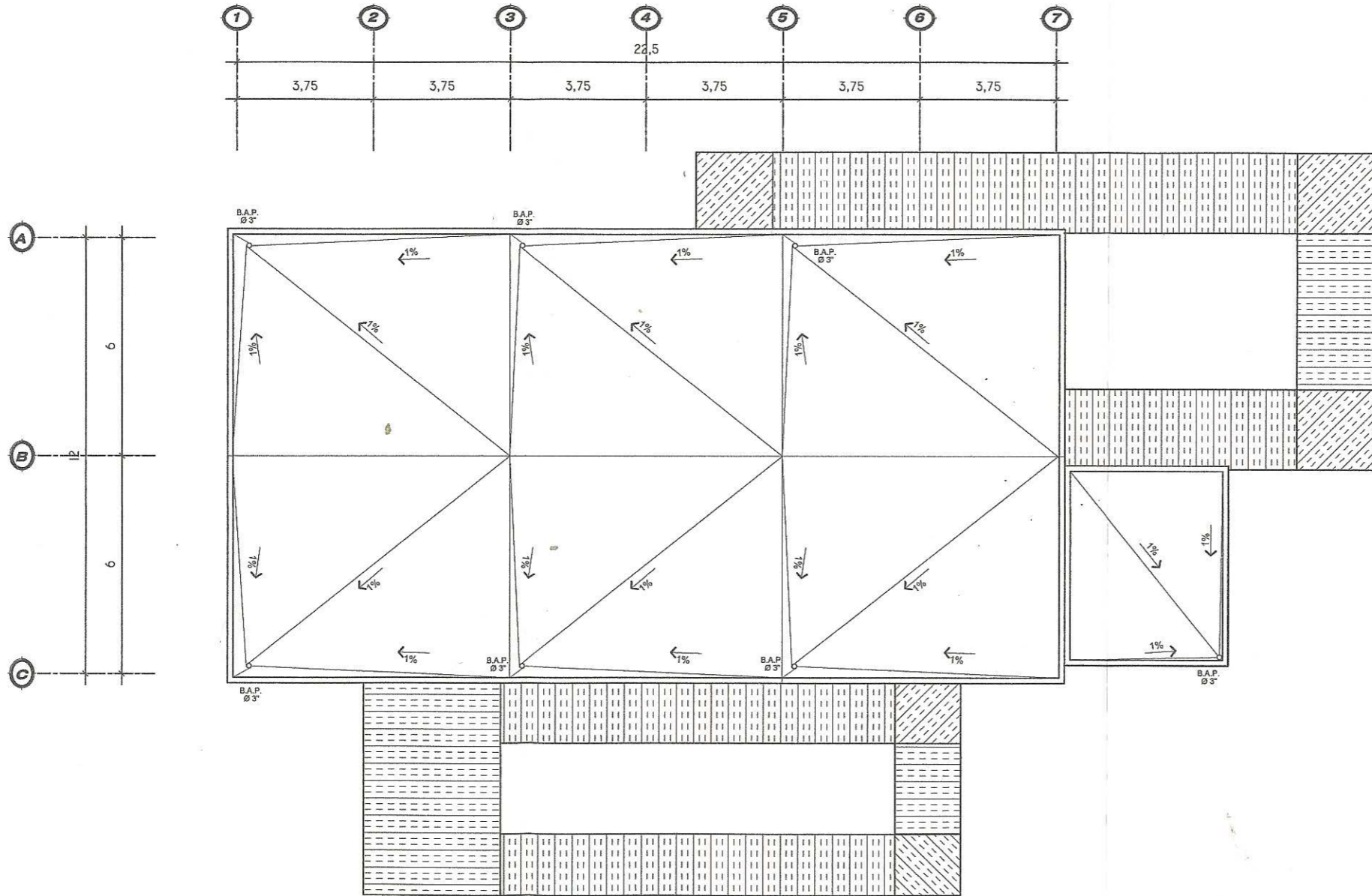
GRADAS DE EMERGENCIA

ESC. 1/25

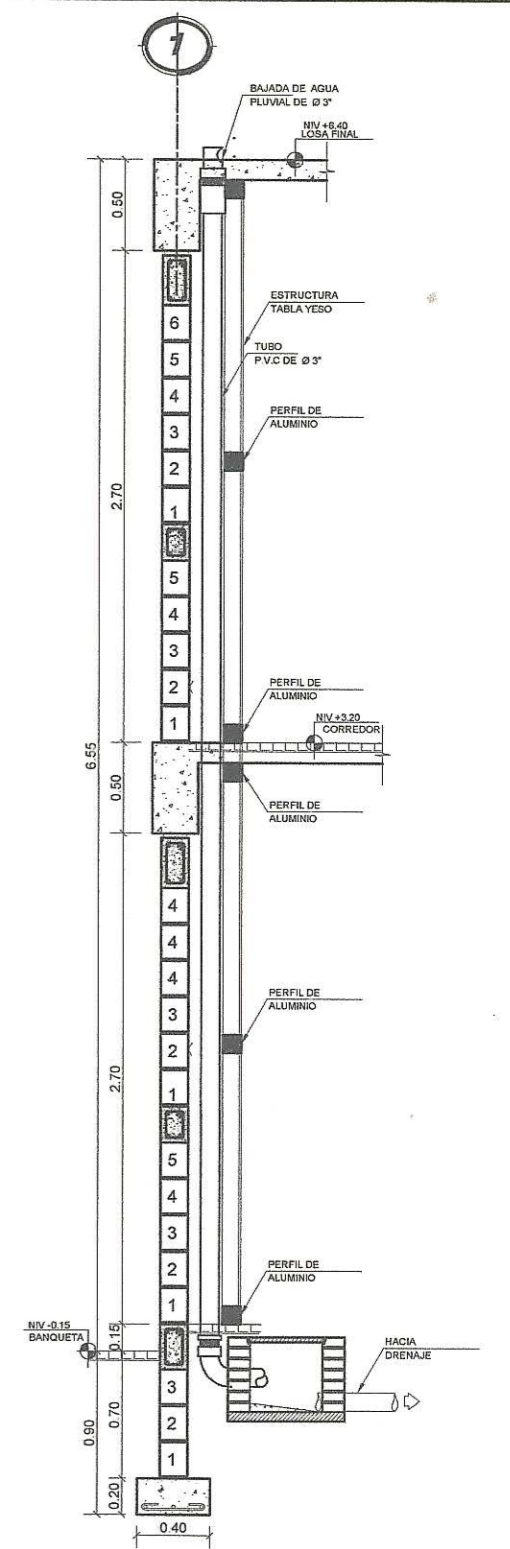


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL, CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ	UBICACIÓN: CABECERA MUNICIPAL, ZUNILITO SUCHITEPÉQUEZ
CONTENIDO: ELEVACIONES + DETALLES	ASESORA SUPERVISORA DE EPS EDWIN GAMALIEL MENENDEZ
ESCALA: INDICADA	CARNÉ: 20065000
FECHA: SEPTIEMBRE 2013	HOJA No. 1



**PLANTA DE PAÑUELOS INSTALACION PLUVIAL**  
 PLANTA DE TECHOS ESC. 1/100



**DETALLE DE MURO TÍPICO**  
 BAJADA DE AGUA PLUVIAL ESC. 1/20

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: "EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL MUNICIPAL CABECERA MUNICIPAL, ZUMILTO, SUCHITEPEQUEZ"	UBICACIÓN: CABECERA MUNICIPAL, ZUMILTO, SUCHITEPEQUEZ	ESTUDIANTE: EDWIN GAMALIEL MENÉNDEZ	ASesor(A) SUPERVISOR(A) DE EPS Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
CONTENIDO: PLANTA DE TECHOS, PAÑUELOS	ESCALA: INDICADA	CARNE: 200614988	FECHA: SEPTIEMBRE 2013
HOJA No:		HOJA No:	