



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

**DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES
PARA EL CASERÍO SANTA MARÍA Y DE LA EDIFICACIÓN DE
DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ACOPIO DE PRODUCTOS
HORTÍCOLAS, EN EL CASERÍO VASCONCELOS, MUNICIPIO DE
SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**

Homero Aparicio Escobar López

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

Guatemala, noviembre de 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA EL CASERÍO SANTA MARÍA Y DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ACOPIO DE PRODUCTOS HORTÍCOLAS, EN EL CASERÍO VASCONCELOS, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

TRABAJO DE GRADUACIÓN

**PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA**

POR:

HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ

ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRIGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I:	Ing. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II:	Ing. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III:	Ing. Miguel Angel Dávila Calderón
VOCAL IV.	Br. José Milton De León Bran
VOCALV:	Br. Isaac Sultán Mejía
SECRETARIA:	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR:	Ing. Ángel Roberto Sic García
EXAMINADOR:	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR:	Ing. Evelyn Morales Ramírez
SECRETARIA:	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES
PARA EL CASERÍO SANTA MARÍA Y DE LA EDIFICACIÓN DE
DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ACOPIO DE PRODUCTOS
HORTÍCOLAS, EN EL CASERÍO VASCONCELOS, MUNICIPIO DE
SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 25 de agosto de 2008.



Homero Aparicio Escobar López



Guatemala, 13 de noviembre de 2008.
Ref.EPS.D.1038.11.08.

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200430588**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA EL CASERÍO SANTA MARÍA Y DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ACOPIO DE PRODUCTOS HORTÍCOLAS EN EL CASERÍO VASCONCELOS, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ”**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
SJRS/ra



FACULTAD DE INGENIERÍA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 13 de noviembre de 2008.
Ref.EPS.D.1038.11.08.

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

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 PARA EL CASERÍO SANTA MARÍA Y DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ACOPIO DE PRODUCTOS HORTÍCOLAS EN EL CASERÍO VASCONCELOS, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **Ingeniero Silvio José Rodríguez Serrano**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS



NISZ/ra



Guatemala,
20 de noviembre de 2008

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

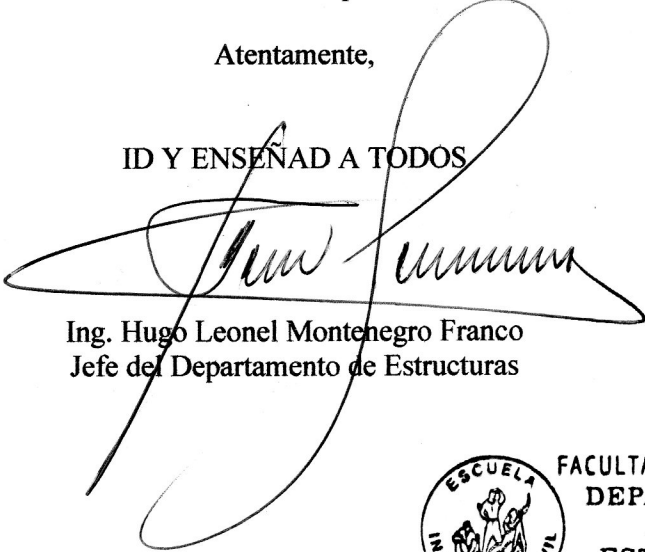
Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA EL CASERÍO SANTA MARÍA Y DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ACOPIO DE PRODUCTOS HORTÍCOLAS EN EL CASERÍO VASCONCELOS, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Homero Aparicio Escobar López, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Silvio José Rodríguez Serrano y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Homero Aparicio Escobar López, titulado DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA EL CASERÍO SANTA MARÍA Y DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ACOPIO DE PRODUCTOS HORTÍCOLAS, EN EL CASERÍO VASCONCELOS, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



Guatemala, noviembre 2008.

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.491.2008

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 PARA EL CASERÍO SANTA MARÍA Y DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ACOPIO DE PRODUCTOS HORTÍCOLAS, EN EL CASERÍO VASCONCELOS, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ,** presentado por el estudiante universitario **Homero Aparicio Escobar López,** autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
DECANO

Guatemala, noviembre de 2008



/gdech

AGRADECIMIENTOS

Por este medio expreso mi más sincero agradecimiento a todas las personas que manifestaron su apoyo durante el desarrollo del Ejercicio Profesional Supervisado, así como en la elaboración del presente trabajo de graduación, especialmente a:

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, por su dedicación y esfuerzo en el asesoramiento del presente trabajo.

Pedro Toc, Nicolas Ola, David Marroquin, Vernie Vesco, Werner Mac y Juan Hu, por la infalible ayuda.

Municipalidad de Sololá.

“El Principio de la sabiduría es el temor a Dios”

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por todas las manifestaciones que de Él han venido a mi vida.
Mis padres	Eleodoro Avelino Escobar Calderón y Jovita Faustina López Santizo, por su apoyo en todos los aspectos de mi vida.
Mis hermanos (as)	Tito, Heraldo, Berna, Daniel, Loida, Audeli y en especial Roxana, por su apoyo incondicional.
Mis amigos y compañeros	En especial a Pedro, Alicia, Nicolás, Werner, Raquel, David, Vernie, Milton, Ivan y amigos en Quetzaltenango y Panajachel.
La Universidad de San Carlos de Guatemala	Especialmente a la Facultad de Ingeniería y al Centro de Investigaciones de Ingeniería, por el conocimiento brindado.
Guatemala	En especial a las montañas, ríos y lagos

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XV
OBJETIVOS	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1	Monografía del caserío Santa María, cantón El Tablón, Sololá	1
1.1.1	Localización y geografía	1
1.1.2	Características de la población	2
1.1.2.1	Población total por sexo y edad	2
1.1.2.2	Familias	2
1.1.3	Aspectos económicos y actividades productivas	2
1.1.4	Educación	3
1.1.4.1	Centros educativos	3
1.1.5	Urbanismo e infraestructura	3
1.1.5.1	Vías de acceso	3
1.1.5.2	Urbanización	4
1.1.5.3	Electricidad	4
1.1.5.4	Agua	4
1.1.5.5	Aguas negras	4
1.2	Monografía del caserío Vasconcelos, cantón Xajaxac, Sololá	5
1.2.1	Localización y geografía	5
1.2.2	Características de la población	6

1.2.3	Aspectos económicos y actividades productivas	6
1.2.4	Educación	6
1.2.4.1	Nivel educativo	6
1.2.4.2	Infraestructura educativa	6
1.2.5	Urbanismo e infraestructura	7
1.2.5.1	Vías de acceso	7
1.2.5.2	Electricidad	7
1.2.5.3	Agua	7
1.2.5.4	Drenajes y disposición de excretas	8

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1	Diseño de la edificación escolar de dos niveles	9
2.1.1	Antecedentes	9
2.1.2	Infraestructura para el centro educativo	9
2.1.3	Topografía del terreno	10
2.1.4	Determinación del valor soporte del suelo, Vs	10
2.1.5	Especificaciones para el diseño de edificios educativos	12
2.1.5.1	Criterios de conjunto	12
2.1.5.1.1	Emplazamiento	12
2.1.5.1.2	Orientación del edificio	12
2.1.5.1.3	Superficie y altura del edificio	12
2.1.5.2	Criterios de iluminación	13
2.1.5.3	Ventilación	14
2.1.5.4	Confort acústico	14
2.1.5.5	Instalaciones	15
2.1.5.6	Espacios educativos	15
2.1.5.7	Aula teórica	15
2.1.6	Diseño arquitectónico	16

2.1.6.1	Forma del edificio en planta	17
2.1.6.2	Forma del edificio en elevación	18
2.1.7	Altura del edificio	19
2.1.8	Selección del sistema estructural	19
2.1.9	Análisis estructural	20
2.1.9.1	Predimensionamiento estructural	21
2.1.9.1.1	Predimensionamiento de vigas	21
2.1.9.1.2	Predimensionamiento de columnas	22
2.1.9.1.3	Predimensionameinto de losas	22
2.1.9.1.4	Predimensionamiento de cimientos	25
2.1.9.2	Determinación de cargas aplicadas a marcos dúctiles	25
2.1.9.2.1	Cargas verticales	25
2.1.9.2.2	Cargas horizontales	29
2.1.9.2.2.1	Corte basal	30
2.1.9.2.2.2	Fuerzas por nivel	33
2.1.9.3	Desarrollo del análisis estructural por Etabs V9.2	35
2.1.9.3.1	Datos de entrada	35
2.1.9.3.1.1	Especificaciones generales	35
2.1.9.3.1.2	Geometría estructural	35
2.1.9.3.1.3	Cargas	36
2.1.9.3.1.4	Combinaciones de mayoración	36
2.1.9.3.2	Resultados del análisis estructural	37
2.1.10	Diseño estructural	42
2.1.10.1	Diseño de losas	42
2.1.10.2	Diseño de vigas	50
2.1.10.2.1	Diseño por flexión	50
2.1.10.2.2	Diseño por corte	55
2.1.10.3	Diseño de columnas	63

2.1.10.3.1	Carga axial	65
2.1.10.3.2	Magnificadores de momento, δ_x y δ_y	66
2.1.10.3.3	Refuerzo longitudinal, método de carga inversa	72
2.1.10.3.4	Refuerzo transversal	74
2.1.10.4	Diseño de cimientos	78
2.1.10.4.1	Diseño de zapata tipo 1	78
2.1.10.4.2	Diseño de zapata tipo 2	85
2.1.11	Planos	95
2.1.12	Presupuesto	95
2.1.13	Cronograma de ejecución e inversión	97
2.2	Diseño de la edificación de dos niveles para el centro de acopio	99
2.2.1	Antecedentes	99
2.2.2	Definición del proyecto	100
2.2.3	Finalidad del proyecto	100
2.2.4	Beneficios del proyecto	101
2.2.5	Topografía del terreno	101
2.2.6	Determinación del valor soporte del suelo, V_s	101
2.2.7	Determinación del tipo de centro de acopio a diseñar	103
2.2.7.1	Tipo de centro de acopio	103
2.2.7.2	Características físicas finales	104
2.2.7.2.1	Áreas de almacenamiento frío	105
2.2.7.2.2	Determinación del tamaño de la instalación	105
2.2.7.3	Criterios de conjunto	106
2.2.7.3.1	Emplazamiento	106
2.2.7.3.2	Criterios de iluminación	106
2.2.7.3.3	Ventilación	106
2.2.8	Diseño arquitectónico	107
2.2.9	Selección de sistema estructural	107

2.2.10	Análisis estructural	108
2.2.10.1	Predimensionamiento estructural	108
2.2.10.1.1	Predimensionamiento de vigas	108
2.2.10.1.2	Predimensionamiento de columnas	109
2.2.10.1.3	Predimensionamiento de losas	109
2.2.10.1.4	Predimensionamiento de cimientos	110
2.2.10.2	Determinación de cargas aplicadas a marcos dúctiles	111
2.2.10.2.1	Cargas verticales	111
2.2.10.2.2	Cargas horizontales	113
2.2.10.2.2.1	Corte basal	114
2.2.10.2.2.2	Fuerzas por nivel	116
2.2.10.3	Desarrollo del análisis estructural por Etabs V9.2	118
2.2.10.3.1	Datos de entrada	118
2.2.10.3.1.1	Especificaciones generales	118
2.2.10.3.1.2	Geometría estructural	118
2.2.10.3.1.3	Cargas	118
2.2.10.3.1.4	Combinaciones de mayoración	118
2.2.10.3.2	Resultados del análisis estructural	119
2.2.11	Diseño estructural	123
2.2.11.1	Diseño de losas	124
2.2.11.2	Diseño de vigas	134
2.2.11.2.1	Diseño por flexión	134
2.2.11.2.2	Diseño por corte	137
2.2.11.3	Diseño de columnas	139
2.2.11.3.1	Carga axial	139
2.2.11.3.2	Magnificadores de momento, δ_x y δ_y	140
2.2.11.3.3	Refuerzo longitudinal, método del contorno de carga	145

2.2.11.3.4	Refuerzo transversal	147
2.2.11.4	Diseño de cimientos	150
2.2.11.4.1	Diseño de zapata tipo 1	150
2.2.11.4.2	Diseño de zapata tipo 2	154
2.2.12	Planos	162
2.2.13	Presupuesto	162
2.2.14	Cronograma de ejecución e inversión	164
CONCLUSIONES		167
RECOMENDACIONES		169
BIBLIOGRAFÍA		171
APÉNDICES		173

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Localización del caserío Santa María, cantón El Tablón, Sololá	1
2	Localización del caserío Vasconcelos, cantón Xajaxac, Sololá	5
3	Planta típica propuesta	18
4	Planta típica para módulos de aulas	18
5	Relación de esbeltez en elevación del edificio	19
6	Tipología estructural de los módulos	20
7	Planta general de losas	23
8	Espesores mínimos para losas en un sentido	24
9	Planta y marcos típicos, módulo 3	27
10	Modelos matemáticos, marcos típicos, módulo 3	28
11	Distribución de peso de la estructura por nivel	31
12	Puntos de aplicación de fuerzas horizontales	34
13	Momentos flexionantes, marco en sentido X, combinación 1	37
14	Momentos flexionantes, marco en sentido X, combinación 2	38
15	Momentos flexionantes, marco en sentido X, combinación 3	38
16	Momentos flexionantes, marco en sentido X, combinación 4	38
17	Momentos flexionantes, marco en sentido X, combinación 5	39
18	Momentos flexionantes, marco en sentido X, combinación 6	39
19	Momentos últimos en vigas, marco en sentido X	39
20	Momentos últimos en columnas, marco en sentido X	40
21	Diagrama de cortes últimos en vigas, marco en sentido X	40
22	Diagrama de cortes últimos en columnas, marco en sentido X	40
23	Diagramas de momentos y cortes últimos, marco en sentido Y	41

24	Planta típica de losas	43
25	Momentos actuantes en losas, nivel 1	45
26	Momentos balanceados en losas, nivel 1	46
27	Momentos actuantes en viga de nivel 1, eje 3, módulo 3	50
28	Refuerzo longitudinal de viga	54
29	Fuerza cortante de diseño en vigas	57
30	Diagramas finales de corte de diseño	59
31	Armado final de viga	63
32	Configuración de marcos en sentido X	67
33	Configuración de marcos en sentido Y	69
34	Sección de columna tipo A'	72
35	Fuerza cortante de diseño en columnas	74
36	Diagrama de momentos y de corte últimos en columnas	75
37	Armado final de columnas tipo A'	77
38	Distancia donde ocurre el corte simple, zapata tipo 1	82
39	Área de punzonamiento, zapata tipo 1	83
40	Armado final de zapata tipo 1	85
41	Zapata tipo 2	85
42	Diagrama de cuerpo libre, zapata tipo 2	86
43	Diagrama de cargas sobre zapata tipo 2	88
44	Distancia donde ocurre el corte punzonante, zapata tipo 2	89
45	Sección crítica para el corte simple, zapata tipo 2	90
46	Flexión en sentido X, zapata tipo 2	94
47	Armado final de zapata tipo 2	95
48	Tipología estructural, centro de acopio	107
49	Planta general de losas, centro de acopio	109
50	Marcos típicos en sentido X, centro de acopio	111
51	Áreas tributarias sobre el eje 4	112
52	Distribución lineal de cargas verticales en marco, eje 4	113

53	Momentos últimos en vigas, marco de eje 4, sentido X	119
54	Momentos últimos en columnas, marco de eje 4, sentido X	120
55	Cortes últimos en vigas, marco de eje 4, sentido X	120
56	Cortes últimos en columnas, marco de eje 4, sentido X	121
57	Momentos últimos en vigas, marco de eje B, sentido Y	121
58	Momentos últimos en columnas, marco de eje B, sentido Y	122
59	Cortes últimos en vigas, marco de eje B, sentido Y	122
60	Cortes últimos en columnas, marco de eje B, sentido Y	123
61	Fracción de planta típica de losas, centro de acopio	124
62	Momentos actuantes en losas, nivel 1	127
63	Momentos balanceados en losas, nivel 1	130
64	Armado de losas en sentido X, entre ejes B y C	133
65	Momentos actuantes en viga de nivel 1, eje 4, tramo A-B	134
66	Refuerzo longitudinal de viga	136
67	Armado final de viga	138
68	Sección de columna tipo B	145
69	Armado final de columna tipo B	149
70	Distancia donde ocurre el corte simple, zapata tipo 1, centro de acopio	152
71	Área de punzonamiento, zapata tipo 1, centro de acopio	152
72	Armado final de zapata tipo 1, centro de acopio	154
73	Diagrama de cuerpo libre, zapata tipo 2, centro de acopio	155
74	Diagrama de cargas sobre zapata tipo 2, centro de acopio	157
75	Distancia donde ocurre el corte punzonante, zapata tipo 2	157
76	Sección crítica para el corte simple, zapata tipo 2	158
77	Flexión en el sentido X, zapata tipo 2	161
78	Armado final de zapata tipo 2	162
79	Resultado de ensayo de suelos, edificación escolar	175
80	Resultado de ensayo de suelos, edificación para centro de acopio	176
81	Diagrama de interacción para columna tipo A'	177

82	Diagrama de interacción para columna tipo B	178
83	Planta topográfica y de conjunto, edificación escolar	180
84	Plantas arquitectónicas y elevación frontal, edificación escolar	181
85	Planta acotada, edificación escolar	182
86	Secciones, edificación escolar	183
87	Planta de acabados, edificación escolar	184
88	Planta de estructuras, edificación escolar	185
89	Cortes típicos de columnas y detalles de zapatas, edificación escolar	186
90	Detalles varios, edificación escolar	187
91	Planta de losas y detalles, edificación escolar	188
92	Armado de vigas, edificación escolar	189
93	Planta de instalaciones hidráulicas, edificación escolar	190
94	Planta de instalaciones sanitarias, edificación escolar	191
95	Detalle de fosa séptica, edificación escolar	192
96	Instalaciones de iluminación y fuerza	193
97	Planta topográfica y de conjunto, centro de acopio	194
98	Plantas arquitectónicas y acotadas, centro de acopio	195
99	Elevaciones y secciones, centro de acopio	196
100	Planta de acabados, centro de acopio	197
101	Planta de estructuras y detalles, centro de acopio	198
102	Cortes típicos de columnas, centro de acopio	199
103	Detalles varios, centro de acopio	200
104	Planta de losas y detalles, centro de acopio	201
105	Armado de vigas, centro de acopio	202
106	Armado de vigas, centro de acopio	203
107	Detalles de juntas, centro de acopio	204
108	Planta de instalaciones hidráulicas, centro de acopio	205
109	Planta de instalaciones sanitarias, centro de acopio	206
110	Instalaciones de iluminación y fuerza, centro de acopio	207

TABLAS

I	Factores de capacidad de carga	11
II	Factores de capacidad de carga interpolados	11
III	Cargas verticales en el diseño	26
IV	Descripción de variables de fórmula para corte basal	30
V	Corte basal	33
VI	Análisis de resultados de Etabs y Kani para carga muerta	42
VII	Momentos en sentido X	49
VIII	Momentos en sentido Y	49
IX	Refuerzo requerido para momentos actuantes en la viga	52
X	Presupuesto del proyecto, edificación escolar	96
XI	Presupuesto del proyecto, continuación, edificación escolar	97
XII	Cronograma de ejecución e inversión, edificación escolar	98
XIII	Factores de capacidad de carga para \emptyset , específico	102
XIV	Factores de capacidad de carga interpolados	102
XV	Cargas verticales utilizadas en el diseño, centro de acopio	111
XVI	Variables de fórmula para corte basal	114
XVII	Corte basal, centro de acopio	116
XVIII	Análisis de resultados de Etabs y Kani para carga muerta	122
XIX	Momentos en sentido X, centro de acopio	132
XX	Momentos en sentido Y, centro de acopio	132
XXI	Refuerzo requerido por momentos actuantes en viga	136
XXII	Presupuesto del proyecto, centro de acopio	163
XXIII	Presupuesto del proyecto, continuación, centro de acopio	164
XXIV	Cronograma de ejecución e inversión, centro de acopio	165

GLOSARIO

Acero mínimo

Cantidad de acero determinado por la sección y límite de fluencia del acero, necesario para evitar grietas por cambios en la temperatura.

Altimetría

Parte de la topografía que se centra en la medición de alturas.

Amplificador de momentos

Factor de seguridad obtenido a partir de la evaluación de los efectos de esbeltez en columnas.

Cimentación

Subestructura destinada a soportar el peso de la construcción que gravita sobre ella, la cual transmite sobre el terreno las cargas correspondientes de una forma estable y segura.

Corte basal

Fuerza aplicada a la base de una edificación producto del sismo.

Estructura

Ordenamiento de un conjunto de elementos encargados de resistir los efectos de las fuerzas externas de un cuerpo físico.

Excentricidad	Es la distancia que separa al centro de masa del centro de rigidez.
Momento	Esfuerzo al que está sometido un cuerpo, resultando de la aplicación de una fuerza a , X , distancia de su centro de masa.
Planimetría	Proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario, que es la superficie media de la tierra y que toma un punto de referencia para su orientación.
Rigidez	Resistencia de un elemento estructural a la deformación.
SEAOC	<i>Structural engineers association of California.</i> (Asociación de ingenieros estructurales de California).
Sismo	Es una sacudida o aceleración de la corteza terrestre, por un acomodamiento de las placas a una cierta profundidad, partiendo de un epicentro.
Topografía	Ciencia de determinar posiciones relativas de puntos situados encima de la superficie terrestre y debajo de la misma.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación contiene información sobre las actividades realizadas durante el período de Ejercicio Profesional Supervisado, en el municipio de Sololá, departamento de Sololá. En respuesta a la solicitud de apoyo técnico-profesional realizada por la Municipalidad de tal localidad a la Universidad de San Carlos de Guatemala.

En la primera parte, se presenta una investigación de tipo monográfica, así como un diagnóstico sobre la situación actual de las comunidades atendidas, en lo que se refiere a servicios básicos e infraestructura.

La segunda parte, contiene todo lo referente a la fase de servicio técnico profesional, en el cual se desarrolló el diseño de los siguientes proyectos: edificación escolar de dos niveles para el caserío Santa María y edificación de dos niveles para el centro de acopio de productos hortícolas en el caserío Vasconcelos, municipio de Sololá, departamento de Sololá.

Al final se presenta el presupuesto, cronograma y juego de planos respectivo de cada proyecto.

OBJETIVOS

General

Contribuir con el desarrollo del municipio de Sololá, departamento de Sololá, a través de apoyo técnico profesional enfocado en el diseño de dos proyectos de infraestructura.

Específicos

1. Diseñar la edificación escolar de dos niveles para el caserío Santa Maria, que cumpla con los requerimientos básicos para una buena educación.
2. Diseñar la edificación de dos niveles para el centro de acopio de productos hortícolas en el caserío Vasconcelos, que cumpla con las especificaciones necesarias para edificios destinados a manejo de productos agrícolas de exportación.

INTRODUCCIÓN

En el caserío Santa María, El Tablón, ha surgido una problemática dado, a la escasez de instalaciones educativas y al incremento en la población estudiantil, tanto en el nivel primario como secundario. Tal problemática ha venido afectando los niveles de aprendizaje en los niños, esto debido a que la educación se brinda en instalaciones inadecuadas para el buen desarrollo del proceso enseñanza-aprendizaje. Por tal razón, se tomó como prioritario darle solución a tal problema, mediante el diseño y futura construcción de una edificación escolar que garantice el buen aprendizaje en la población escolar del sector.

Por otro lado, la economía del municipio de Sololá, gira en torno a la agricultura, destacándose entre esta la producción de arveja china y dulce, ya que estos productos se han abierto mercado en el extranjero; mercado que es exigente con la calidad y el trato que se les da a los mismos en el proceso de post-cosecha.

La exigencia principal para tener la aceptación de los productos, es que se cuente con instalaciones adecuadas para el manejo de los mismos, así como un centro que brinde apoyo a los productores con respecto a capacitaciones sobre manejo e implementación de nuevas tecnologías en la producción y por ser tan necesario contar con estas instalaciones se optó por elaborar el diseño de una edificación que cubra las necesidades de manejo y almacenamiento adecuado de productos hortícolas de exportación.

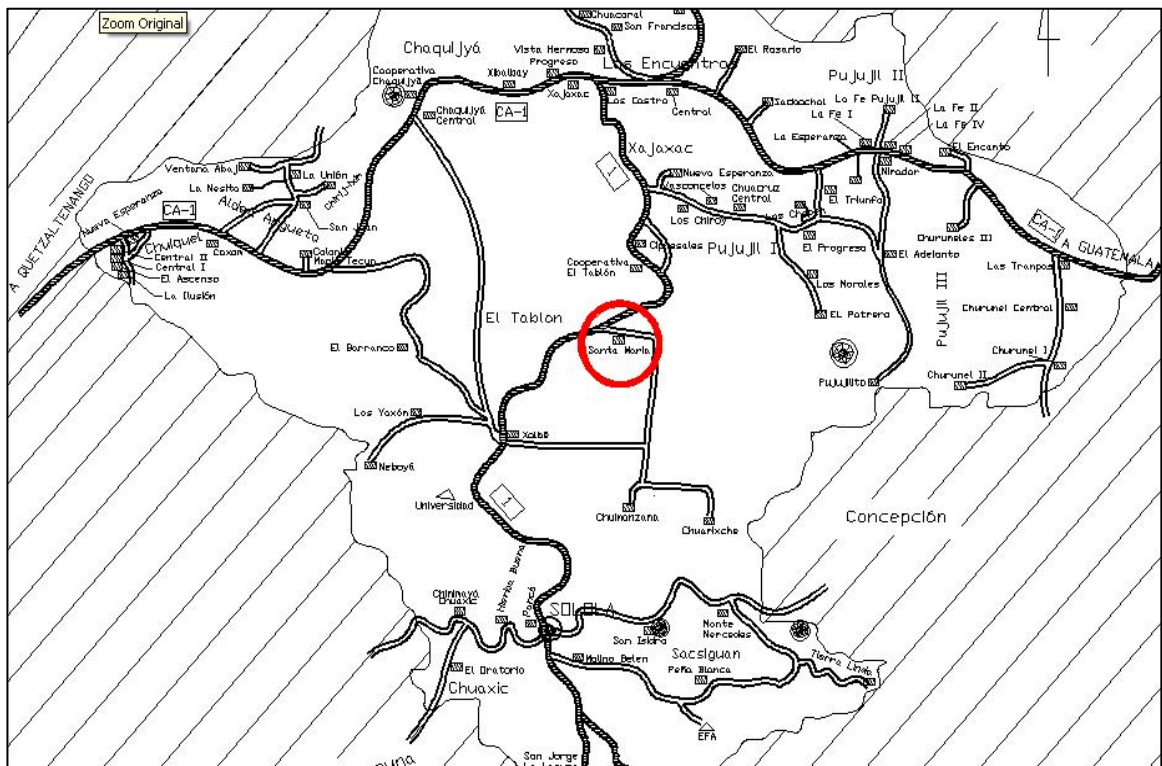
1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía del caserío Santa María, cantón El Tablón, Sololá

1.1.1 Localización y geografía

El caserío Santa María se localiza a 6 kilómetros de la cabecera departamental y a 135 kilómetros de la ciudad de Guatemala. La comunidad se encuentra a una altitud 2,213 msnm. Ver figura 1.

Figura 1. Localización del caserío Santa María, cantón El Tablón, Sololá



El caserío Santa María, colinda:

Al Norte	caserío Cooperativa, cantón El Tablón, Sololá
Al Sur	caserío Central, cantón El Tablón, Sololá
Al Oeste	caserío El Barranco, cantón El Tablón, Sololá
Al Este	caserío Los Morales, cantón El Tablón, Sololá

1.1.2 Características de la población

1.1.2.1 Población total por sexo y edad:

El caserío Santa María cuenta con 1,778 habitantes. Las mujeres representan el 46% de la población y los hombres el 54%, por lo que son mayoría en un 8%. El 67% de la población es muy joven, menor de 25 años. En resumen, se puede decir que la población del caserío Santa María el Tablón es mayoritariamente masculina y joven.

1.1.2.2 Familias

En la comunidad viven 350 familias, con un promedio de 8 miembros por cada una, en 257 viviendas; el idioma predominante en las familias es el Kaqchikel.

1.1.3 Aspectos económicos y actividades productivas

La economía depende principalmente de la agricultura, dado a que un 80% de la población se dedica a la misma, siendo los cultivos predominantes en la comunidad: maíz, frijol, y en pequeñas cantidades de papa y zanahoria. Los cultivos mencionados se cosechan únicamente una vez al año.

1.1.4 Educación

El nivel educativo de la población del caserío Santa María es bajo, ya que la mayor parte de la población adulta, no tuvo posibilidades de recibir educación primaria, dado a la falta de recursos económicos y a la falta de importancia que se le daba a la educación, habiendo un 60% de la población adulta que no sabe leer y escribir.

Con relación a la población escolar, existe un 60% que tiene Primaria incompleta ya que por falta de recursos económicos no tuvieron la posibilidad de terminar este nivel de estudios, siendo sólo el 40% que tiene la primaria completa.

1.1.4.1 Centros educativos

La comunidad cuenta con una escuela, denominada Escuela Oficial Rural Mixta Santa María, la que pertenece al Ministerio de Educación (MINEDUC), en donde son atendidos niños de Pre-primaria y Primaria, de primero a sexto grado, en el edificio también funciona el Instituto Básico por Cooperativa Santa María.

1.1.5 Urbanismo e infraestructura

1.1.5.1 Vías de acceso

El acceso al caserío Santa María es a través de la carretera asfaltada que conduce del municipio de Sololá hacia la intercepción con la carretera CA - 1.

1.1.5.2 Urbanización

Además de la carretera asfaltada que atraviesa la comunidad, existen diversas veredas y caminos de terracería que conducen a distintos sectores de la comunidad, los cuales en época de invierno el acceso de los mismos se torna dificultoso dado a las condiciones en que se encuentran.

1.1.5.3 Electricidad

Este servicio está disponible en 257 viviendas, abarca en si al 100% de la comunidad, aunque es preciso mencionar que ningún punto de la comunidad cuenta con alumbrado público.

1.1.5.4 Agua

La comunidad es abastecida por 7 nacimientos, ubicados en las montañas de la aldea Los Encuentros, ubicada esta a 5 kilómetros de distancia; la introducción de agua potable se realizo en 1976 y en la actualidad el 100% de la población cuenta con este servicio

1.1.5.5 Aguas negras

Las aguas negras que generan las familias en esta comunidad son producto del lavado de ropa e higiene personal que realizan el 100% de las viviendas. Las aguas negras de todas las viviendas corren a flor de tierra y terminan en los terrenos utilizados para agricultura.

1.2 Monografía del caserío Vasconcelos, cantón Xajaxac, Sololá

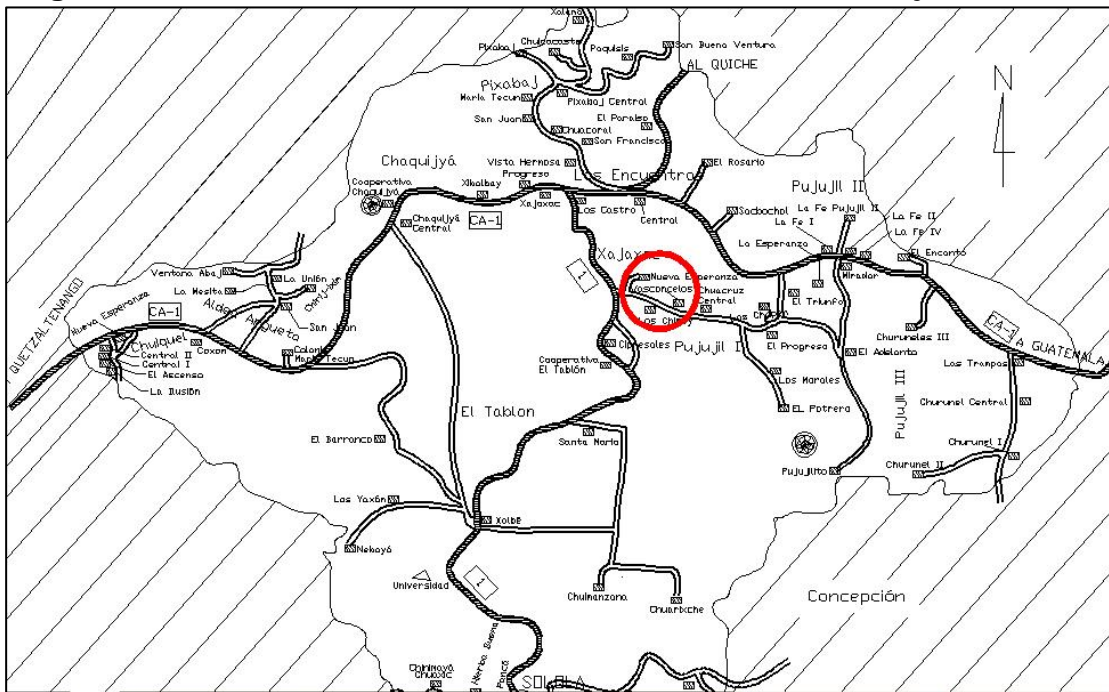
1.2.1 Localización y geografía

El caserío Vasconcelos se localiza al norte de la cabecera departamental de Sololá, a una altura aproximada de 2,113.50 msnm. Dista de la cabecera del departamento a 10 kilómetros y 134 kilómetros de la ciudad capital. Ver figura 2

El caserío Vasconcelos colinda:

Al Norte	caserío Nueva Esperanza, cantón Xajaxac, Sololá
Al Sur	caserío Santa María, cantón El Tablón, Sololá
Al Oeste	caserío Cipresales, cantón Xajaxac, Sololá
Al Este	caserío Chuacruz, cantón Pujujil, Sololá

Figura 2. Localización del caserío Vasconcelos, cantón Xajaxac, Sololá



1.2.2 Características de la población

De acuerdo con datos proporcionados por los dirigentes comunales, la población actual de Vasconcelos es de 1,950 habitantes aproximadamente.

El cien por ciento de la población es de ascendencia Maya Kaqchikel y son pocas las personas que hablan el castellano.

1.2.3 Aspectos económicos y actividades productivas

En el aspecto económico de la comunidad de Vasconcelos, se puede decir que la actividad principal de los hombres, es la producción de granos básicos, seguido de la producción de hortalizas.

1.2.4 Educación

1.2.4.1 Nivel educativo

Los habitantes de la comunidad mayores de 30 años de edad, en su mayoría no saben leer ni escribir porque en su niñez no pudieron asistir a ninguna escuela y en general, quienes lograron ir a la escuela no alcanzaron terminar el nivel primario.

1.2.4.2 Infraestructura educativa

La comunidad cuenta con un edificio escolar de nueve aulas en la que funciona la Escuela Oficial Rural Mixta Vasconcelos, que ofrece la educación primaria completa. En el mismo edificio funciona el Instituto de Tele secundaria que ofrece los tres años del nivel básico.

1.2.5 Urbanismo e infraestructura

1.2.5.1 Vías de acceso

Para ingresar a la comunidad aparte de los caminos vecinales, existe una vía de acceso que se desprende de la carretera interamericana que conduce a Sololá, precisamente a la altura del kilómetro 132. Este camino es de terracería pero se mantiene en buen estado en cualquier época del año por lo que es transitable para cualquier tipo de vehículo. De la carretera interamericana hasta el centro de la comunidad existe una distancia de 3 kilómetros aproximadamente.

1.2.5.2 Electricidad

La comunidad no cuenta con alumbrado público pero sí cuenta con energía eléctrica en cada vivienda. El proyecto de energía eléctrica fue realizado con el esfuerzo de la comunidad y del gobierno central a través del Instituto Nacional de Electrificación, INDE, aunque actualmente por la privatización está a cargo de DEOCSA.

1.2.5.3 Agua

La comunidad cuenta con un sistema de agua potable que beneficia directamente a 165 familias. El agua viene de una fuente situada en la montaña cercana a la comunidad. También existen algunos llenas cántaros situados en lugares estratégicos de la comunidad. No hay pozos ni nacimientos de agua potable en la comunidad y los encargados del abastecimiento de agua en las familias son las mujeres y los niños.

1.2.5.4 Drenajes y disposición de excretas

La comunidad no cuenta con un sistema de drenajes y es debido a que las viviendas se encuentran dispersas. En cuanto a la disposición de excretas, 140 viviendas disponen de una letrina de fosa séptica y aproximadamente unas 25 viviendas no la tienen, por lo que los moradores efectúan sus necesidades fisiológicas en los barrancos o en sus sembradíos.

Las aguas negras referidas al lavado de ropa y utensilios de cocina, se dejan correr entre los cultivos.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de la edificación escolar de dos niveles

2.1.1 Antecedentes

En el caserío Santa María funciona actualmente el Instituto Básico por Cooperativa Santa María; este carece de instalaciones propias, utilizando por el momento las instalaciones de la Escuela Oficial Rural Mixta Santa María.

Dado al incremento de la población escolar a nivel primario, se ha generado cierta problemática por la falta de infraestructura escolar, ocasionando este problema un efecto de deficiencia en el aprendizaje, por tal razón las autoridades plantean como una necesidad prioritaria la implementación de una doble jornada de enseñanza a nivel primario en la escuela, dejando de esta manera al Instituto Básico desprovisto de una cede para el funcionamiento de el mismo.

2.1.2 Infraestructura para el centro educativo

El centro educativo tiene como objetivo proveer infraestructura adecuada para la educación básica del caserío Santa María y sectores aledaños. Se propuso por los dirigentes del comité encargado, que el edificio este compuesto por dos niveles y que contenga 6 aulas de enseñanza-aprendizaje, biblioteca, servicios sanitarios y una área administrativa.

2.1.3 Topografía del terreno

La superficie del terreno disponible puede considerarse como plana, dado a que los desniveles obtenidos en el levantamiento altimétrico son mínimos; mientras que el resultado del levantamiento planimétrico estableció un polígono no simétrico de 7 estaciones y una área de 735.53 m².

2.1.4 Determinación del valor soporte del suelo, Vs

Para la determinación del valor soporte del suelo se realizó un ensayo de compresión triaxial a una muestra inalterada, cuyos resultados se muestran en el apéndice 1, figura 79.

Aplicando los resultados del ensayo a la teoría de la capacidad de carga de Terzagui, se logró determinar el valor soporte del suelo, siendo el procedimiento de cálculo desarrollado el que a continuación se describe:

$$q_u = 1.3 * c * N_c + \gamma * D_f * N_q + 0.4 * \gamma_c * B * N_\gamma$$

Donde:

- q_u = Valor de esfuerzo límite.
- c = Coeficiente de cohesión del suelo.
- \emptyset = Ángulo de fricción interna.
- N_c = Factor de capacidad de carga debido a la cohesión.
- γ = Peso específico del suelo.
- D_f = Desplante del cimiento (1.45 m).
- N_q = Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga.
- B = Base de la zapata (1.00 m).
- N_γ = Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo.
- F_s = Factor de seguridad.

Resultados del ensayo triaxial:

$$\phi = 23.67^\circ$$

$$c = 3.40 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_s = 1.14 \text{ ton/m}^3$$

Para determinar los factores de capacidad de carga se hará uso de los resultados del ensayo triaxial y de la tabla que a continuación se muestra.

Tabla I. Factores de capacidad de carga

ϕ	N_c	N_q	N_y
23	21.75	10.23	6.00
24	23.36	11.4	7.08

Fuente: Braja M. Das. **Principios de Ing. de cimentaciones**, Pág.129

Interpolando los valores de la tabla anterior para determinar los factores de capacidad de carga para $\phi = 23.67^\circ$, se obtiene:

Tabla II. Factores de capacidad de carga interpolados

ϕ	N_c	N_q	N_y
23.67	22.83	11.01	6.72

Entonces:

$$q_u = 1.3 * 3.40 * 22.83 + 1.14 * 1.45 * 11.01 + 0.4 * 1.14 * 1.0 * 6.72 = 122.17 \text{ Ton / m}^2$$

El valor soporte del suelo queda determinado por medio de la siguiente expresión matemática, en la cual interviene el factor de seguridad, F_s , el cual puede variar entre los valores de 2 – 4.

$$V_s = \frac{q_u}{F_s} \rightarrow V_s = \frac{122.17}{3} = 40.72 \text{ ton / m}^2$$

2.1.5 Especificaciones para el diseño de edificios educativos

Para la disposición y distribución de áreas, aspectos arquitectónicos y de buen funcionamiento, se deben tomar en consideración las especificaciones planteadas en el reglamento de construcción de edificios escolares del Ministerio de Educación, las cuales se mencionan a continuación.

2.1.5.1 Criterios de conjunto

2.1.5.1.1 Emplazamiento

El emplazamiento del conjunto arquitectónico en el terreno será el área ocupada en planta baja, la cual es el 55% del área total del terreno.

Superficie total del terreno: 735.53 m²

Área de construcción planta baja: 404.55 m²

2.1.5.1.2 Orientación del edificio

La orientación ideal es de norte a sur, de preferencia abriendo las ventanas hacia el norte; la orientación se definió tomando en consideración este criterio y la geometría del terreno.

2.1.5.1.3 Superficie y altura del edificio

La superficie varía en función de las necesidades a satisfacer, tanto en capacidad como en tipo de enseñanza; y la altura no debe exceder tres niveles.

2.1.5.2 Criterios de iluminación

La iluminación debe ser abundante y uniformemente distribuida, evitando la proyección de sombras y contrastes muy marcados. Para lograr lo anterior deben considerarse los siguientes criterios:

- Es importante el número, tamaño y ubicación de las ventanas y/o lámparas.
- Un local pequeño recibe mejor iluminación que uno grande, pero sus dimensiones dependen de los requerimientos de espacio.
- Los acabados más brillantes permiten mayor reflexión de luz, por lo tanto generan una mejor iluminación.

Es de suma importancia establecer el tipo de iluminación adecuada, considerando como óptimo aplicar en el diseño arquitectónico los siguientes parámetros:

- **Iluminación natural unilateral:** Cuando sólo un lado del aula tiene ventanas; las ventanas deben tener un área de 25% a 30% del área total de piso; y el muro opuesto a la ventana estará a una distancia no mayor de 2.5 veces la altura del muro de ventana.
- **Iluminación natural bilateral:** cuando existen ventanas en las paredes laterales del aula; las ventanas deben tener un área entre 25% a 30% del área de piso del ambiente.

2.1.5.3 Ventilación

Para el área de ventilación es adecuado usar el 15% del área de iluminación. Con esta área se tiene una ventilación constante, alta, cruzada y sin corriente de aire.

2.1.5.4 Confort acústico

Es importante que en un centro educativo exista el confort acústico, ya que éste influye grandemente en el estado anímico y el grado de concentración del alumno. Es necesario que no exista ninguna interferencia sonora entre los ambientes, ni ruidos que sobrepasen los límites aceptables de tolerancia.

Los ruidos en un aula pueden venir del exterior, de ambientes vecinos, o del interior del aula. Para prevenirlos, en el diseño se consideraron los siguientes aspectos:

- Para evitar la inferencia del ruido proveniente de exteriores ruidosos, el establecimiento será ubicado en una zona tranquila.
- El establecimiento se orientó tomando en cuenta la dirección del viento, para que este intervenga en la reducción del ruido proveniente del exterior y el generado por el mismo.
- Se propone la utilización de materiales porosos, ya que estos absorben el ruido.

2.1.5.5 Instalaciones

El edificio debe contar con instalaciones sanitarias, hidráulicas y eléctricas, adecuadas para el buen funcionamiento del mismo, y cubrir de manera óptima la demanda de utilización de esas instalaciones.

2.1.5.6 Espacios educativos

Es el conjunto de espacios destinados al ejercicio de la acción educativa, el que se desarrolla en forma gradual e integrada por medio de actividades tendientes al desarrollo psicomotor, socio-emocional, de la actividad creadora y de la sensibilidad estética exigiendo la aplicación de diversas técnicas y recursos pedagógicos.

En el reglamento se describen como espacios educativos característicos: aula teórica, aula unitaria y aula de proyecciones. A continuación se hace una breve referencia sobre las especificaciones del aula teórica, ya que ésta es la que se considero óptima para el diseño del centro educativo.

2.1.5.7 Aula teórica

La función del aula teórica es proveer a los maestros y alumnos de 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 técnicas didácticas.

Las recomendaciones 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 en el nivel básico es de 30 alumnos, pero se permite un máximo de 40 alumnos.
- El área óptima por alumno es de 1.50 m^2 , pero si el espacio no lo permite se acepta un máximo de 1.30 m^2 .
- Para la superficie total del aula debe considerarse el caso crítico, es decir, cuando se da la capacidad máxima de 40 alumnos.
- La forma del aula será cuadrada o rectangular, se recomienda que el lado mayor no exceda 1.5 veces el lado menor.
- La fuente principal de iluminación natural, debe provenir del lado izquierdo del alumno sentado frente al pizarrón.
- La distancia máxima desde la última fila al pizarrón, será de 8 m; y el ángulo horizontal de visión de un alumno sentado, será de 30° .
- Tendrá instalaciones de energía eléctrica, con luminarias adecuadas que proporcionen iluminación artificial abundante y constante; además tendrá dos tomacorrientes, uno al frente y otro en la parte posterior, colocados a 0.40 m sobre el nivel del piso.

2.1.6 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico se refiere a la forma y distribución en conjunto de los diferentes ambientes que componen el edificio. Esto se hace para tener un lugar cómodo y funcional para su uso.

El diseño se desarrolló de acuerdo a las necesidades que se tienen, considerando siempre las limitaciones que pueden existir por el espacio con que se dispone.

Para determinar la configuración en planta y elevación se buscó que esta fuese simple, simétrica y uniforme, y a la vez cumpliera con las distintas condiciones de regularidad estructural, como las planteadas en las Normas Sísmicas del RCDF (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal); las cuales se describen a continuación.

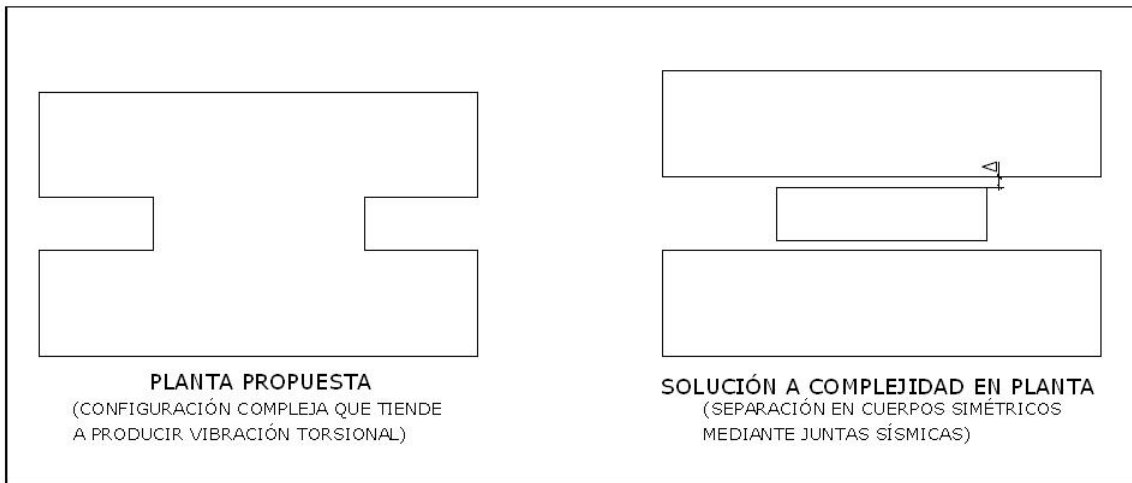
2.1.6.1 Forma del edificio en planta

Algunos aspectos de la forma en planta del edificio propician una respuesta sísmica poco conveniente y deben evitarse. Entre estos aspectos lo principal es la asimetría de la planta, ya que esta tiende a provocar vibraciones torsionales en el edificio.

La planta propuesta para el edificio escolar no cumple con las condiciones de regularidad estructural, por lo que fue necesario establecer soluciones que garanticen un funcionamiento estructural aceptable.

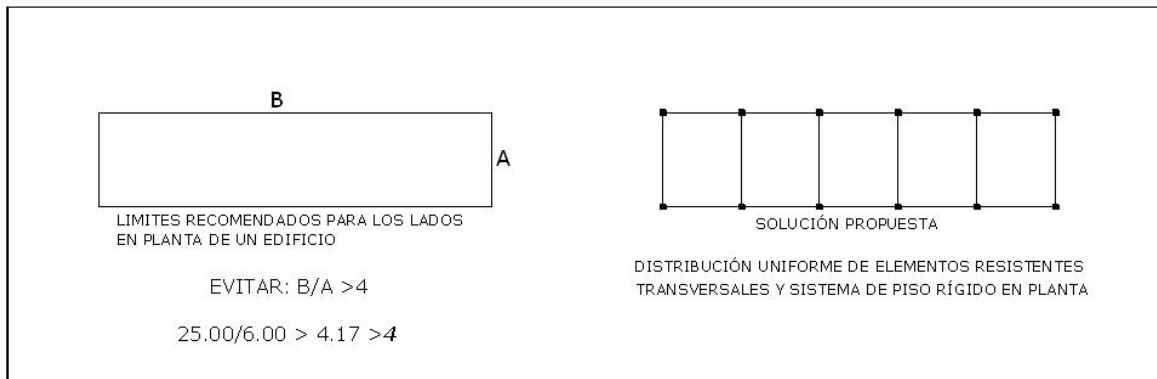
La figura 3 muestra la complejidad de la planta propuesta, así como la solución adoptada para tener una configuración sencilla; la cual consiste en la separación de la planta típica en tres módulos, mediante la utilización de juntas sísmicas; también es recomendable procurar que las plantas no sean muy alargadas, ya que mientras mayor es la longitud del edificio mayor es la probabilidad de que actúen sobre su base movimientos que difieran en un extremo y otro de la planta.

Figura 3. Planta típica propuesta



La figura 4, muestra los límites recomendados para los lados de la planta de un edificio, así como la solución planteada para el caso que se está tratando, dado a que el mismo excede los límites recomendables.

Figura 4. Planta típica para módulos de aulas

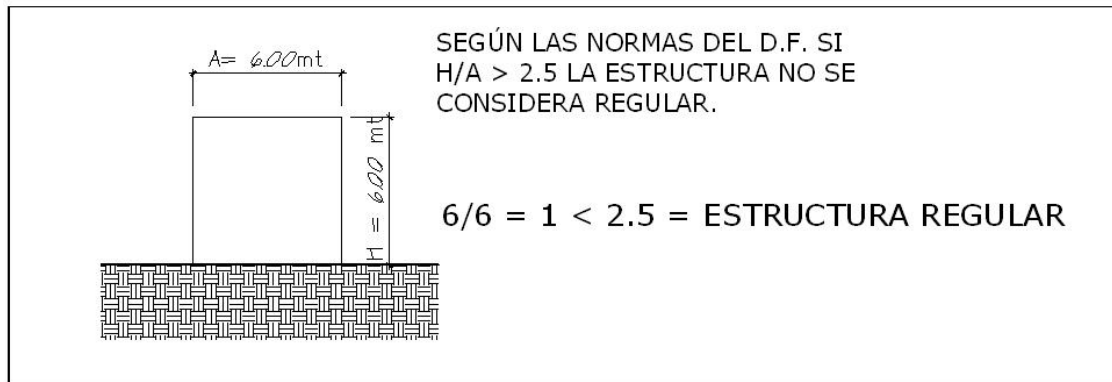


2.1.6.2 Forma del edificio en elevación

La sencillez, regularidad y simetría son deseables también en la elevación del edificio para evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos o amplificaciones de la vibración en las partes superiores del edificio.

Según las Normas Sísmicas del RCDF, se considera una estructura como regular, sólo si su relación de esbeltez no excede de 2.5, como lo muestra la figura 5.

Figura 5. Relación de esbeltez en elevación del edificio



Los resultados del diseño arquitectónico se pueden ver en el apéndice 2, figura 84.

2.1.7 Altura del edificio.

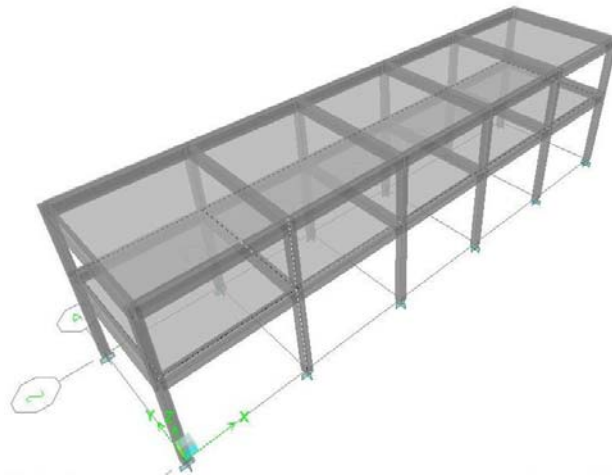
Dadas las condiciones de espacio con las que se dispone, se considero necesario diseñar un edificio compuesto de dos niveles. En cuanto los ambientes la altura será de 2.88 m.

2.1.8 Selección del sistema estructural

En la elección del sistema estructural influyen los factores de desempeño, economía, estética, materiales disponibles en el lugar y las técnicas constructivas a utilizar en la realización de la obra. El resultado final debe comprender el tipo estructural, formas y dimensiones, los materiales y el proceso de ejecución.

El sistema estructural estará compuesto por marcos elásticos unidos por nudos rígidos de concreto reforzado, con losas planas de concreto reforzado y muros de relleno de mampostería, independientes de los marcos rígidos. Ver figura 6.

Figura 6. Tipología estructural de los módulos



2.1.9 Análisis estructural

El análisis estructural estudia mediante diferentes métodos la determinación de las fuerzas y deformaciones que se presentan en una estructura.

El análisis estructural del proyecto se desarrollo con el Software Integrado de Diseño de Edificios, **ETABS® versión 9.2** (2008), ya que este utiliza una plataforma extremadamente versátil.

ETABS versión 9.2 posee una poderosa e intuitiva interfaz grafica con procedimientos de modelaje, análisis y diseño sin igual, todos integrados usando una base de datos común, por estas y otras cualidades que posee, es en la actualidad la herramienta predilecta para ingenieros estructurales en la industria de la construcción.

En lo referente al diseño de los elementos estructurales este se llevo a cabo utilizando métodos convencionales de diseño y los resultados obtenidos se compararon con los desarrollados por ETABS, específicamente en el caso de las vigas y columnas.

2.1.9.1 Predimensionamiento estructural

El predimensionamiento estructural consiste en asignar medidas preliminares a los elementos estructurales. Para esto se puede recurrir a métodos analíticos cortos como los que a continuación se describen.

2.1.9.1.1 Predimensionamiento de vigas

Para predimensionar las vigas, el método utilizado calcula la altura (h) de la viga, la cual depende de la luz que cubre la viga; siendo $h = 8\%$ de la luz libre; “la base de la viga, b, no debe ser menor que el más pequeño de $0.3h$ y 250 mm .”¹

Luz libre mayor = 5.70 m.

- $h = 0.08(5.70 \text{ m}) = 0.46 \text{ m} \rightarrow 0.50 \text{ m}$.
- $b = 0.3(0.50 \text{ m}) = 0.15 \text{ m} \rightarrow 0.25 \text{ m}$.

¹Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-05), sección 21.3.1.3, (2005, Pág. 329)

2.1.9.1.2 Predimensionamiento de columnas

Para dimensionar una columna rectangular se deben tomar en cuenta una serie de recomendaciones planteadas en los códigos de construcción, como las mencionadas por el código ACI 318S-05 en las secciones 21.4.1.1-2:

- La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroíde geométrico, no debe ser menor a 300mm.
- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor de 0.4.

Para un dimensionamiento preliminar de las columnas se puede partir de las dimensiones mínimas planteadas por los códigos y chequear en el software si estas cumplen con las exigencias críticas que la estructura plantea; ya que el software puede determinar si las dimensiones de un elemento estructural son optimas para las exigencias que este elemento tendrá.

Para este caso se utilizó este criterio dado a que hasta cierto punto puede representar una mayor economía para el proyecto. Y para un análisis previo se plantea la utilización de una sección de 0.30 m x 0.30 m.

2.1.9.1.3 Predimensionamiento de losas

Las losas trabajan en uno o dos sentidos, la determinación de la dirección de trabajo de las losas depende del valor resultante de la relación lado a lado, m , que las mismas posean.

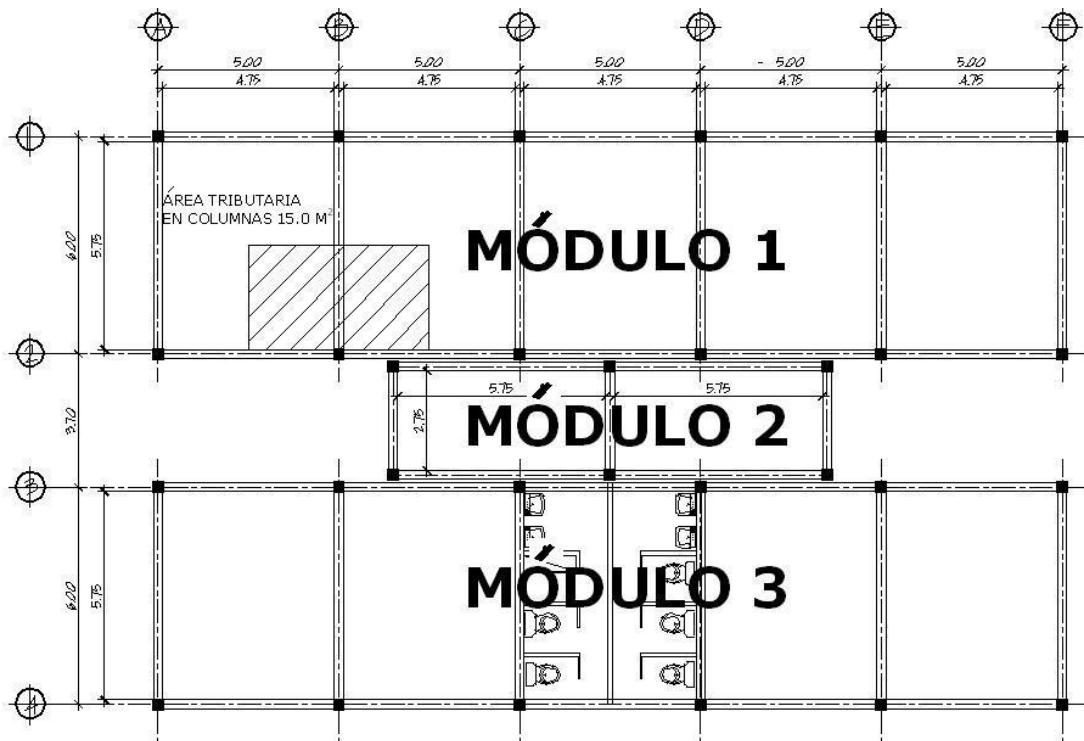
Las condiciones para determinar la dirección de trabajo son las siguientes:

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

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

Figura 7. Planta general de losas



La figura 7 presenta la planta general de losas correspondientes al entrepiso y techo de los módulos. Las losas en los módulos 1 y 3 poseen las mismas dimensiones y la dirección de trabajo de estas se determina en la siguiente página.

$$m = \frac{4.75}{5.75} = 0.82 \quad \text{Las losas trabajan en 2 sentidos}$$

Para las losas del módulo 2 el resultado es el siguiente:

$$m = \frac{2.75}{5.75} = 0.48 \quad \text{Las losas trabajan en 1 sentido}$$

Para determinar el espesor, t , de losa es necesario conocer el tipo de condición en que la misma trabaja; si la losa trabaja en dos sentidos la fórmula para encontrar el espesor de la misma será:

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

Donde:

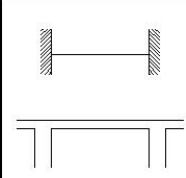
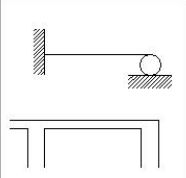
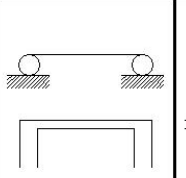
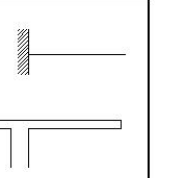
t = Espesor de la losa
 P = Perímetro de la losa

Por lo tanto para las losas del módulo 1 y 3 el espesor será:

$$t = \frac{2(4.75 + 5.75)}{180} = 0.116m \rightarrow 0.12m.$$

Mientras que para las losas que trabajan en un sentido el espesor se determina utilizando las fórmulas que se muestran en la figura 8, según sea el caso que se presente:

Figura 8. Espesores mínimos para losas en un sentido

CASO				
t	$L/28$	$L/24$	$L/20$	$L/10$

Para el módulo 2, el caso que se presenta es el tercero que se muestra en la figura 8:

$$t = \frac{2.75}{20} = 0.1375 \rightarrow 0.14$$

2.1.9.1.4 Predimensionamiento de cimientos

Para la cimentación, se diseñaron zapatas aisladas cuyo predimensionamiento se presenta en la sección 2.1.10.4.

2.1.9.2 Determinación de cargas aplicadas a los marcos dúctiles

Las cargas que actúan sobre las estructuras pueden dividirse según su dirección de aplicación en: cargas verticales y horizontales.

2.1.9.2.1 Cargas verticales

Las cargas verticales se dividen en dos categorías: cargas muertas y vivas.

Las cargas muertas son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura. Generalmente la mayor parte de la carga muerta es por peso propio de la estructura. Ésta puede calcularse con buena aproximación a partir de la configuración de diseño, de las dimensiones de la estructura y de la densidad del material.

Las cargas vivas consisten principalmente en cargas de ocupación en edificios y cargas de tráfico en puentes.

Las cargas vivas pueden estar total o parcialmente en su 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 de la vida de la estructura no se conocen con precisión. Las cargas vivas mínimas para las cuales deben diseñarse los entresijos y cubiertas de un edificio se especifican usualmente en distintos códigos de construcción.

Los valores de cargas verticales que se utilizan en este caso son:

Tabla III. Cargas verticales utilizadas en el diseño

CARGA MUERTA (CM)		CARGA VIVA (CV)	
Peso del concreto	= 2400 kg/m ³	Entrepiso (aulas)	= 250 kg/m ²
Peso de acabados (SC)	= 60 kg/m ²	Techo	= 100 kg/m ²
Peso de muros	= 150 kg/m ²	Pasillos	= 500 kg/m ²

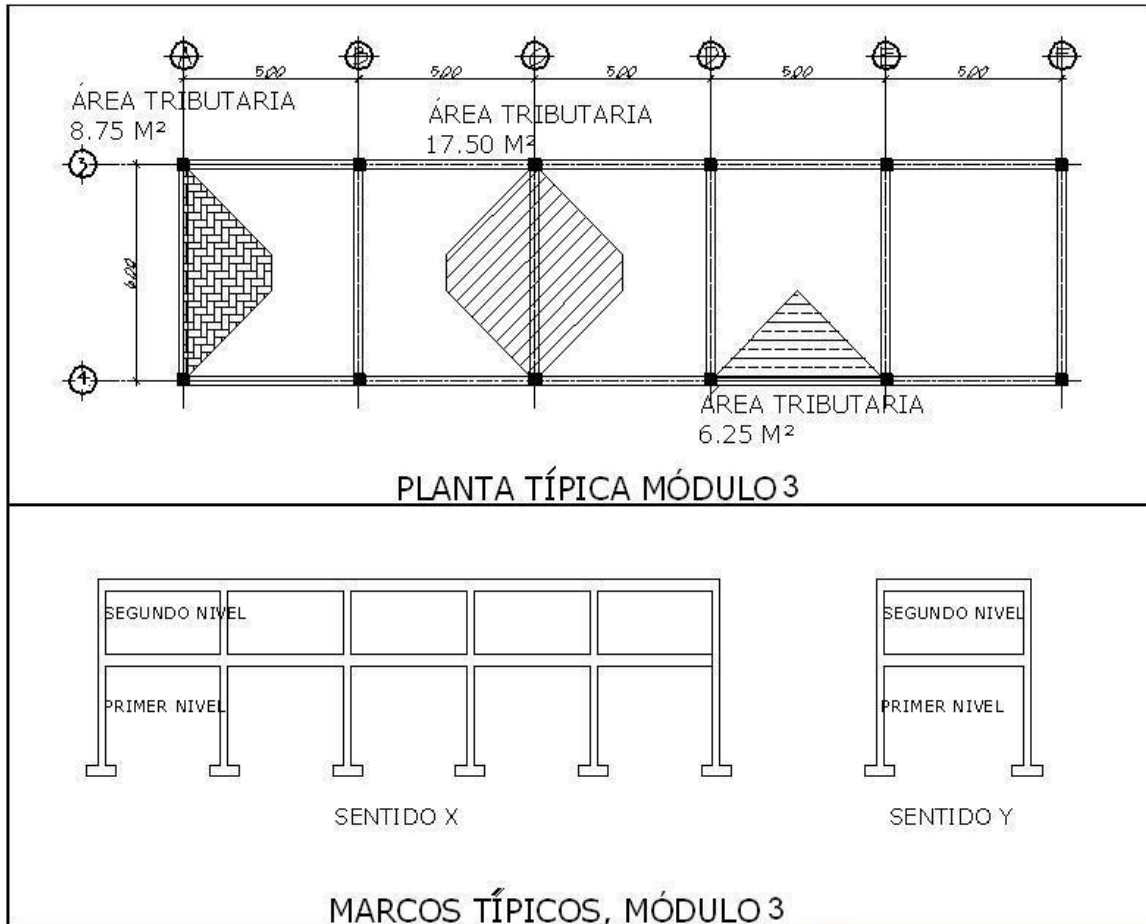
El análisis de cargas que a continuación se presenta corresponde a los marcos del módulo 3. La figura 9 muestra los marcos típicos en sentido X y Y, así como la planta típica.

Nivel 1

$$CM = \left(\left[\text{área tributaria} \right] (\text{Peso del concreto} \times \text{espesor losa} + \text{acabados}) \right) / \text{longitud viga} + \text{peso de viga} + \text{peso de muro}$$

$$CV = \left(\left[\text{área tributaria} \right] (\text{valor de c. viva}) \right) / \text{longitud viga}$$

Figura 9. Planta y marcos típicos, Módulo 3



Para las áreas tributarias en vigas que se muestran en la figura 9:

- **Eje 3 y 4**

En el caso de los muros estos tienen una altura de 2.5m por lo tanto:
 $(150\text{kg/m}^2 \times 2.5 \text{ m} = 375 \text{ kg/m})$

$$CM = \left(\left[6.25 \text{ m}^2 \right] \left(2400 \text{ kg / m}^3 \times 0.12 \text{ m} + 60 \text{ kg / m}^2 \right) \right) / 5 \text{ m} + \left(0.25 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \right) \left(2400 \text{ kg / m}^3 \right) + 375 \text{ kg / m}$$

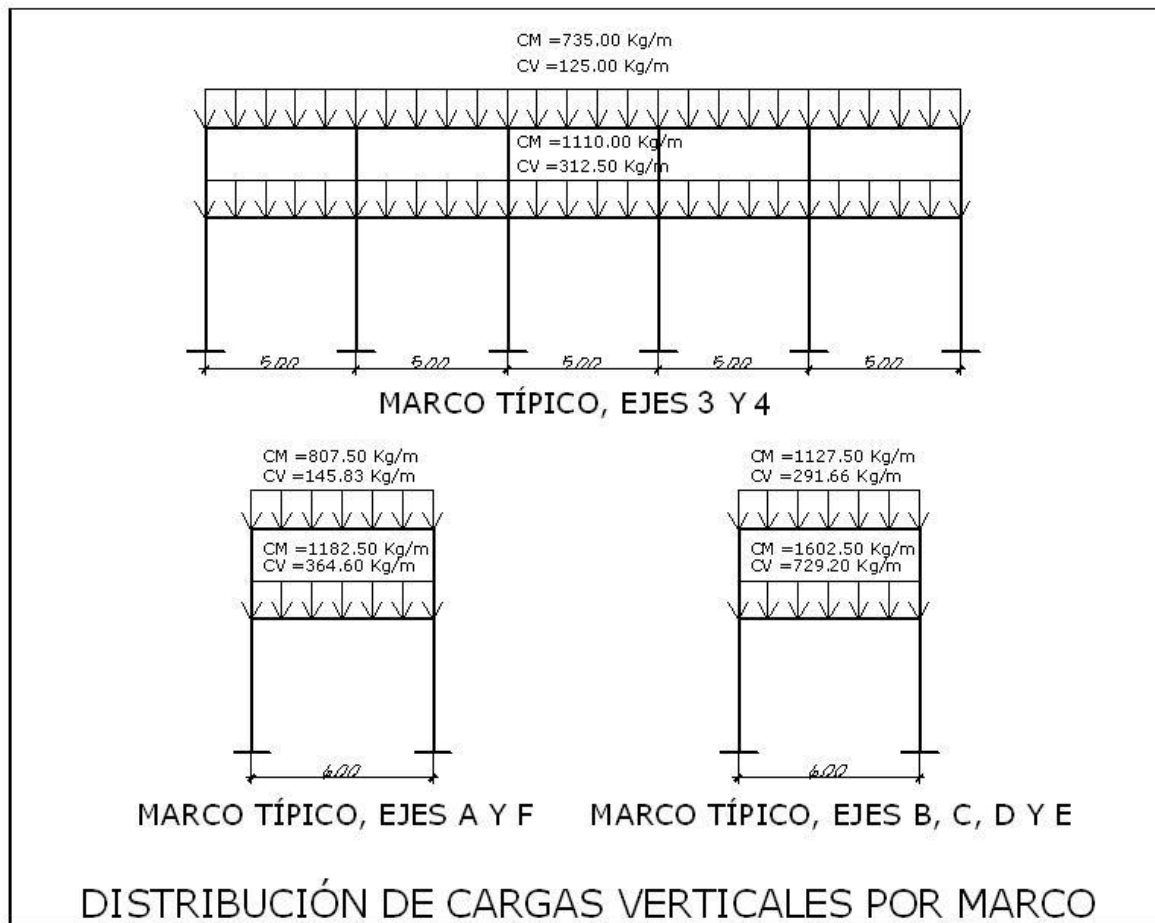
$$CM = 1110 .00 \text{ kg / m}$$

$$CV = \left(\left(6.25 m^2 \right) \left(250 kg / m^2 \right) \right) / 5 m$$

$$CV = 312.50 kg / m$$

Los valores de las cargas distribuidas para los demás ejes así como para el segundo nivel se muestran en la figura 10 y se obtuvieron siguiendo el procedimiento anterior.

Figura 10. Modelos matemáticos, marcos típicos, módulo 3



Los valores de carga distribuida que se obtuvieron en el análisis anterior son utilizados en el método simultáneo de verificación que se desarrollo para la comprobación de los resultados obtenidos por Etabs, en lo que se refiere al análisis estructural, método que se describe en la sección 2.1.9.3.2.

2.1.9.2.2 Cargas horizontales

Son aquellas que actúan perpendicularmente a la línea de acción de la gravedad. Éstas son producidas por sismo, viento o impacto, siendo puramente dinámicas. Al igual que las cargas vivas, las cargas horizontales son inciertas tanto en magnitud como en distribución. Regularmente solo se considera en el análisis estructural una de las cargas mencionadas, ya que los fenómenos naturales que las provocan difícilmente se presenten en forma simultanea.

El territorio de Guatemala se caracteriza por poseer un índice de sismicidad alto, por lo que es necesario considerar los efectos de sismo al momento de diseñar un edificio. Para determinar las fuerzas sísmicas en este caso se recurrió al método descrito en la publicación: *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary* de SEAOC, 1976.

El método especifica los requerimientos generales para el diseño y construcción de estructuras sismorresistentes.

El método SEAOC analiza una estructura como una unidad y la finalidad del mismo es determinar la fuerza lateral ocasionada en la base del edificio, o corte basal; los procedimientos que el método describe para el cálculo son prácticos y simplificados basados en el método estático.

2.1.9.2.2.1 Corte basal

La fórmula para determinar el corte basal es la siguiente:

$$V = ZICKSW$$

Cuyos coeficientes Z, I, K, C, S y W, representan diversos factores que varían dependiendo de el tipo estructura que se este analizando y el medio en el que se encuentre.

Tabla IV. Descripción de variables de fórmula para corte basal

Z	=	Coeficiente que depende de la zona sísmica,	Zona sísmica 4	Z = 1
I	=	Tipo de ocupación de la obra,	Riesgos medios-altos	I = 1.25
C	=	Coeficiente que depende del periodo de vibración		
		$C = \frac{1}{15\sqrt{T}}$	$T = \frac{0.0906 H}{\sqrt{b}}$	
* El valor de c no debe exceder 0.12				
S	=	Coeficiente que depende del tipo de suelo	Escasa inf. sobre suelo	S = 1.50
Si C*S es mayor que 0.14, usar C*S = 0.14				
K	=	Coeficiente que depende del tipo de estructura	Marcos dúctiles	K = 0.67
W	=	Peso de la estructura		

El valor de C se determina en sentido X y en sentido Y, de la siguiente forma:

$$T_x = \frac{0.0906 (7.2m)}{\sqrt{25m}} = 0.13$$

$$C_x = \frac{1}{15\sqrt{0.13}} = 0.1846$$

$$T_y = \frac{0.0906 (7.2m)}{\sqrt{6m}} = 0.266$$

$$C_y = \frac{1}{15\sqrt{0.266}} = 0.13$$

- En ambos casos c es > 0.12 ∴ usar 0.12

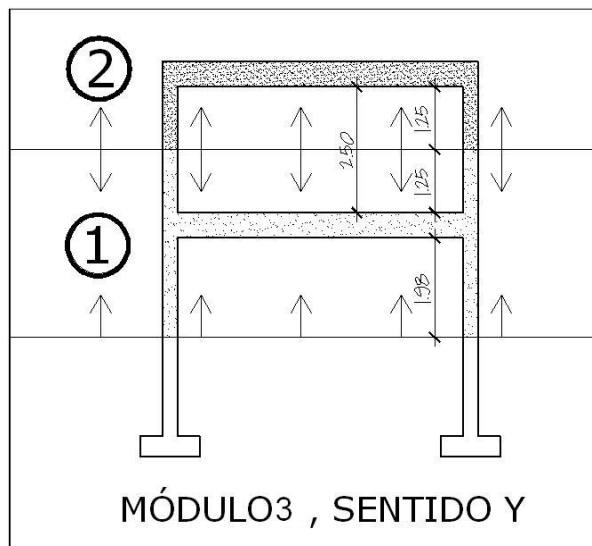
Comprobación de los valores de C*S:

- $C_x \times S = 0.12 \times 1.5 = 0.18 \Rightarrow usar \quad 0.14$
- $C_y \times S = 0.12 \times 1.5 = 0.18 \Rightarrow usar \quad 0.14$

El peso, W, de la estructura se calcula de la siguiente manera:

$$W = W_{NIVEL 1} + W_{NIVEL 2}$$

Figura 11. Distribución de peso de la estructura por nivel



La figura 11, muestra la distribución de pesos por nivel, y el peso de los mismos se obtiene de la siguiente manera:

- **NIVEL 1**

- $W_{LOSA} = (0.12m)(25m)(6m)(2400 \text{ kg} / m^3) = 43,200.00 \text{ kg}$
- $W_{VIGAS} = (0.25m)(0.50m)(84.2m)(2400 \text{ kg} / m^3) = 25,260.00 \text{ kg}$
- $W_{COLUMNAS} = (0.30m)(0.30m)(38.7m)(2400 \text{ kg} / m^3) = 8,359.20 \text{ kg}$
- $W_{MUROS} = (261.87 \text{ m}^2)(150 \text{ kg} / m^2) = 39,280.50 \text{ kg}$
- $W_{ACABADOS} = (25.0m)(6.0m)(60 \text{ kg} / m^2) = 9,000.00 \text{ kg}$

$$\circ W_{nivel\ 1} = 43,200.00 + 25,260.00 + 8,359.20 + 39,280.50 + 9,000.00$$

$$\circ W_{nivel\ 1} = 125,099.70\text{ kg}$$

- **NIVEL 2**

$$\circ W_{LOSA} = (0.12\text{ m})(25\text{ m})(6\text{ m})(2400\text{ kg / m}^3) = 43,200.00\text{ kg}$$

$$\circ W_{VIGAS} = (0.25\text{ m})(0.50\text{ m})(84.2\text{ m})(2400\text{ kg / m}^3) = 25,260.00\text{ kg}$$

$$\circ W_{COLUMNAS} = (0.30\text{ m})(0.30\text{ m})(15.0\text{ m})(2400\text{ kg / m}^3) = 3,240.00\text{ kg}$$

$$\circ W_{MUROS} = (101.50\text{ m}^2)(150\text{ kg / m}^2) = 15,225.00\text{ kg}$$

$$\circ W_{ACABADOS} = (25.0\text{ m})(6.0\text{ m})(60\text{ kg / m}^2) = 9,000.00\text{ kg}$$

$$\circ W_{nivel\ 2} = 43,200.00 + 25,260.00 + 3,240.00 + 15,225.00 + 9,000.00$$

$$\circ W_{nivel\ 2} = 95,925.00\text{ kg}$$

Se debe incluir un 25% del peso de la carga viva en los niveles en los que se consideren altos niveles de ocupación y almacenamiento; para este caso en particular se considera tal incremento solo en nivel de entresuelo y no así en el nivel de techo, ya que este se diseñó sin acceso alguno.

$$\circ W_{nivel\ 1} = 125,099.70\text{ kg}$$

$$\circ 25\% W_{c.v. nivel\ 1} = (0.25)(25\text{ m})(6\text{ m})(250\text{ kg / m}^2) = 9,375.00\text{ kg}$$

$$\circ W_{nivel\ 2} = 95,925.00\text{ kg}$$

$$\circ W_{total} = 125,099.70\text{ kg} + 9,375.00\text{ kg} + 95,925.00\text{ kg} = 230,399.70\text{ kg}$$

Teniendo todos los factores que intervienen en la determinación del corte basal, se procede a determinar su valor, tanto en sentido X, como en sentido Y:

$$V_X = V_Y = ZICKSW$$

Tabla V. Corte basal

Z	I	K	C	S	W	V
1.00	1.25	0.67	0.14		230,399.70	27,014.52

2.1.9.2.2.2 Fuerzas por nivel

El corte basal produce una distribución de fuerzas en cada piso, las cuales se calculan a partir de la ecuación:

$$F_i = \frac{(V - F_T) \times W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}$$

Donde:

F_i = corte por nivel

V = corte basal

F_T = fuerza adicional en la cúspide

W_i = peso en el nivel

h_i = altura del nivel

$$F_T = 0.07 * T * V, \text{ si } T \geq 0.25 \text{ seg.}$$

$$F_T = 0, \text{ si } T < 0.25 \text{ seg.}$$

Como T_x y T_y son menores de 0.25, se utiliza el valor de $F_t = 0$, quedando la fórmula para ambos sentidos de la siguiente manera:

$$F_i = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}$$

Fuerzas actuantes en el primer y segundo nivel, en sentido X:

$$F_{1X} = \frac{27,014.52 \text{ kg} \times 134,474.70 \text{ kg} \times 4.20 \text{ m}}{(134,474.70 \text{ kg} \times 4.20 \text{ m}) + (95,925.00 \times 7.20 \text{ m})} = 12,153.08 \text{ kg}$$

$$F_{2X} = \frac{27,014.52 \text{ kg} \times 95,925.00 \text{ kg} \times 7.20 \text{ m}}{(134,474.70 \text{ kg} \times 4.20 \text{ m}) + (95,925.00 \times 7.20 \text{ m})} = 14,861.44 \text{ kg}$$

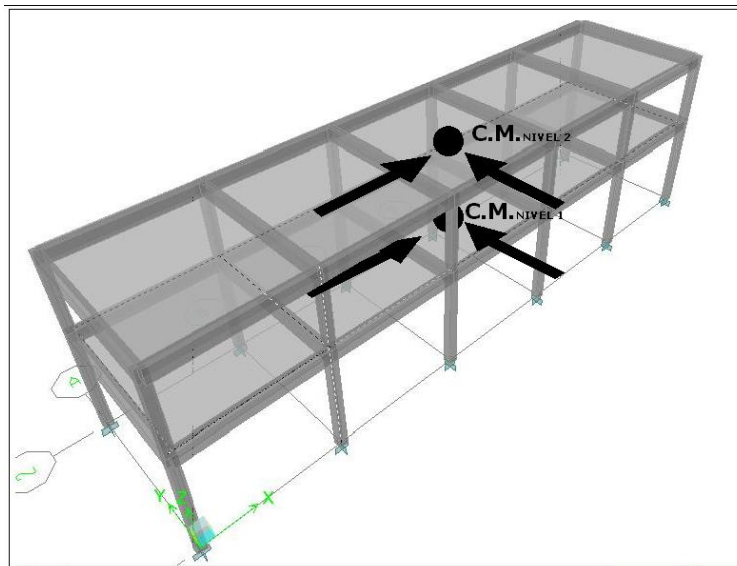
Como se sabe que el valor del basal es el mismo en ambos sentidos, se determina que el valor de las fuerzas por nivel que actuarán en el sentido Y, son de igual magnitud que en el sentido X, para cada nivel respectivamente; de tal forma que:

$$F_{1Y} = \frac{27,014.52 \text{ kg} \times 134,474.70 \text{ kg} \times 4.20 \text{ m}}{(134,474.70 \text{ kg} \times 4.20 \text{ m}) + (95,925.00 \times 7.20 \text{ m})} = 12,153.08 \text{ kg}$$

$$F_{2Y} = \frac{27,014.52 \text{ kg} \times 95,925.00 \text{ kg} \times 7.20 \text{ m}}{(134,474.70 \text{ kg} \times 4.20 \text{ m}) + (95,925.00 \times 7.20 \text{ m})} = 14,861.44 \text{ kg}$$

Las fuerzas obtenidas son aplicadas en el centro de masa de cada nivel de la estructura, como lo muestra la figura 12.

Figura 12. Puntos de aplicación de fuerzas horizontales



Dependiendo del método adoptado para el desarrollo del análisis estructural, se determinan los factores que intervienen en el mismo. Para este caso con los datos obtenidos hasta el momento es suficiente para desarrollar el modelo en ETABS. Sin embargo es conveniente hacer uso de métodos simplificados para verificar si no se han cometido errores graves al emplear métodos precisos, en especial programas de computadora basados en métodos matriciales, como ETABS.

2.1.9.3 Desarrollo del análisis estructural por ETABS V9.2

2.1.9.3.1 Datos de entrada

2.1.9.3.1.1 Especificaciones generales

- Concreto: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- Peso por unidad de Volumen: 2400 kg/cm^3 .
- Módulo de elasticidad: $217,000.00 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero: $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ y $f_{ys} = 2810 \text{ kg/cm}^2$
- Coef. de Poisson: 0.2

2.1.9.3.1.2 Geometría estructural

- Vigas: 0.25 m X 0.50 m.
- Columnas: 0.30m x 0.30m.
- Losa: 0.12 m.

2.1.9.3.1.3 Cargas

Las cargas verticales son ingresadas al programa en magnitud por unidad de área, a excepción de la carga que proporcionan los muros de relleno, esta es ingresada en magnitud por unidad lineal. Las cargas usadas son las que se muestran en la tabla III Pág. 26.

Las cargas horizontales se asignan por nivel, siendo estas las obtenidas anteriormente por el método SEAOC.

2.1.9.3.1.4 Combinaciones de mayoración

Antes de efectuar el análisis estructural se deben definir las combinaciones de mayoración de carga, estas combinaciones se establecen para las distintas condiciones críticas que pueden existir. Las combinaciones se establecen en los códigos de diseño. Para este caso el código adoptado es el ACI 318S-05, el cual establece en la sección 9.2.1, que la resistencia requerida U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las ecuaciones (9 - 1 a 9 - 7).

En las ecuaciones descritas por el ACI están involucrados varios factores que no son aplicables a nuestro medio, obviando dichos factores se obtienen las combinaciones usadas para el modelo:

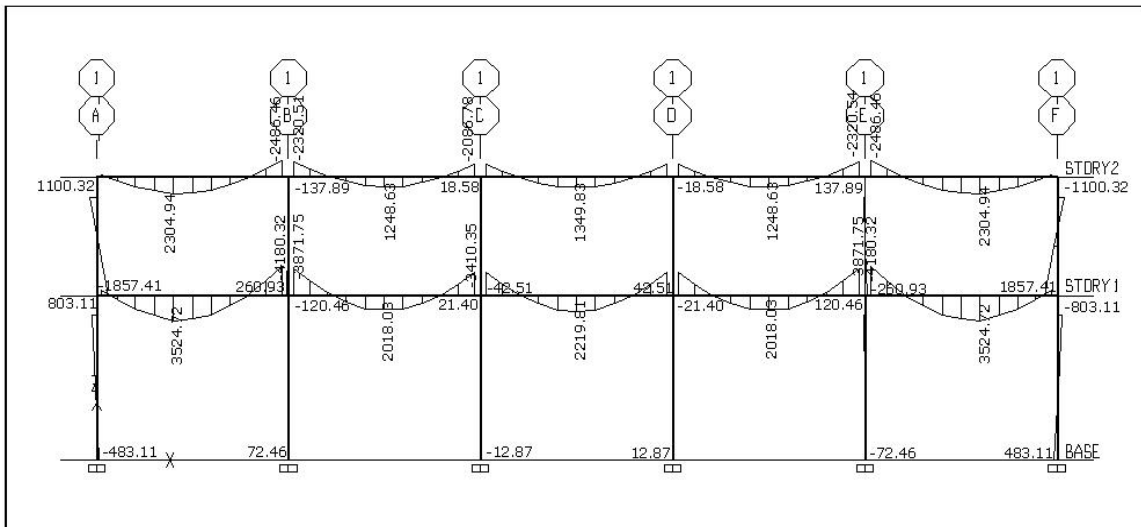
- $U = 1.2 (C_{MUERTA}) + 1.7 (C_{VIVA})$ **combinación 1**
- $U = 1.2 (C_{MUERTA}) + 1(C_{VIVA}) \pm 1(C_{SISMO})$ **combinación 2 y 3**
- $U = 0.9 (C_{MUERTA}) \pm 1(C_{SISMO})$ **combinación 4 y 5**
- $U = 0.9 (C_{MUERTA})$ **combinación 6**

Definido el modelo, se procede a ejecutar el análisis estructural por medio del software, obteniendo los resultados que se muestran a continuación.

2.1.9.3.2 Resultados del análisis estructural

Las gráficas que a continuación se muestran corresponden al marco del eje 3, paralelo al eje X perteneciente al módulo 3, el cual fue tomado a modo de ejemplo para la visualización de los resultados obtenidos con cada combinación de carga.

Figura 13. Momentos flexionantes, marco en sentido X, combinación 1



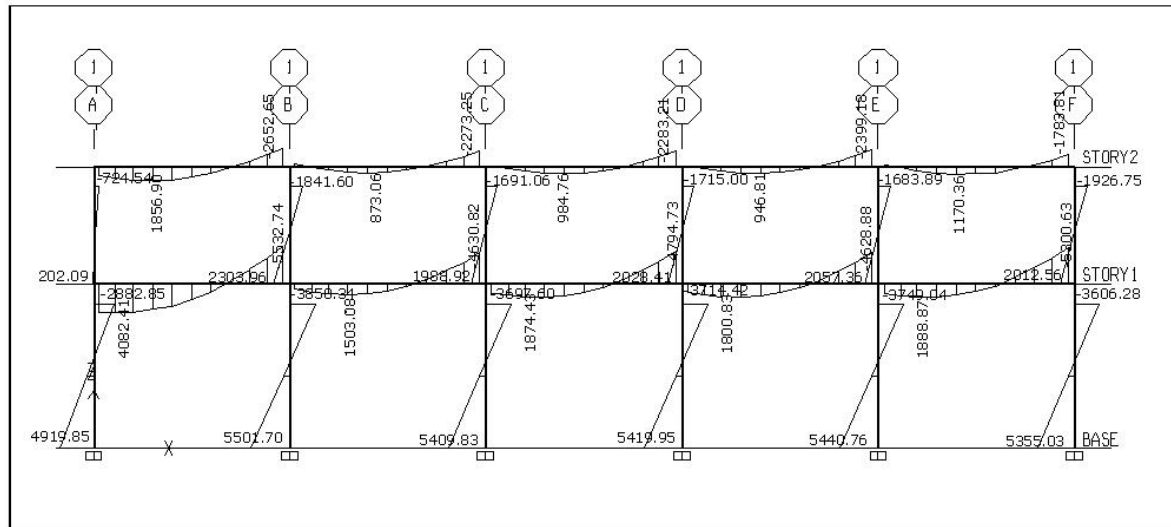
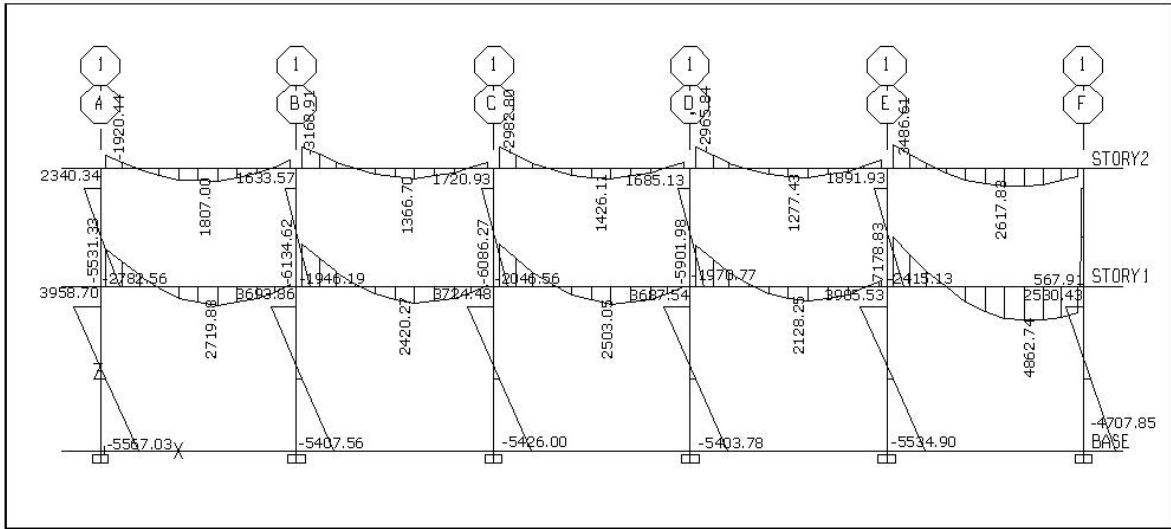
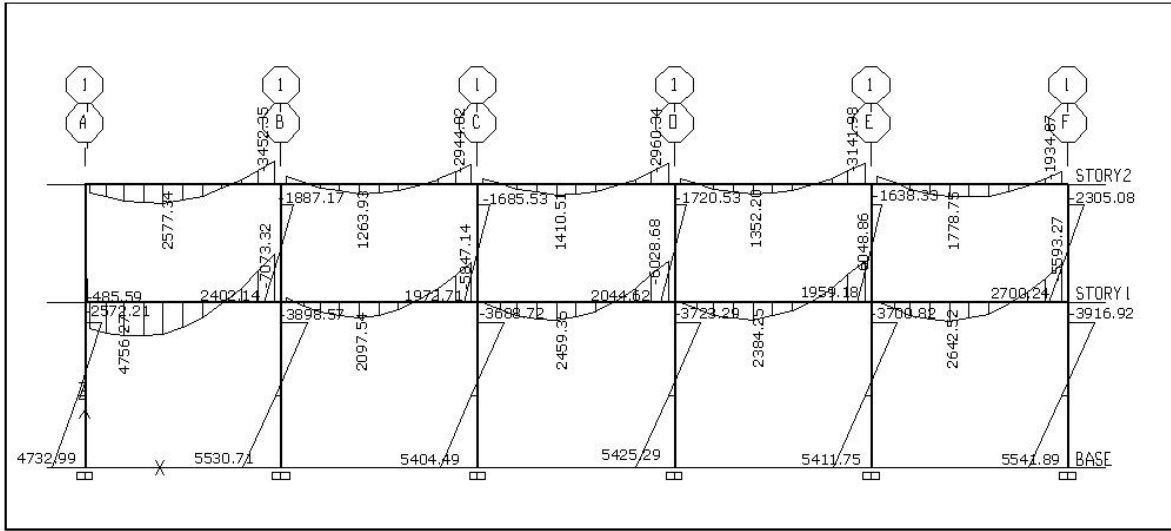


Figura 17. Momentos flexionantes, marco en sentido X, combinación 5

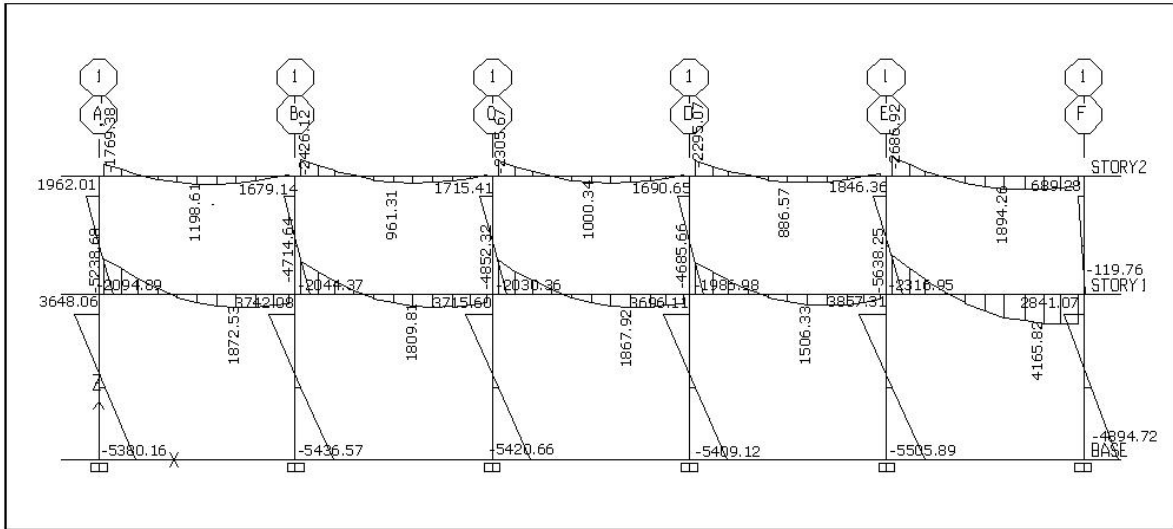


Figura 18. Momentos flexionantes, marco en sentido X, combinación 6

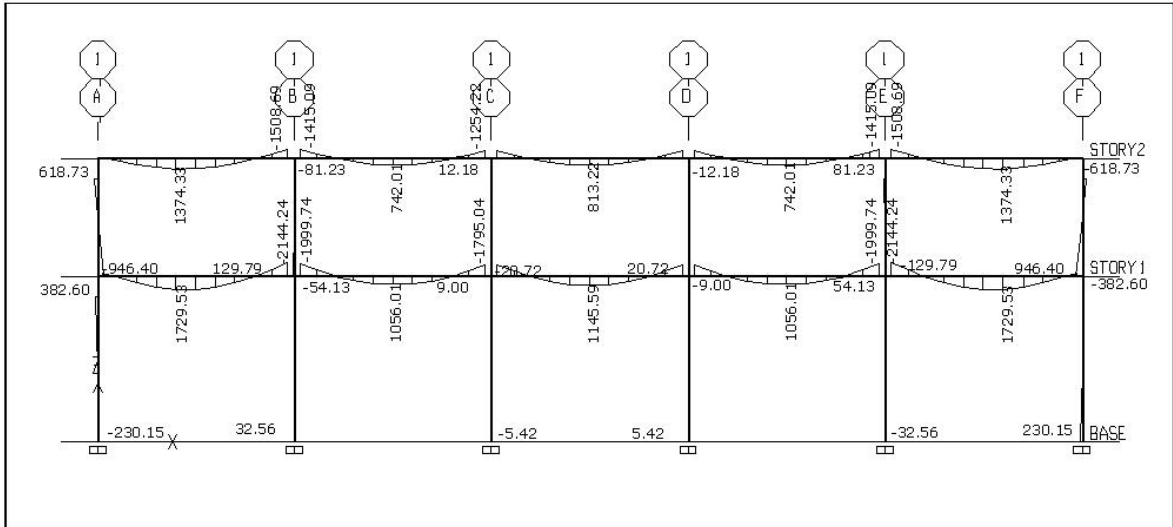
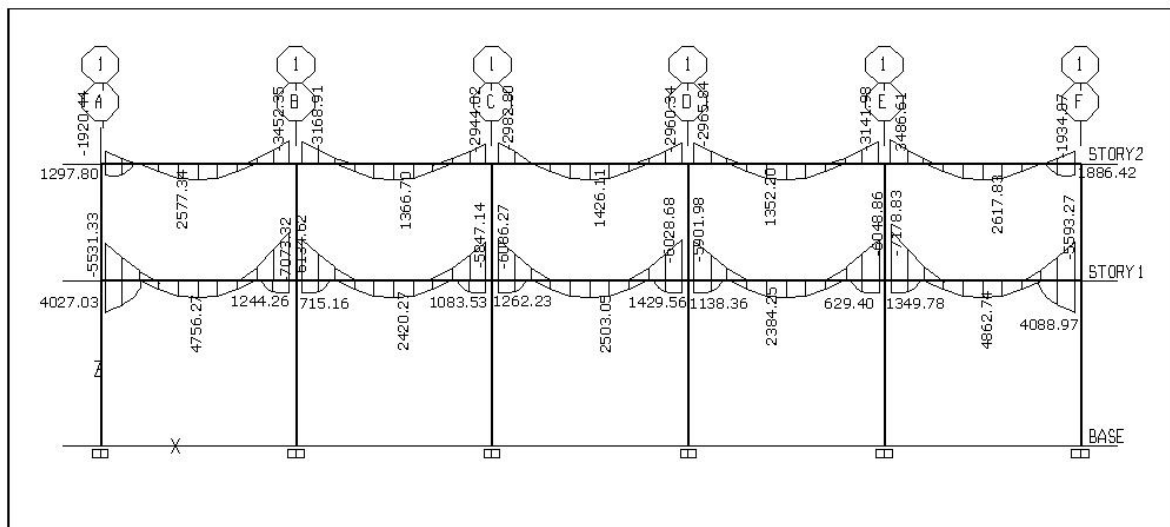
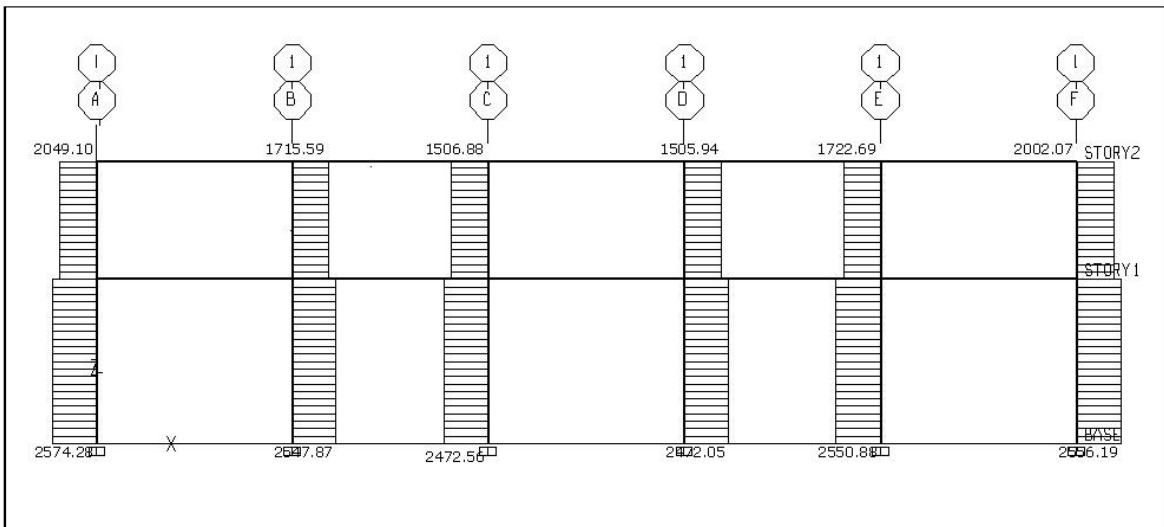
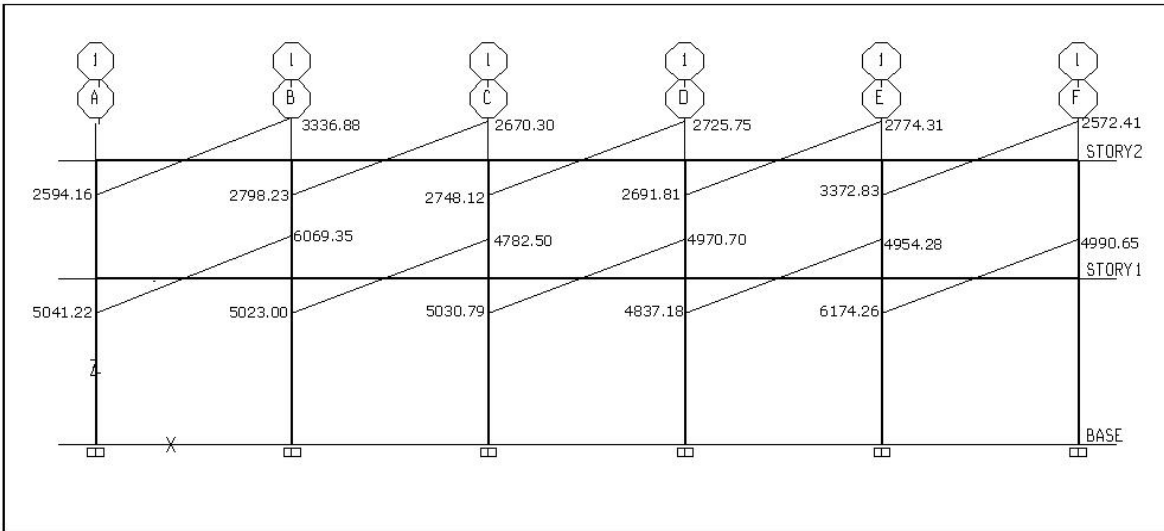
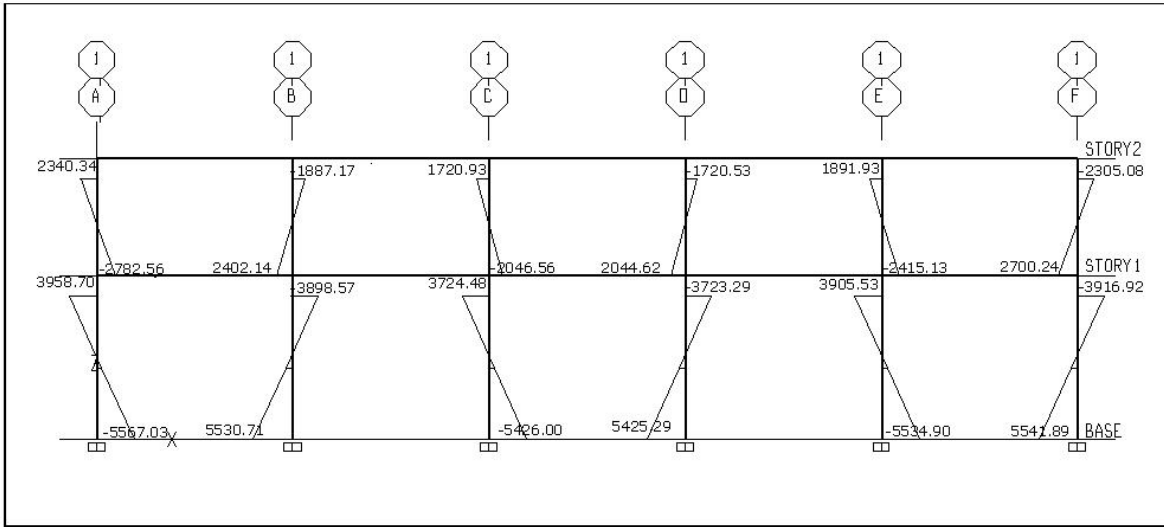


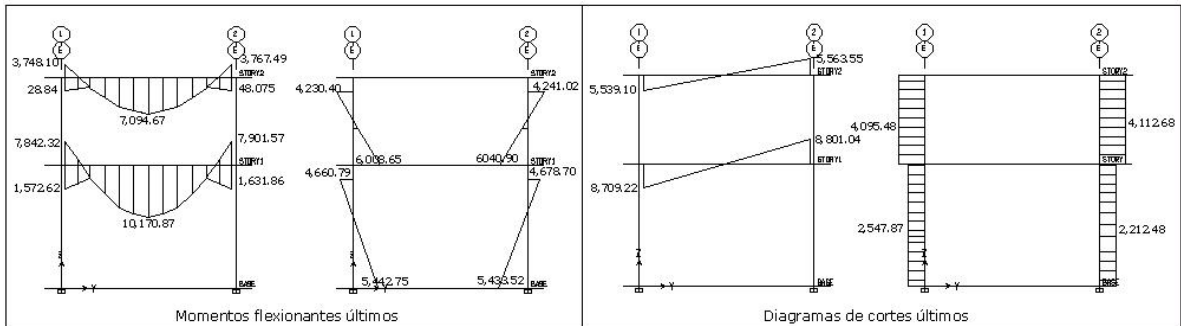
Figura 19. Momentos últimos en vigas, marco en sentido X





En el caso del sentido Y, la figura 23, muestra los momentos y cortes últimos actuantes en el marco correspondiente al eje E, del módulo 3, paralelo al eje Y.

Figura 23. Diagramas de momentos y cortes últimos, marco en sentido Y



La verificación respectiva de los resultados obtenidos por Etabs, en lo referente al análisis estructural se llevó a cabo mediante el desarrollo del análisis para un marco del módulo, por medio del método de Kani, obteniendo un rango de divergencia aceptable entre los resultados.

Para desarrollar el análisis estructural por un método como Kani, fue necesario complementar los cálculos desarrollados anteriormente de la siguiente manera: luego de obtener las fuerzas sísmicas actuantes en cada nivel se procedió a distribuir las mismas en cada marco, dicha distribución se realiza en función de la rigidez del nivel y la rigidez del marco analizado; luego se procedió a calcular el incremento de fuerza debido a la torsión de la estructura, el cual está en función de la excentricidad existente entre el centro de masa de la estructura y el centro de rigidez, para este caso en particular la simetría es total, por lo que el centro de masa coincide con el centro de rigidez. Se consideró un factor de magnificación dinámica de 1.5, para incrementar la excentricidad calculada así como también una excentricidad accidental del 10% de la base de la estructura, como lo estipula el código mejicano del Distrito Federal.

Tabla VI. Análisis de resultados de Etabs y Kani para carga muerta (eje 1), (kg-m)

KANI											
A	B	C	D	E	F						
595.4	159.72	1014.75	25.29	1014.75	25.22	15.18	1014.75	159.72	595.4	1595.04	595.04
0.00	413.51	19.30	15.36	15.36	4.08	0.00	4.08	0.00	413.51	0.00	0.00
202.95	430.55	19.77	15.71	15.71	-2.68	-1.75	-2.68	0.34	430.55	427.33	-203.00
184.52	424.33	17.53	15.53	15.53	-20.21	-1.19	-20.21	39.05	424.33	420.29	-183.17
191.65	429.29	19.12	15.12	15.12	-19.41	-8.87	-19.41	81.14	429.29	419.59	-193.76
180.13	419.40	19.76	15.76	15.76	-16.71	-8.52	-16.71	80.83	419.40	419.42	-179.82
173.74	419.29	19.56	15.56	15.56	-16.56	-8.21	-16.56	80.71	419.29	419.29	-179.75
0	219.36	0	0	0	0	0	0	0	219.36	0	0
0	232.86	3.23	0.66	0.66	-1.54	-1.54	-1.54	42.66	232.86	220.83	-220.83
0	235.56	-29.20	0.10	0.10	-7.88	-7.88	-7.88	42.63	235.56	234.14	-234.14
0	235.52	-43.66	7.76	7.76	-1.24	-1.24	-1.24	44.01	235.52	235.35	-235.35
0	235.53	-44.20	8.74	8.74	-6.63	-6.63	-6.63	43.98	235.53	235.50	-235.50
0	235.60	-44.32	8.90	8.90	-6.89	-6.89	-6.89	44.25	235.60	235.50	-235.50
0	235.60	-44.32	8.93	8.93	-6.93	-6.93	-6.93	44.31	235.60	235.58	-235.58
-0.12	650.3	-2043.32	-2222.67	1983.78	-2093	2023.2	-26.06	-1963.75	2222.63	-2413.24	1004.33
2043.32	-0.21	0.00	-0.16	0.00	-0.16	0.00	-0.16	0.00	-0.16	0.00	-0.16
353.4	1751.42	7.41	1532.43	144	1532.43	-16.36	0.00	-16.36	1532.43	95.53	86.3
0.00	534.94	0.00	0.29	0.29	-17.2	-17.2	-17.2	88.13	534.94	95.53	1151.42
64.97	564.60	-88.38	0.49	0.49	-17.2	-17.2	-17.2	88.13	564.60	88.13	567.28
175.28	563.31	-98.23	0.30	0.30	-16.28	-16.28	-16.28	88.06	563.31	88.06	568.17
176.27	563.07	-98.45	0.45	0.45	-16.42	-16.42	-16.42	88.06	563.07	88.06	568.17
176.64	563.34	-98.66	0.56	0.56	-16.38	-16.38	-16.38	88.05	563.34	88.05	568.13
176.63	563.36	-98.72	0.61	0.61	-16.46	-16.46	-16.46	88.03	563.36	88.03	568.13
176.70	563.36	-98.72	0.70	0.70	-16.59	-16.59	-16.59	88.03	563.36	88.03	568.13
0	176.70	-33.24	0	6.70	-6.68	-6.68	-6.68	33.23	176.70	33.23	-176.68
0	176.70	-33.24	0	6.70	-6.68	-6.68	-6.68	33.23	176.70	33.23	-176.68

	N	VIGAS					COLUMNAS					
ETABS	2	1527.04	1676.32	1572.32	1393.58	903.58	687.48	1051.55	90.26	144.22	13.53	23.02
KANI		1159.72	1610.92	1493.93	1309.4	1014.75	595.10	650.9	115.21	124.08	25.23	26.01
ETABS	1	1921.7	2382.48	2221.94	1994.49	1272.82	425.11	255.73	60.15	36.18	10.00	6.02
KANI		1751.42	2413.24	2222.67	1983.78	1532.49	353.4	176.7	66.48	33.24	13.40	6.69

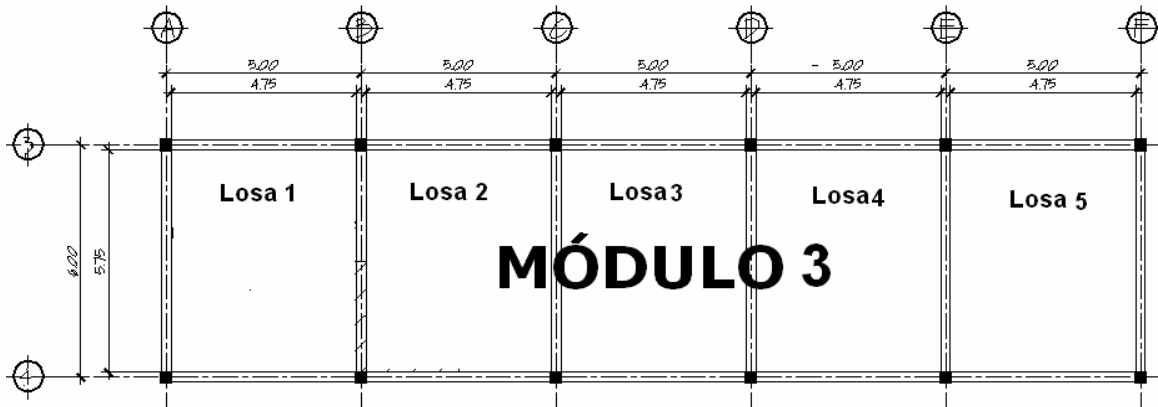
2.1.10 Diseño estructural

2.1.10.1 Diseño de losas

Para el diseño de las losas se utilizó el método 3 del ACI publicado en el ACI 318-63. El espesor de la losa se estableció en la etapa de predimensionamiento presentada en la página 22, siendo este igual a 0.12 mt.

La figura 24, muestra la planta típica de distribución de losas en el nivel 1, del módulo 3.

Figura 24. Planta típica de losas



Determinados los sentidos de trabajo de las losas y el espesor de las mismas se procede a calcular la carga última, CU:

Datos:

$$CV = 250 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

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

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

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

$$SC = 60 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$CU = 1.2CM + 1.6CV$$

$$CM = (\gamma_c * \text{espesor de losa}) + (SC)$$

$$CM = (2400 \text{ kg} / \text{m}^3 * 0.12 \text{ m}) + (60 \text{ kg} / \text{m}^2) = 348 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$CMU = C. \text{muerta ultima} = 1.2 * 348 \text{ kg} / \text{m}^2 = 417.6 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$CVU = C. \text{viva ultima} = 1.6 * 250 \text{ kg} / \text{m}^2 = 400.00 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$CU = 417.6 \text{ kg} / \text{m}^2 + 400 \text{ kg} / \text{m}^2 = 817.6 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Cálculo de momentos:

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

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

$$M_A^+ = Ccm_A * CMU * A^2 + Ccv_A * CVU * A^2$$

$$M_B^+ = Ccm_B * CMU * B^2 + Ccv_B * CVU * B^2$$

Donde:

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 = Coef . de c. muerta en A

Ccm_B = Coef . de c. muerta en B

Ccv_A = Coef . de c. viva en A

Ccv_B = Coef . de c. viva en B

Para determinar los coeficientes de carga, es necesaria la utilización de las tablas publicadas por el ACI 318-63, las cuales describen los valores para distintos casos en los que puede estar sometida una losa.

Losa 1 = losa 5

Relación

$$m = A / B \Rightarrow 4.75 / 5.75 = 0.83 \rightarrow 0.80$$

$$M_A^- = 0.086 * 817.6 * 4.75^2 = 1586.45 \text{ kg} - m$$

$$M_A^+ = 0.045 * 417.6 * 4.75^2 + 0.051 * 400.0 * 4.75^2 = 884.30 \text{ kg} - m$$

$$M_B^+ = 0.015 * 417.6 * 5.75^2 + 0.019 * 400.0 * 5.75^2 = 458.38 \text{ kg} - m$$



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

$$M_A^- \text{ LADO NO CONTINUO} = 884.30 / 3 = 294.80 \text{ kg} - m$$

$$M_B^- \text{ LADO NO CONTINUO} = 458.38 / 3 = 152.80 \text{ kg} - m$$

Losa 2 = losa 3 = losa 4

Relación

$$m = A / B \Rightarrow 4.75 / 5.75 = 0.83 \rightarrow 0.80$$

$$M_A^- = 0.083 * 817.6 * 4.75^2 = 1531.11 \text{ kg} - m$$

$$M_A^+ = 0.032 * 417.6 * 4.75^2 + 0.044 * 400.0 * 4.75^2 = 698.60 \text{ kg} - m$$

$$M_B^+ = 0.009 * 417.6 * 5.75^2 + 0.016 * 400.0 * 5.75^2 = 335.86 \text{ kg} - m$$

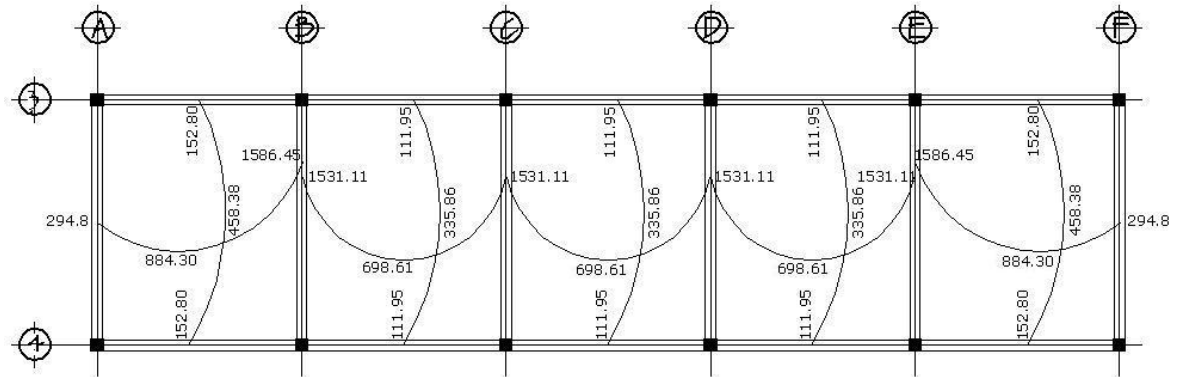


En los lados donde no existe continuidad se debe colocar 1/3 del momento positivo.

$$M_B^- \text{ LADO NO CONTINUO} = 335.86 / 3 = 111.95 \text{ kg} - m$$

La figura 25, muestra los momentos actuantes en todo el entrepiso.

Figura 25. Momentos actuantes en losas, nivel 1



En la unión de losas, en el eje B y E se puede apreciar que los momentos actuantes son diferentes, por lo cual es necesario balancear los mismos antes de proceder al cálculo del refuerzo.

Para determinar el momento balanceado se utilizó el procedimiento que se describe en la siguiente página.

$$0.8M_2 > M_1 \Rightarrow \text{Balancear por rigideces}$$

$$0.8M_2 < M_1 \Rightarrow \frac{(M_1 + M_2)}{2}$$

Donde: M_1 = Momento menor

M_2 = Momento mayor

Eje B y E

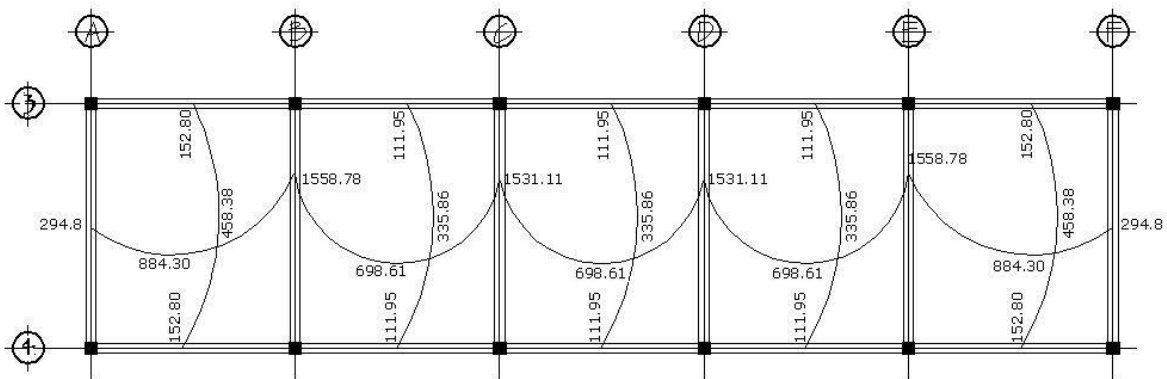
$$M_1 = 1531.11 \text{ kg} - m$$

$$M_2 = 1586.45 \text{ kg} - m$$

$$0.8M_2 = 0.8 * 1586.45 = 1269.16 < M_1$$

$$M_b = \frac{1531.11 + 1586.45}{2} = 1558.70 \text{ kg} - m$$

Figura 26. Momentos balanceados en losas, nivel 1



Con los momentos balanceados de la figura 26, se procede al cálculo del acero de refuerzo que se necesita en las losas.

El peralte, d , se calcula de la siguiente manera:

$$d = \text{espesor de losa} - \text{rec}$$

$$d = 12 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm} = 9.5 \text{ cm}$$

“La cantidad mínima de refuerzo, $A_{s_{\min}}$, requerido en losas estructurales de espesor uniforme debe ser igual a la cantidad que se requiere como refuerzo por retracción y temperatura.”²

“La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura en losas donde se empleen barras corrugadas grado 40 debe ser al menos igual a 0.0020.”³

$$A_{s_{\min}} = 0.0020 * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0020 * (100 \text{ cm}) * (9.5 \text{ cm}) = 1.90 \text{ cm}^2$$

Con el área de acero mínimo se calcula el espaciamiento, s , usando una varilla No. 3 la cual posee un área de 0.71 cm^2 . El espaciamiento se determina por medio de una regla de tres.

$$\left. \begin{array}{l} 1.90 \text{ cm}^2 \text{ ————— } 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \text{ ————— } s \end{array} \right\} s = 37.36 \text{ cm}$$

La referencia 2, también especifica que el espaciamiento máximo del refuerzo de $A_{s_{\min}}$, no debe exceder tres veces el espesor de la losa, ni 450 mm.

$$s_{\max} = 3 * \text{espesor de losa} = 3 * 12.00 \text{ cm} = 36.00 \text{ cm}$$

² Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-05), sección 10.5.4, (2005, Pág. 131)

³ Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-05), sección 7.12.2.1, (2005, Pág. 98)

El espaciamiento encontrado con el área de acero mínimo es mayor que el espaciamiento máximo permitido, por lo que se adopta el espaciamiento máximo y se determina el área de acero respectiva para dicho espaciamiento y se diseña con este último, tomándolo como $A_{s_{min}}$.

$$\left. \begin{array}{l} A_s \quad \frac{\quad}{\quad} \quad 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \quad \frac{\quad}{\quad} \quad 36 \text{ cm} \end{array} \right\} A_s = 1.97 \text{ cm}^2$$

Con el área de acero encontrada, se procede a determinar el momento que resiste la misma por medio de la siguiente fórmula:

$$MR_{A_s} = 0.9 * A_s * f_y * \left[d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right]$$

$$MR_{A_s} = 0.9 * 1.97 * 2810 * \left[9.5 - \frac{1.97 * 2810}{1.7 * 210 * 100} \right] = 46557.69 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$MR_{A_s} = 465.57 \text{ kg} - \text{m}$$

El momento resistente para un área de acero de, 1.97 cm^2 , cubre en su totalidad todos los momentos que se muestran en la figura 26 en sentido Y, siendo este en dirección de los ejes literales, mas no así los momentos actuantes en sentido X, siendo este en dirección de los ejes numerales. Las siguientes tablas muestran el acero requerido y el espaciamiento necesario para cubrir los momentos de la figura 26.

Tabla VII. Momentos en sentido X

Momento (kg-m)	Área de acero (cm²)	Área de varilla (cm²)	Espaciamiento (cm)
294.80	1.97 (As _{min})	1.27	36
1558.78	6.88	1.27	19
1531.11	6.75	1.27	19
884.30	3.80	1.27	33
698.61	2.95	1.27	36

Tabla VIII. Momentos en sentido Y

Momento (kg-m)	Área de acero (cm²)	Área de varilla (cm²)	Espaciamiento (cm)
152.80	1.97 (As _{min})	0.71	36
111.95	1.97 (As _{min})	0.71	36
458.38	1.97 (As _{min})	0.71	36
335.86	1.97 (As _{min})	0.71	36

En la tabla VII se puede observar que el espaciamiento más pequeño es de 19 cm, por lo que el armado de las losas en será con varillas No. 4 a cada 19 cm. en sentido X. En el sentido Y, el armado será con varillas No. 3 a cada 36 cm.

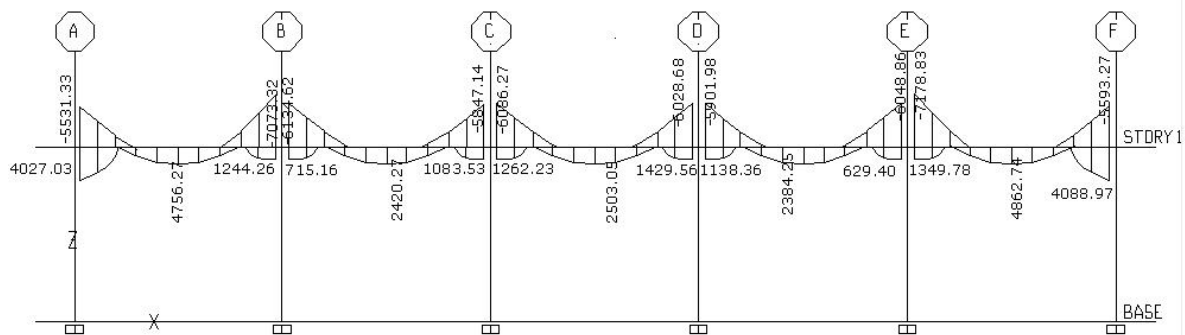
Para el diseño de las losas del nivel 2, así como de los restantes módulos, el procedimiento de diseño fue el mismo y los resultados se muestran en la planta de losas que se encuentra en el apéndice 2.

2.1.10.2 Diseño de vigas

2.1.10.2.1 Diseño por flexión

Para el diseño de vigas, es necesaria la utilización de los datos obtenidos de la envolvente de momentos. La figura 27 muestra los momentos actuantes en la viga perteneciente al nivel 1, del eje 3. Como ejemplo del diseño desarrollado de vigas, se tomará el tramo ubicado entre los ejes A y B.

Figura 27. Momentos actuantes en viga de nivel 1, eje 3, módulo 3



Para el diseño del refuerzo a flexión del tramo A-B se tienen los siguientes datos:

$$\begin{aligned} f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 2810 \text{ kg/cm}^2 \\ h &= 50 \text{ cm} \\ b &= 25 \text{ cm} \\ d &= 44.42 \text{ cm} \end{aligned}$$

Momentos negativos:

$$5531.33 \text{ kg} - \text{m}$$

$$7073.32 \text{ kg} - \text{m}$$

Momento positivo

$$4756.27 \text{ kg} - \text{m}$$

Momentos de inversión

$$4027.03 \text{ kg} - \text{m}$$

$$1244.26 \text{ kg} - \text{m}$$

Como primer paso se deben determinar los límites de refuerzo, es decir encontrar el área de acero mínimo y máximo, que son los límites que condicionan el diseño del elemento.

$$As_{\min} = \text{área de acero mínimo} = \frac{14.1}{fy} * b * d = \frac{14.1}{2810} * 25 * 44.42 = 5.57 \text{ cm}^2$$

$$As_{\max} = \text{área de acero máximo} = \rho_{\max} * b * d$$

$$\rho_{\max} = \phi \rho_{bal} \quad \text{donde} \quad \phi = 0.5 \text{ (zona sísmica)}$$

$$\phi = 0.75 \text{ (zona no sísmica)}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 \beta_1 f'c}{fy} \left[\frac{6120}{6120 + fy} \right] \quad \text{donde} \quad \beta_1 = 0.85 \quad \text{si} \quad f'c < 280 \text{ kg / cm}^2$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 * 0.85 * 210}{2810} \left[\frac{6120}{6120 + 2810} \right] = 0.037$$

$$\rho_{\max} = 0.5 * 0.037 = 0.0185$$

$$As_{\max} = 0.0185 * 25 * 44.42 = 20.54 \text{ cm}^2$$

Las disposiciones generales para diseño sísmico del ACI 318-05 estipulan que la cuantía de refuerzo no debe exceder 0.025, principio que se basa principalmente en condiciones de congestión de acero.

Encontrados los límites de acero se procede a encontrar el área de acero requerido por los momentos actuantes por medio de la siguiente fórmula:

$$As = \left(b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0.003825 * f'c}} \right) * \left(\frac{0.85 * f'c}{fy} \right)$$

$$A_s_{5531.33} = \left(25 * 44.42 - \sqrt{(25 * 44.42)^2 - \frac{5531.33 * 25}{0.003825 * 210}} \right) * \left(\frac{0.85 * 210}{2810} \right) = 5.11 \text{ cm}^2$$

El resultado del cálculo del área de acero de los momentos restantes se presenta en la siguiente tabla.

Tabla IX. Refuerzo requerido por momentos actuantes en la viga.

Sección	Momento (M) (kg-m)	As (calculada) (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As (Según Etabs)	Refuerzo final	
					Ref.	As (cm)
Eje A (-)	5531.33	5.11	5.57	5.56	2 # 6	5.70
Eje A (+)	4027.03	3.68		5.56	2 # 6	5.70
A – B (+)	4756.27	4.37		5.56	2 # 6	5.70
Eje B (-)	7073.32	6.605		6.607	2 # 6 + 1# 5	7.67
Eje B (+)	1244.26	1.12		4.29	2 # 6	5.70

La selección de refuerzo final que se muestra en la tabla IX, se desarrollo en base a los requerimientos sísmicos para refuerzo, que estipula el código ACI 318-05, en su sección 21.3.2.1 y 21.3.2.2, siendo estos los que a continuación de describen:

- En cualquier sección de un elemento a flexión excepto por lo dispuesto en la sección 10.5.3 del código ACI 318-05, para el refuerzo superior como inferior la cantidad de refuerzo no debe ser menor que la que estipula el As_{min}.
- Debe disponerse de al menos dos barras en forma continua tanto en la parte superior como inferior.

- El área de acero, A_s , para el momento positivo en la cara del nudo **no** debe ser menor que el 50% del área de acero para el momento negativo en dicha cara.
- El área de acero para el momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que el 25% del acero máximo proporcionado a cualquiera de los nudos.

Es importante mencionar que la sección 10.5.3 del código establece que el requerimiento de $A_{s_{min}}$, no necesita ser aplicado, si en la sección el área de acero, A_s , proporcionada es al menos un tercio superior al área de acero requerida por el análisis. Esta excepción proporciona suficiente refuerzo adicional en elementos grandes donde la cantidad de acero, $A_{s_{min}}$, puede considerarse como excesiva.

Por otro lado, al analizar los resultados expuestos en la tabla IX, se puede observar que el área de acero calculada para los momentos actuantes, fue inferior al área de acero mínimo, $A_{s_{min}}$, a excepción del momento negativo en el eje B. Y para fijar el refuerzo en las zonas donde el área de acero calculada es menor que el área de acero mínimo, $A_{s_{min}}$, se tomó en cuenta la recomendación que dice: que tanto en la cama inferior como superior la cantidad de refuerzo no debe ser menor que la que estipula el área de acero mínimo, $A_{s_{min}}$ y esta tiene que estar distribuida en al menos dos barras tanto en la cama superior como inferior.

También se puede analizar la discrepancia entre los resultados debidos a los cálculos tradicionales y los debidos a Etabs, en lo referente a la determinación del área de acero. Es notorio que la mayoría de resultados coincidieron, teniendo una divergencia entre los mismos casi nula.

La variación mas notoria que se obtuvo con respecto a los resultados de Etabs, fue la ocurrida en el cálculo del área de acero del momento de inversión en el eje B, ya que el acero requerido por el cálculo tradicional es de 1.12 cm^2 , que es menor que el acero mínimo, $A_{s_{\min}}$ (5.57 cm^2), por tal razón se adopto la recomendación de establecer este último como límite, sin embargo Etabs estableció como conveniente la utilización de un área de 4.29 cm^2 , y esto debido a que el proceso de cálculo de Etabs se basa en su totalidad a las especificaciones planteadas por el código que se le indique debe usar, para este caso el caso Etabs realizó el diseño en base al código ACI 318-05/IBC-2003, justificando de esta manera el resultado dado a la recomendación indicada en la sección 10.5.3 del código ACI 318-05, descrita esta última en la página anterior. Siendo el cálculo el siguiente:

$$\text{(Eje B-)} A_s = 6.607 \text{ cm}^2$$

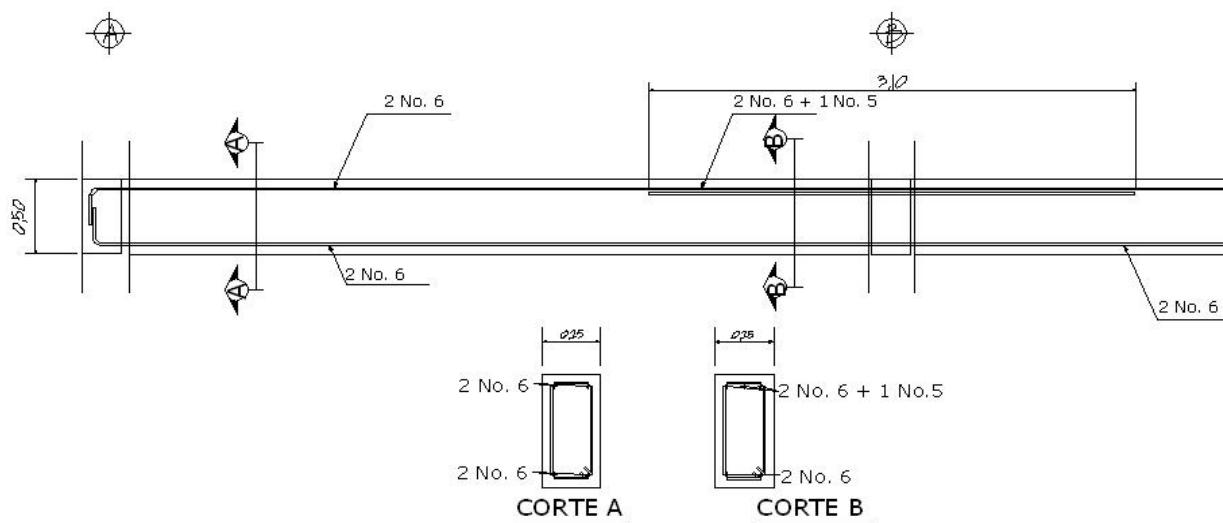
$$\text{(Eje B+)} A_s = 50\%(6.607 \text{ cm}^2) = 3.3035 \text{ cm}^2$$

ACI 21.3.2.2

$$\text{(Eje B+)} A_s = 1.3(3.3035 \text{ cm}^2) = 4.29 \text{ cm}^2$$

ACI 10.5.3

Figura 28. Refuerzo longitudinal de viga



2.1.10.2.2 Diseño por corte

Las vigas deben de tener un margen de seguridad adecuado contra otros tipos de falla diferentes a las ocasionadas por la flexión, como el caso de las fallas ocurridas por el cortante del concreto. Para contrarrestar las fallas debidas al cortante del concreto es necesaria la utilización de refuerzo transversal.

El refuerzo transversal se requiere principalmente para confinar el concreto y dar soporte lateral a las barras de refuerzo longitudinal en las regiones en las que se espera fluencia.

Entre las disposiciones especiales para diseño sísmico que establece el código ACI 318-05, se encuentra una sección específica para el refuerzo transversal; sección de cual se tomaron en cuenta para el diseño las recomendaciones que se presentan continuación.

1. Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones:
 - 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.
 - b) En longitudes iguales a dos veces la altura del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión, (rótula plástica).

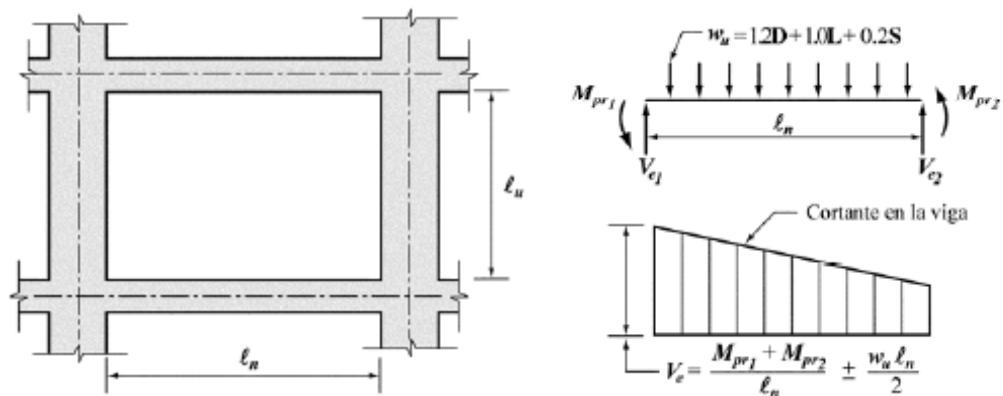
2. El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de 5 cm de la cara del apoyo. Y el espaciamiento de los estribos en zona de confinamiento, no debe exceder el menor de (a), (b), (c) y (d):
 - a) $d/4$;
 - b) ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas;
 - c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento, y
 - d) 30 cm.

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

Aunque el programa Etabs ya proporcione los resultados del refuerzo transversal requerido, así como de los cortes actuantes en los marcos, como lo muestran las figuras 21 y 22, en la página 40, en la siguiente sección se hará con fines demostrativos el diseño por corte en vigas como lo especifica la sección 21.3.4 del código ACI 318-05.

La fuerza cortante de diseño V_e , se debe determinar a partir de las fuerzas elásticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, M_{pr} , y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz. Ver figura 29.

Figura 29. Fuerza cortante de diseño en vigas



$D =$ Carga muerta CM;

$L =$ Carga viva CV;

$S =$ Carga de nieve (no aplicable)*

La fuerza cortante de diseño debe ser una buena aproximación del cortante máximo que se debe desarrollar en un elemento. Por lo tanto, la resistencia al cortante requerida en los elementos está íntimamente ligada con la resistencia a flexión de dicho elemento más que con las fuerzas cortantes mayoradas obtenidas del análisis de cargas laterales y esto último es lo que involucra al M_{pr} , el cual se determina en función del acero requerido a flexión por la viga.

Por contar con vigas sub-reforzadas se puede determinar el M_{pr} , por medio de la siguiente fórmula:

$$M_{pr} = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Siendo a:

$$a = \frac{f_s * A_s}{\beta_1 * f'c * b} \quad \text{donde} \quad \beta_1 = 0,85 \quad \text{para} \quad f'c \leq 280 \text{ kg / cm}^2$$

Debido a que la resistencia de fluencia real del refuerzo longitudinal puede exceder la resistencia de fluencia especificada y debido a que es probable que ocurra endurecimiento por deformación del refuerzo en un nudo sometido a grandes rotaciones, la resistencia al cortante requerido se determina usando una resistencia de al menos **1.25fy** para el refuerzo longitudinal.

Datos de cálculo:

f_y	=	2,810 kg/cm ²	$A_{s(eje B)^*}$	=	7.67 cm ²
f_s	=	1.25fy	d	=	44.42 cm
f_c	=	210 kg/cm ²	b	=	25 cm
$A_{s(eje A)^*}$	=	5.70 cm ²	ln	=	4.70

*El área de acero longitudinal A_s , fue tomada de la tabla VIII que se muestra en la Pág. 52.

$$a_{ejeA} = \frac{1.25 * 2810 * 5.70}{0.85 * 210 * 25} = 4.49 \text{ cm}$$

$$a_{ejeB} = \frac{1.25 * 2810 * 7.67}{0.85 * 210 * 25} = 6.04 \text{ cm}$$

$$M_{prA} = 5.70 * 1.25 * 2810 * \left(44.42 - \frac{4.49}{2} \right)$$

$$M_{prA} = 844,396.22 \text{ kg} - \text{cm} \Rightarrow 8,443.96 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{prB} = 7.67 * 1.25 * 2810 * \left(44.42 - \frac{6.04}{2} \right)$$

$$M_{prB} = 1,115,352.22 \text{ kg} - \text{cm} \Rightarrow 11,153.52 \text{ kg} - \text{m}$$

Las cargas aferentes gravitacionales que actúan a lo largo de la luz se muestran en la figura 10, página 28 y son las siguientes:

$$CM = 1,110.00 \text{ kg/m}$$

$$CV = 312.5 \text{ kg/m}$$

$$W_u = 1.2 * CM + 1.0 * CV$$

$$W_u = 1.2 * 1110.0 + 312.5 = 1,644.5 \text{ kg / m}$$

Cortante en vigas:

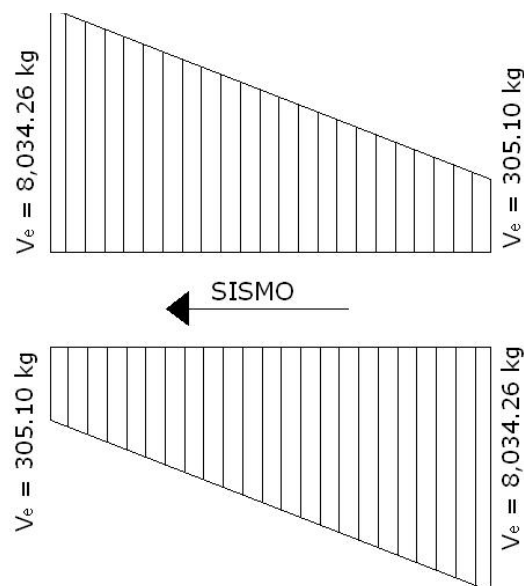
$$V_e = \frac{M_{prA} + M_{prB}}{ln} \pm \frac{W_u * ln}{2}$$

$$V_e = \frac{8443.96 + 11153.52}{4.70} \pm \frac{1644.55 * 4.70}{2} \rightarrow V_e = 4,169.68 \pm 3,864.69$$

$$V_{eA} = 8,034.26 \text{ kg}$$

$$V_{eB} = 305.10 \text{ kg}$$

Figura 30. Diagramas finales de corte de diseño



“Cuando las solicitaciones de demandadas se obtienen por capacidad, como en este caso, tiende a ser innecesariamente conservativo reducir la resistencia nominal de una sección usando factores de reducción de resistencia, ϕ , menores que la unidad.”⁴

Analizando los resultados obtenidos hasta el momento con los resultados mostrados por Etabs, es notorio que la variación de los mismos es mínima.

$$V_e \text{ (calculado)} = 8,034.26$$

$$V_e \text{ (Etabs)} = 8,048.023$$

- Según Etabs:

$$V_n \text{ (fuerza de corte nominal)} = 8,048.023 \text{ kg}$$

$$V_u \text{ (fuerza de corte ultimo)} = 6,069.351 \text{ kg. Ver figura 21.}$$

El programa Etabs muestra en los diagramas los valores de corte último, dichos valores son el resultado de aplicar un factor de reducción ($\phi = 0.75$) a los valores de corte nominal ($V_u = 0.754141 * 8,048.023 \text{ kg} = 6,069.351 \text{ kg}$); aunque etabs muestra estos valores en los diagramas no fundamenta el diseño en estos últimos, si no que se basa en un diseño por capacidad, *Sway Special*, en el que toma el criterio de utilizar un valor ϕ no menor que la unidad, quedando así para nuestro caso, $V_e = 8,048.023$.

Continuando con el desarrollo de los cálculos para la obtención del refuerzo transversal, se procede ahora con la determinación de la fuerza cortante requerido para el elemento.

⁴Ejemplo de diseño sísmico de un edificio estructurado con pórticos de Hormigón Armado. IMPRES-CIRSOC. (2003, Pág. 125)

$$V_{A \text{ EJES}} = \frac{(1.2 * CM + 1.6 * CV) * L}{2} = \frac{(1.2 * 1,110.0 + 1.6 * 312.5) * (5.0)}{2}$$

$$V_{A \text{ EJES}} = 4,580.0 \text{ kg}$$

Se evaluará el corte a una distancia igual a, d (44.42 cm.), dado a que se puede considerar esta, como una zona potencial de formación de rótulas plásticas.

$$V = 4,580 \text{ kg} - (1.2 * 1,110.0 + 1.6 * 312.50) * \left(\frac{0.30}{2} + 0.4442 \right) = 3,491.42 \text{ kg}$$

El refuerzo transversal en lugares identificados como zonas de formación potencial de rótulas debe diseñarse para resistir cortante suponiendo que la contribución del concreto es nula $V_c = 0$, cuando se cumpla que la fuerza cortante inducida por el sismo representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida. Condición que se da en este caso ya que:

$$4,169.68/8,034.26 = 0.52 > 0.5, \text{ por lo tanto } V_c = 0.$$

El esfuerzo a corte actuante se obtiene de la siguiente fórmula:

$$v_a = \frac{V_e}{b * d} = \frac{8,034.26 \text{ kg}}{25 \text{ cm} * 44.42 \text{ cm}} = 7.23 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

El espaciamiento de estribos se determina de la siguiente manera:

- Utilizando acero No. 3 ($A_v = 0.71 \text{ cm}^2$)

$$s = \frac{(0.75) * A_v * f_y}{v_a * b} = \frac{(0.75) * (2 * 0.71 \text{ cm}^2) * (2,810 \text{ kg} / \text{cm}^2)}{7.23 \text{ kg} / \text{cm}^2 * 25 \text{ cm}} = 16.55 \text{ cm}$$

El espaciamiento encontrado se debe chequear con el espaciamiento máximo permitido, el cual es el menor de:

- | | |
|--|----------------------------------|
| a) $d/4 = 44.42/4 = 11.10$ | 11.0 cm (S_{max}) |
| b) $8d_v A_{s_long.} = 8 (1.905) = 15.24$ | 15.5 cm |
| c) $24d_v A_{s_trans} = 24 (0.9525) = 23.0$ | 23.0 cm |
| d) $300 \text{ mm.} = 30 \text{ cm}$ | 30.0 cm |

El espaciamiento adoptado para el diseño en las zonas críticas de la viga es, S_{max} (11.0 cm).

En las zonas no críticas el código ACI permite considerar la contribución del concreto a la resistencia de corte. El corte que resiste el concreto se determina de la por medio de la siguiente fórmula:

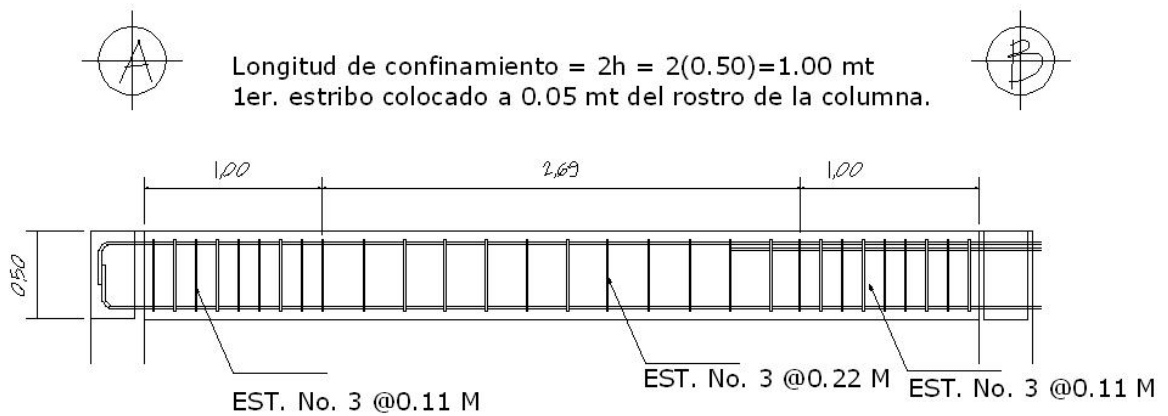
$$v_{cu} = (0.75) * (0.53) * \sqrt{f'c} = (0.75) * (0.53) * (\sqrt{210}) = 5.76 \text{ kg / cm}^2$$

El espaciamiento en las zonas no críticas se determina de la siguiente manera:

$$s = \frac{(0.75) * A_v * f_y}{(v_a - v_{cu}) * b} = \frac{(0.75) * (2 * 0.71 \text{ cm}^2) * (2,810 \text{ kg / cm}^2)}{(7.23 \text{ kg / cm}^2 - 5.76 \text{ kg / cm}^2) * 25 \text{ cm}} = 81.43 \text{ cm}$$

Según el código ACI 318-05, en su sección 21.3.3.4, el espaciamiento máximo, S_{max}, en secciones no críticas debe ser d/2. En este caso el espaciamiento obtenido anteriormente, excede el valor permitido por el código, ya que, (44.42/2 = 22.21 cm = **22.00 cm**), por lo cual se utiliza el espaciamiento máximo para zonas no críticas.

Figura 31. Armado final de viga



2.1.10.3 Diseño de columnas

La sección 10.10.1, del código ACI, establece que el diseño deseable de un miembro a compresión debe basarse en un análisis teórico de la estructura que tome en cuenta los efectos de las cargas axiales, los momentos, las deflexiones, la duración de las cargas, las dimensiones variables de los miembros, las condiciones en lo extremos, etc.

Los parámetros y requisitos esenciales a tomar en cuenta en el diseño de columnas, planteados en el código ACI 318-05, son los siguientes:

- El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , no debe ser menor que el 1% de la sección de la columna (A_g) ni mayor al 6%.
- La dimensión menor de la sección transversal no debe ser menor de 30 cm.
- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4.

- La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a), (b) y (c):

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento,
- seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal, y
- s_o , según lo define la ecuación:

$$s_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right) \quad 10\text{cm} \leq s_o \leq 15\text{cm}$$

Donde:

s_o = separación de estribos.

h_x = espaciamiento de ganchos suplementarios.

- El refuerzo transversal debe suministrarse en una longitud, l_o , medida desde cada 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 (a), (b) y (c):

- La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión,
- Un sexto de la luz libre del elemento, y
- 45 cm.

En la siguiente página se describe el procedimiento de diseño de la columna, tipo A', que corresponden las columnas centrales del segundo nivel, este procedimiento fue el mismo a seguir para el diseño de todas las columnas estructurales de la edificación.

Los datos usados en el diseño son los siguientes:

Sección	=	0.30*0.30 m
Mx	=	momento en el sentido X = 2,415.13 kg - m
My	=	momento en el sentido Y = 6,251.03 kg – m
L_u	=	longitud efectiva = 2.50 m

2.1.10.3.1 Carga axial

La carga axial, **Pu**, se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$Pu = (A_{losas} * CU) + (P_{vigas} * Fcu)$$

Donde:

$$A_{losas} = \text{Área tributaria de losa, columnas centrales} = 15.0 \text{ m}^2 \text{ (Fig. 7)}$$

$$CU = \text{Carga última} = 1.2CM + 1.6CV$$

$$CU = 1.2(0.12*2400 + 60) + 1.6(100) = 577.6 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{vigas} = \text{Carga de vigas} = (0.25*0.5*2400*7.55) = 2,265.0 \text{ kg}$$

$$Fcu = \text{factor de carga última} = CU/(CM+CV)$$

$$Fcu = (577.6 \text{ kg/m}^2) / (348 \text{ kg/m}^2 + 100 \text{ kg/m}^2) = 1.29$$

Entonces:

$$Pu = (15 \text{ m}^2 * 577.6 \text{ kg / m}^2) + (2265.0 \text{ kg} * 1.29) = 11,585.85 \text{ kg}$$

Previo al diseño de una columna, se deben evaluar los efectos de esbeltez para obtener los momentos y cargas de diseño.

2.1.10.3.2 Magnificadores de momento, δ_x y δ_y

Para el análisis es necesario distinguir entre marcos sin desplazamiento lateral y marcos con desplazamiento lateral. El código ACI 318-08, establece parámetros de diseño variables entre columnas pertenecientes a marcos con desplazamiento y a marcos sin desplazamiento. En consecuencia como primer paso se debe decidir si tenemos un marco con o sin desplazamiento lateral.

En la estructura analizada las excentricidades de carga y los valores de esbeltez son pequeños y se pueden considerar los marcos como marcos sin desplazamiento. Sin embargo por no existir elementos de apuntalamiento fijo, el caso estudiado tiende a ser dudoso, por ende es preferible optar por la seguridad y considerar los marcos, como marcos con desplazamiento.

Para el diseño de las columnas se considerara que los marcos sufren algún tipo de desplazamiento lateral y en este caso pueden despreciarse los efectos de esbeltez cuando kL_u/r es menor que 22.

En la ecuación que determina la consideración de los efectos de esbeltez en el análisis, las variables que intervienen son:

- k = factor de longitud efectiva
- L_u = longitud efectiva
- r = radio de giro

El radio de giro, r , es igual a 0.25 veces el diámetro de una columna circular y 0.289 veces la dimensión de una columna rectangular en la dirección en que la estabilidad está siendo considerada.

La sección 10.11.2, del código ACI, permite usar el valor aproximado de 0.30, en vez de 0.289 y esto es lo que se hará en este análisis.

Para obtener el factor de longitud efectiva, k , se recurre a los ábacos de alineamiento de Jackson y Moreland, o bien a las ecuaciones de Furlong las cuales trabajan mediante los siguientes rangos:

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

$$k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m} \quad \text{para } \psi_m \geq 2$$

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

Para determinar ψ se tiene que:

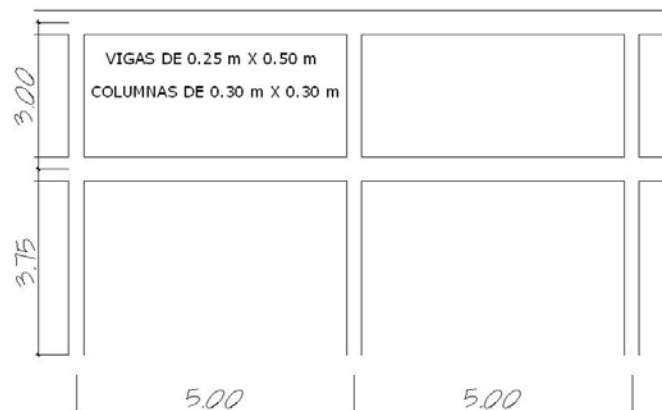
$$\psi = \frac{\sum K_{columnas}}{\sum K_{vigas}} \quad \psi = 0 \text{ (en extremo empotrado)}$$

$K = \text{rigidez}$

$K = I_g / L$ donde $I_g = \text{inercia del elemento}$

Análisis en sentido X – X:

Figura 32. Configuración de marcos en sentido X



La sección 10.11.1, del código ACI, permite el uso de las siguientes propiedades, en lo referente a la inercia de los elementos: en vigas $0.35 I_g$ y en columnas $0.70 I_g$; la sustitución de I_g por los valores descritos anteriormente permite obtener resultados mas conservadores.

$$I_{gCOL} = \frac{30 * 30^3}{12} = 67,500.0 \text{ cm}^4$$

$$I_{gVIG} = \frac{25 * 50^3}{12} = 260,416.67 \text{ cm}^4$$

$$\psi_A = \frac{\frac{(0.7) * (67,500 \text{ cm}^4)}{300 \text{ cm}}}{\frac{(0.35) * (260,416.67 \text{ cm}^4)}{500 \text{ cm}} + \frac{(0.35) * (260,416.67 \text{ cm}^4)}{500 \text{ cm}}} = 0.43$$

$$\psi_B = \frac{\frac{(0.7) * (67,500 \text{ cm}^4)}{300 \text{ cm}} + \frac{(0.7) * (67,500 \text{ cm}^4)}{375 \text{ cm}}}{\frac{(0.35) * (260,416.67 \text{ cm}^4)}{500 \text{ cm}} + \frac{(0.35) * (260,416.67 \text{ cm}^4)}{500 \text{ cm}}} = 0.78$$

$$\psi_m = \frac{0.43 + 0.78}{2} = 0.60$$

Como $\psi_m < 2$, entonces:

$$k = \frac{20 - 0.60}{20} \sqrt{1 + 0.60} = 1.23$$

Chequeando la relación de esbeltez tenemos:

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{(1.23) * (250 \text{ cm})}{0.30 * (30 \text{ cm})} = 34.17 > 22 \quad \therefore \text{magnificar momento}$$

Análisis en sentido Y – Y:

Figura 33. Configuración de marcos en sentido Y



$$\psi_A = \frac{(0.7) * (67,500 \text{ cm}^4)}{\frac{300 \text{ cm}}{(0.35) * (260,416.67 \text{ cm}^4)}} = 1.04$$

$$\psi_B = \frac{(0.7) * (67,500 \text{ cm}^4)}{\frac{300 \text{ cm}}{(0.35) * (260,416.67 \text{ cm}^4)}} + \frac{(0.7) * (67,500 \text{ cm}^4)}{\frac{375 \text{ cm}}{(0.35) * (260,416.67 \text{ cm}^4)}} = 1.87$$

$$\psi_m = \frac{1.04 + 1.87}{2} = 1.45$$

Como $\psi_m < 2$, entonces:

$$k = \frac{20 - 1.45}{20} \sqrt{1 + 1.45} = 1.45$$

Chequeando la relación de esbeltez tenemos:

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{(1.45) * (250 \text{ cm})}{0.30 * (30 \text{ cm})} = 40.27 > 22 \quad \therefore \text{magnificar momento}$$

El magnificador de momento, δ , es un factor de seguridad por el cual deben multiplicarse los momentos últimos en columnas para evitar pandeo y se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 * P_c}}$$

Donde:

C_m = Es un factor de corrección que relaciona el diagrama de momentos existentes con un diagrama de momentos equivalente, el valor de este va de, 0.4 a 1. Para este caso se utilizara 1.

P_c = Carga crítica de pandeo de Euler.

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

EI , se determina de por medio de la siguiente fórmula:

$$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

Donde:

E_c = Módulo de elasticidad del concreto = $15100 \sqrt{f'c}$

β_d = Factor de flujo plástico = CM_u / CU_{tot}

Determinando EI tenemos:

$$\beta_d = \frac{1.2(0.12m * 2,400 kg / m^3 + 60 kg / m^2)}{1.2(0.12m * 2,400 kg / m^3 + 60 kg / m^2) + 1.6(100 kg / m^2)} = 0.723$$

$$E_c = 15100 \sqrt{210} = 218,819.8 kg / cm^2$$

$$I_g = 67,500 cm^4$$

$$EI = \frac{0.4(218,819.8 \text{ kg} / \text{cm}^2)(67,500 \text{ cm}^4)}{1 + 0.723} = 3.43 \times 10^9 \text{ kg} / \text{cm}^2 \cong 343.0 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Se debe determinar el magnificador de momento, δ , en cada sentido analizado, siendo el proceso de cálculo para el sentido X el que a continuación se muestra:

$$P_c = \frac{\pi^2 (343.0 \text{ ton} - \text{m}^2)}{(1.23 * 2.5 \text{ m})^2} = 358.02 \text{ ton}$$

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \frac{11.58 \text{ ton}}{0.75 * 358.02 \text{ ton}}} = 1.045$$

El momento de diseño magnificado en el sentido X, es:

$$Md = \delta Mu$$

$$Mdx = \delta_x Mx$$

$$Mdx = 1.045 * 2,415.13 \text{ kg} - \text{m} = 2,523.98 \text{ kg} - \text{m}$$

Mientras que para el sentido Y, se tiene que:

$$P_c = \frac{\pi^2 (343.0 \text{ ton} - \text{m}^2)}{(1.45 * 2.5 \text{ m})^2} = 257.62 \text{ ton}$$

$$\delta_y = \frac{1}{1 - \frac{11.58 \text{ ton}}{0.75 * 257.62 \text{ ton}}} = 1.064$$

El momento de diseño magnificado en el sentido Y, es:

$$Md = \delta Mu$$

$$Mdy = \delta_y My$$

$$Mdy = 1.064 * 6,251.03 \text{ kg} - \text{m} = 6,649.56 \text{ kg} - \text{m}$$

2.1.10.3.3 Refuerzo longitudinal, método de carga inversa, metodo de Bresler

Existen varios métodos para el cálculo del refuerzo longitudinal en columnas. En este caso se utilizará el método de cargas recíprocas el cual viene dado por la siguiente ecuación:

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

Donde:

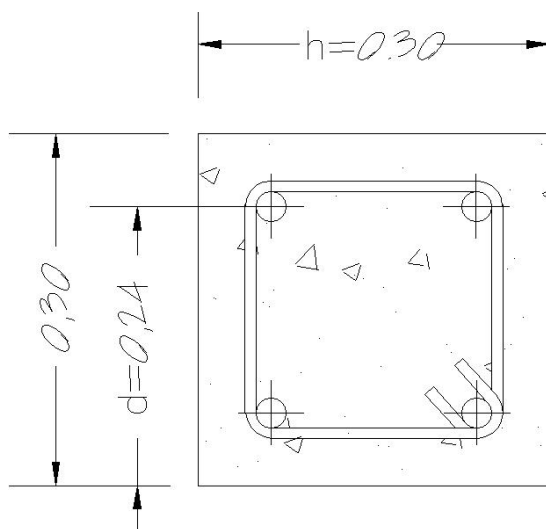
$P'u$ = Resistencia última a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes.

$P'o$ = Resistencia última a cargas axiales para una excentricidad cero.

$P'x$ = Resistencia última a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje x.

$P'y$ = Resistencia última a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje y.

Figura 34. Sección de columna tipo A'



Datos de diseño:

$$P_u = 11,585.85 \text{ kg}$$

$$M_{dx} = 2,523.98 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{dy} = 6,649.56 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

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

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

Límites de refuerzo:

$$As_{\min} = 0.01 * 30\text{ cm} * 30\text{ cm} = 9.0\text{ cm}^2$$

$$As_{\max} = 0.06 * 30\text{ cm} * 30\text{ cm} = 54.0\text{ cm}^2$$

Área de acero propuesto: 4 No. 8 + 2 No. 6 = 4*(5.067)+2*(2.85) = 25.97cm²

Para el diseño de columnas por medio del método de Bresler es necesaria la utilización de diagramas de interacción tipo, para columnas. Los valores necesarios para el uso de los diagramas son los siguientes:

a) Valor de la gráfica:

$$\gamma_x = dx / hx = 24 / 30 = 0.8$$

$$\gamma_y = dy / hy = 24 / 30 = 0.8$$

b) Valor de la curva:

$$q = \frac{As * fy}{b * h * 0.85 * f'c} = \frac{25.97\text{ cm}^2 * 2810\text{ kg / cm}^2}{30\text{ cm} * 30\text{ cm} * 0.85 * 210\text{ kg / cm}^2} = 0.45$$

c) Excentricidades:

$$e_x = Mdx / Pu = 2,523.98 / 11,585.85 = 0.22$$

$$e_y = Mdy / Pu = 6,649.56 / 11,585.85 = 0.58$$

d) Valor de las diagonales:

$$e_x / h_x = 0.22 / 0.30 = 0.73$$

$$e_y / h_y = 0.58 / 0.30 = 1.93$$

Mediante la utilización de los datos calculados anteriormente y los diagramas de interacción que muestran en el apéndice 1, se determinan los valores de las variables **K**, siendo estos:

$$K_x = 0.27$$

$$K_y = 0.09$$

De la fórmula de Bresler tenemos:

$$P'o = 0.80\phi[0.85 * f'c(A_g - A_s) + f_y * A_s] \quad \text{donde } \phi = 0.65$$

$$P'o = 0.80 * 0.65[0.85 * 210 * (900 - 25.97) + 2810 * 25.97] = 119,074.82 \text{ kg}$$

$$P'x = K_x * A_g * f'c = 0.27 * 900 * 210 = 51,030.0 \text{ kg}$$

$$P'y = K_y * A_g * f'c = 0.09 * 900 * 210 = 17,010.0 \text{ kg}$$

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{51,030.0} + \frac{1}{17,010.0} - \frac{1}{119,074.82} = 14,288.33 \text{ kg}$$

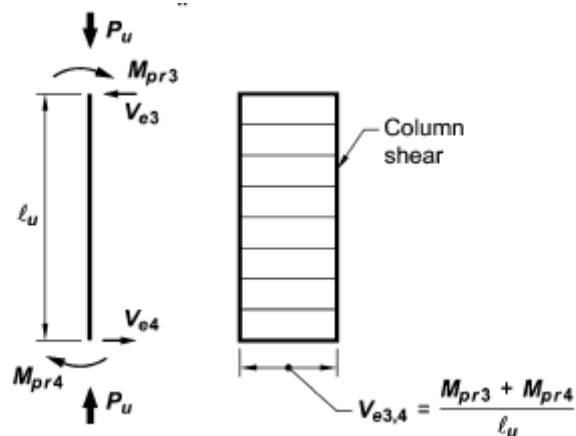
Como $P'u > Pu$, el área de acero que se propuso, si soporta los esfuerzos a los que estará sometido el elemento.

2.1.10.3.4 Refuerzo transversal

El código ACI 318-05, en su sección 21.4.5.2, establece que en las zonas críticas de las columnas se debe diseñar para resistir el cortante suponiendo que el cortante resistido por el concreto, V_c , es igual a **cero** cuando:

- El esfuerzo de cortante sísmico calculado representa la mitad o más de la resistencia máxima al cortante requerido.
- La fuerza axial mayorada, Pu , es menor que $A_g f'c / 20$.

Figura 35. Fuerza cortante de diseño en columnas



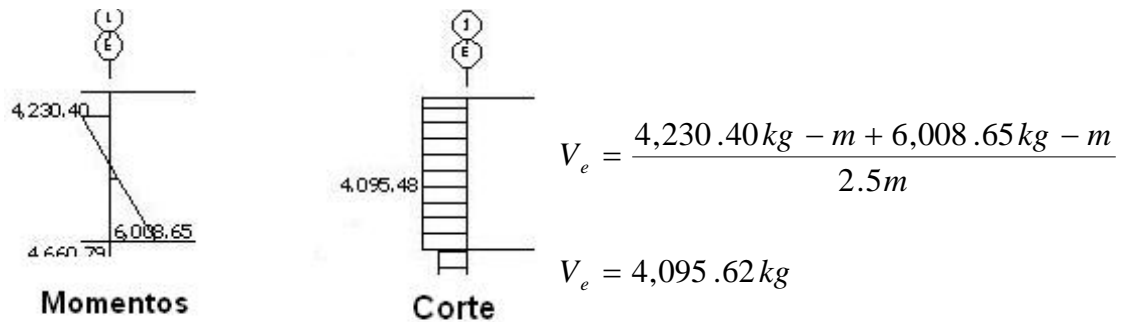
Para determinar si se puede considerar la contribución del concreto para resistir el corte, se chequea si, P_u (11,585.85), es menor que $A_g f'_c / 20$:

$$\frac{A_g f'_c}{20} = \frac{(30 \text{ cm} * 30 \text{ cm}) * (210 \text{ kg} / \text{cm}^2)}{20} = 9,450.00 \text{ kg} < 11,585.85 \text{ kg}$$

De tal manera que puede considerarse la contribución del concreto.

El corte actuante determinado por Etabs, es el que se presenta en la figura 36, en la cual también se muestra el procedimiento de cálculo en base a los momentos actuantes.

Figura 36. Diagrama de momentos y de corte últimos en columna



Mientras que el corte resistente por el concreto se determina por medio de la ecuación 11.4 del código ACI.

$$V_c = (0.75)(0.53) \left(1 + \frac{Nu}{140 A_g} \right) \sqrt{f'_c} * b * d \quad Nu = Pu$$

$$V_c = (0.75)(0.53) \left(1 + \frac{11585.85}{140(900)} \right) \sqrt{210} * 30 * 24 = 4,528.79 \text{ kg}$$

Como $V_c > V_e$ (4,528.79 > 4,095.62), entonces se puede proporcionar refuerzo transversal en longitud de confinamiento, I_o , tomando en cuenta las especificaciones de la sección 21.4.4.2, del código ACI, las cuales dicen que la separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de las condiciones que se presentan en la siguiente página.

- a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento, ($30/4 = 7.5 \text{ cm}$),
- b) seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal, ($6*2.54 = 15.24 \text{ cm}$),
- c) s_o , según lo definido en la ecuación:

$$s_o = 10 + \left[\frac{35 - h_x}{3} \right]$$

Donde:

h_x = espaciamiento horizontal entre las barras de los estribos = 22 cm.

$$s_o = 10 + \left[\frac{35 - 22}{3} \right] = 14.33 \text{ cm}$$

La separación máxima (**s**), permitida es de **7.5 cm**.

Por otra parte, es necesario cumplir con un mínimo de refuerzo transversal, lo cual está especificado en la sección 21.4.4.1, del código ACI, la cual dice:

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , no debe ser menor que la requerida por:

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s * b_c * f'c}{f_{yt}}$$

Donde:

s = Espaciamiento entre estribos.

b_c = Dimensión transversal del núcleo medido centro a centro de las barras de los estribos, ($b_c = 22 \text{ cm}$)

f_{yt} = Resistencia a fluencia del refuerzo transversal.

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{7.5 * 22 * 210}{2810} = 1.109 \text{ cm}^2$$

Usando barras No. 3 se tiene $A_{sh} = 2*(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$, por lo tanto:

$1.42 > 1.109$ pueden usarse est. No. 3 a cada 0.075 m.

La longitud de confinamiento, l_o , no debe ser menor que la mayor de:

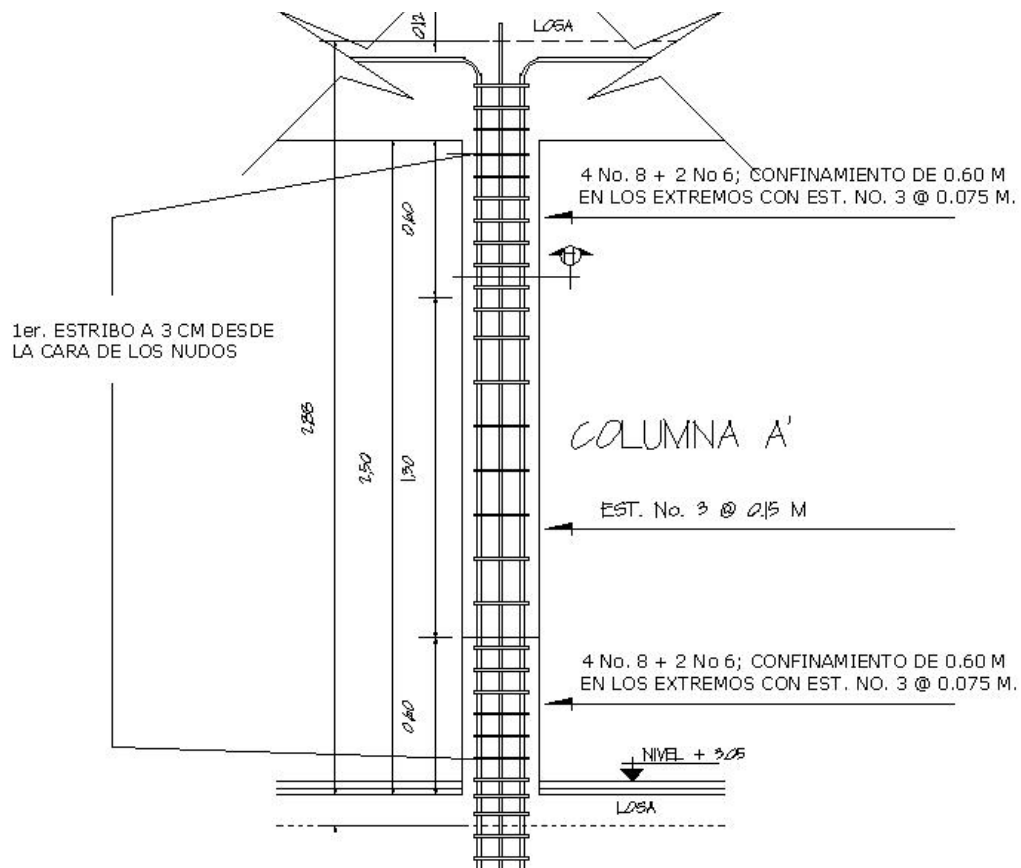
- a) la altura del elemento en la cara del nudo, **30 cm**,
- b) un sexto de la luz libre del elemento, $2.50/6 = 41.6 \text{ cm}$,
- c) **45 cm**.

Por seguridad se toma una longitud de confinamiento, l_o , de **60.0 cm**.

Para el refuerzo transversal en el resto de la columna, el código establece que la columna debe tener refuerzo transversal con un espaciamiento, s , que no exceda el menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales o 15 cm.

$$6 * 2.54 \text{ cm} = 15.24 \text{ cm} \quad \text{usar} \quad 15 \text{ cm}$$

Figura 37. Armado final de columna tipo A'



2.1.10.4 Diseño de cimientos

La subestructura o cimentación es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o rocas subyacentes.

2.1.10.4.1 Diseño de zapata tipo 1

En este caso las zapatas tipo 1, son zapatas concéntricas aisladas. Para el diseño de las mismas se usaron los siguientes datos:

Momento en X, **$M_{ux} = 5.57 \text{ ton} - \text{m}$**

Momento en Y, **$M_{uy} = 6.02 \text{ ton} - \text{m}$**

Carga última, **$P_u = 30.11 \text{ ton}$**

Valor soporte, **$V_s = 40.72 \text{ ton/m}^2$**

Peso específico del suelo, **$\gamma_s = 1.14 \text{ ton/m}^3$**

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

$f_y = 2,810 \text{ ton/m}^2$

Peso específico del concreto, **$\gamma_c = 2.4 \text{ ton/m}^3$**

Recubrimiento = **0.075 m**

Espesor de zapata = **0.40 m**

Desplante, **$D_f = 1.45 \text{ m}$**

Factor de carga última, **$F_{cu} = CU/(CM+CV)$**

$F_{cu} = (1,395.2)/(348 + 348 + 100 + 250) = 1.33$

a) Diseño del área de la zapata

Para el cálculo del área de la zapata, se utilizan las cargas y momentos servicio, por lo tanto se dividen las cargas y momentos últimos dentro del factor de carga última F_{cu} .

- **Carga de trabajo o servicio:**

$$P' = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{30.11 \text{ ton}}{1.33} = 22.64 \text{ ton}$$

- **Momentos de trabajo o servicio:**

$$M_{tx} = \frac{M_{ux}}{F_{cu}} = \frac{5.57 \text{ ton} - m}{1.33} = 4.19 \text{ ton} - m$$

$$M_{ty} = \frac{M_{uy}}{F_{cu}} = \frac{6.02 \text{ ton} - m}{1.33} = 4.53 \text{ ton} - m$$

Para la primera estimación del área de la zapata, se utiliza la siguiente fórmula:

$$A_z = \frac{1.5 * P'}{V_s} = \frac{1.5 * 22.64}{40.72} = 0.83 \text{ m}^2$$

Como los momentos en ambos sentidos son de magnitud similar, entonces se propone una zapata cuadrada de 1.10 m x 1.10 m, cuya área, A_z , es 1.21m².

- **Chequeo de presión sobre el suelo (q)**

La presión que ejerce la zapata sobre el suelo esta dada por medio de la fórmula siguiente:

$$q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{Mtx}{S_x} \pm \frac{Mty}{S_y}$$

Donde:

$$S = \text{Módulo de sección} = (1/6) bh^2$$

$$P = P' + P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$$

$$P_{\text{suelo}} = 1.21m^2 * 1.14ton / m^3 * (1.45m - 0.40m) = 1.44ton$$

$$P_{\text{columna}} = 0.30m * 0.30m * 7.2m * 2.4ton / m^3 = 1.55ton$$

$$P_{\text{cimiento}} = 1.21m^2 * 0.4m * 2.4ton / m^3 = 1.16ton$$

$$P' = \underline{\underline{22.64ton}}$$

$$P = 26.79ton$$

$$q = \frac{26.79}{1.21} \pm \frac{4.19}{(1/6) * (1.10^3)} \pm \frac{4.53}{(1/6) * (1.10^3)}$$

$$q_{\text{máxima}} = 61.56ton / m^2 \quad \text{no cumple, excede } V_s$$

$$q_{\text{mínima}} = -17.05ton / m^2 \quad \text{no cumple, existen presiones en tensión}$$

Como la presión máxima sobre el suelo es mayor que el valor soporte, V_s , entonces se debe aumentar el área de de zapata, en este caso se propone una nueva área de zapata, $A_z = 1.75 m * 1.75 m = 2.25 m^2$.

Entonces:

$$\begin{aligned}P_{suelo} &= 3.06 m^2 * 1.14 ton / m^3 * (1.45 m - 0.40 m) = 3.67 ton \\P_{columna} &= 0.30 m * 0.30 m * 7.2 m * 2.4 ton / m^3 = 1.55 ton \\P_{cimiento} &= 3.06 m^2 * 0.4 m * 2.4 ton / m^3 = 2.94 ton \\P' &= 22.64 ton \\P &= 30.81 ton\end{aligned}$$

$$q = \frac{30.81}{3.06} \pm \frac{4.19}{(1/6) * (1.75^3)} \pm \frac{4.53}{(1/6) * (1.75^3)}$$

$$q_{m\acute{a}xima} = 19.93 ton / m^2 \quad \text{cumple, menor que } V_s$$

$$q_{m\acute{i}nima} = 0.41 ton / m^2 \quad \text{cumple } > 0, \text{ no existen presiones en tensi3n}$$

Lo anterior indica que están bien las dimensiones asumidas para el cálculo del área de la zapata.

Tomando en cuenta que la presi3n debajo de la zapata en un punto, es distinta a la localizada en cualquier otro, por motivos de dise˜no se trabaja con una presi3n constante debajo de la zapata, la cual puede ser un valor que se encuentre entre q_{med} y q_{max} .

En este caso, siguiendo un criterio muy conservador se toma como presi3n de dise˜no, q_{dis} , igual a q_{max} .

$$q_{dis} = q_{max} = 19.93 ton / m^2$$

La presi3n de dise˜no último sera:

$$q_{disU} = q_{dis} * Fcu = 19.93 * 1.33 = 26.50 ton / m^2$$

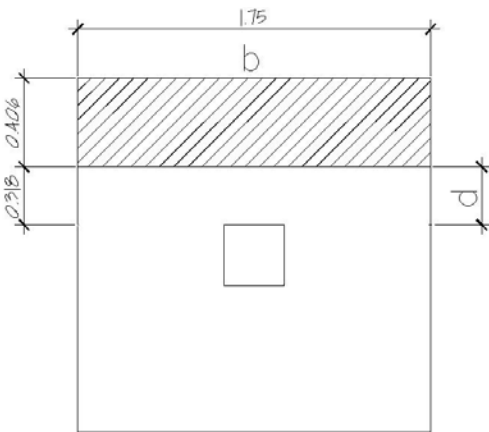
b) Diseño de espesor de zapata

Para determinar el espesor de la zapata es necesario que resista tanto el corte simple ó corte flexionante como el punzonamiento causado por la columna y las cargas actuantes.

- **Chequeo por corte simple**

La sección crítica de cortante en las zapatas ocurre a una distancia, **d**, (peralte efectivo), medido a partir del rostro de la columna.

Figura 38. Distancia donde ocurre el corte simple, zapata tipo 1



- **d**, según el espesor asumido $t = 40$ cm

$$d = t - rec - (\text{diámetro de varilla})/2$$

$$d = 40 - 7.5 - 1.27/2 = 31.87 \text{ cm}$$

- **Corte actuante, V_{act}**

$$V_{act} = \text{Área}_{ashurada} * q_{disU}$$

$$V_{act} = (1.75 * 0.40) * 26.50 = 18.82 \text{ ton}$$

- **Corte simple resistente, V_R**

$$V_R = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * \frac{d}{1000} \quad \phi = 0.75$$

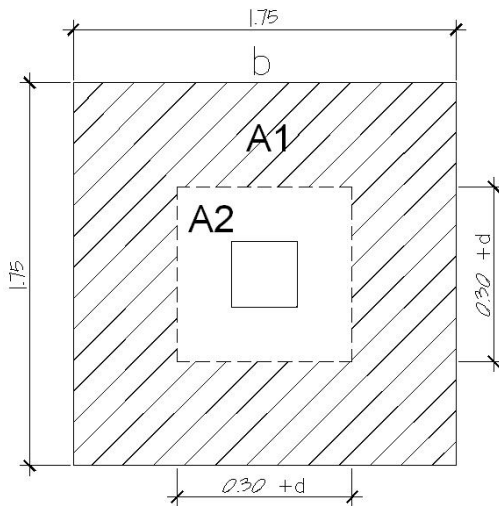
$$V_R = 0.75 * 0.53 * \sqrt{210} * 1.75 * \frac{31.86}{1000} = 32.11 \text{ ton}$$

Como $V_R > V_{act}$, el espesor asumido, $t = 40$ cm, si chequea por corte simple.

- **Chequeo por corte punzonante**

El corte por punzonamiento es producto del efecto que provoca la columna al intentar traspasar la zapata. El perímetro de la sección crítica de corte siempre se presenta a una distancia $d/2$ a partir del rostro de la columna.

Figura 39. Área de punzonamiento, zapata tipo 1



$$30 + d = 30 + 31.87 = 61.87 \text{ cm}$$

- **Corte actuante, V_{act}**

$$V_{act} = (A1 - A2) * q_{disU}$$

$$V_{act} = (3.06 - 0.38) m^2 * 26.50 \text{ ton} / m^2$$

$$V_{act} = 71.02 \text{ ton}$$

- **Corte resistente, V_R**

$$V_R = 0.53 * \phi * \left[1 + \frac{2}{\beta} \right] * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

Donde:

$$\beta = 1, \text{ para columnas cuadradas}$$

$$b_o = \text{perímetro del área A2}$$

$$b_o = 4(30 + 31.86) \text{ cm} = 247.46 \text{ cm}$$

$$V_R = 0.53 * 0.75 * \left[1 + \frac{2}{1} \right] * \sqrt{210} * 247.46 * 31.87 = 136.28 \text{ ton}$$

Como $V_{act} < V_R$, entonces el espesor, t , si chequea por corte punzonante.

c) Diseño del refuerzo por flexión

El refuerzo se calcula para cubrir el momento flector, **Mu**, en la zapata como producto del empuje hacia arriba del suelo. El momento se calcula como para una losa en voladizo y está dado por: **Mu = q_{disU}*L²/2**, donde L es la distancia medida desde el rostro de la columna al borde de la zapata.

$$Mu = 26.50 \text{ ton} / \text{m}^2 * \frac{0.725^2}{2} = 6.96 \text{ ton} - \text{m} / \text{m}$$

Para el sentido X – X se tiene:

$$\left. \begin{array}{l} Mu = 6.96 \text{ ton} - \text{m} / \text{m} \\ f_y = 2810 \text{ kg} / \text{cm}^2 \\ f'_c = 210 \text{ kg} / \text{cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 31.87 \text{ cm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} AS_{\text{req}} = 8.73 \text{ cm}^2 \\ AS_{\text{min}} = 6.40 \text{ cm}^2 \\ \text{Espaciamiento } S = Av / AS_{\text{req}} = 1.27 / 8.73 = 0.145 \text{ m} \\ \text{Colocar varillas No.4 @ 0.14 mt} \end{array}$$

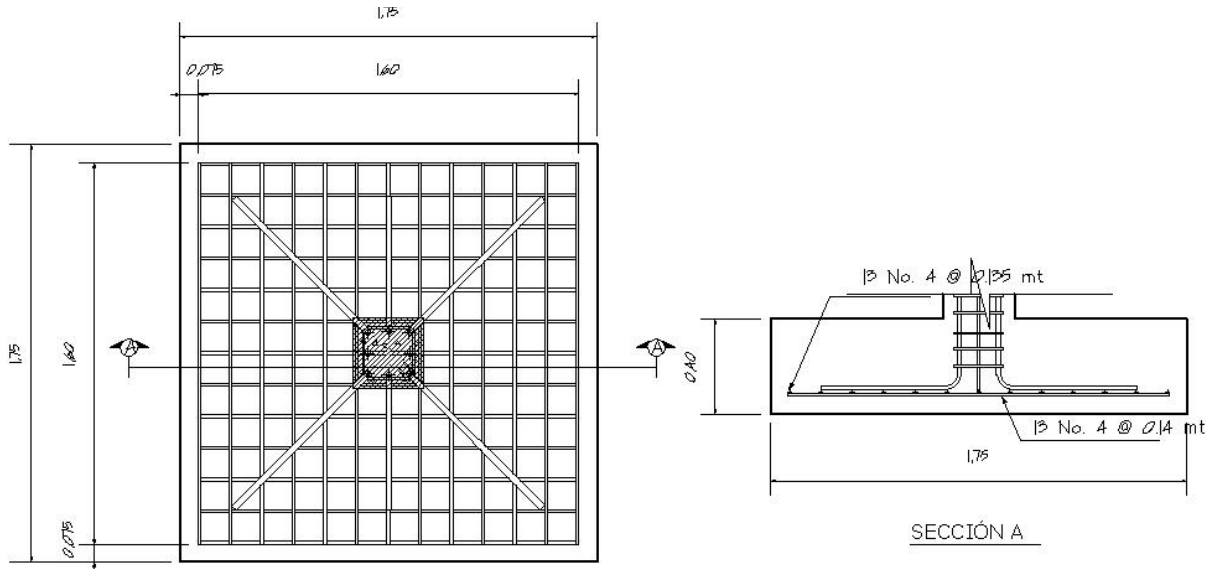
Para el sentido Y – Y se tiene:

El peralte efectivo, d, en el sentido Y, disminuye debido a la cama de refuerzo colocada en sentido X, entonces el nuevo peralte será:

$$d_{y-y} = d_{x-x} - \frac{\phi_{x-x}}{2} - \frac{\phi_{y-y}}{2} = 31.87 - \frac{1.27}{2} - \frac{1.27}{2} = 30.60$$

$$\left. \begin{array}{l} Mu = 6.96 \text{ ton} - \text{m} / \text{m} \\ f_y = 2810 \text{ kg} / \text{cm}^2 \\ f'_c = 210 \text{ kg} / \text{cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 30.60 \text{ cm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} AS_{\text{req}} = 9.11 \text{ cm}^2 \\ AS_{\text{min}} = 6.40 \text{ cm}^2 \\ \text{Espaciamiento } S = Av / AS_{\text{req}} = 1.27 / 9.11 = 0.135 \text{ m} \\ \text{Colocar varillas No.4 @ 0.135 mt} \end{array}$$

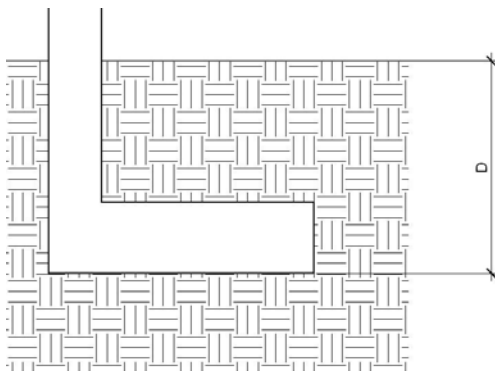
Figura 40. Armado final de zapata tipo 1



2.1.10.4.2 Diseño de zapata tipo 2

Las zapatas tipo 2, son zapatas aisladas excéntricas cuyos datos de diseño se presentan a continuación:

Figura 41. Zapata tipo 2



$M_{uy} = 6.02 \text{ ton} - \text{m}$

$P_u = 30.11 \text{ ton}$

$V_s = 40.72 \text{ ton/m}^2$

$Y_s = 1.14 \text{ ton/m}^3$

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

$f_y = 2,810 \text{ ton/m}^2$

$F_{cu} = 1.33$

a) Diseño del área de la zapata

- **Carga de trabajo o servicio:**

$$P' = \frac{Pu}{Fcu} = \frac{30.11 \text{ ton}}{1.33} = 22.64 \text{ ton}$$

- **Momentos de trabajo o servicio:**

$$M_{ty} = \frac{M_{uy}}{Fcu} = \frac{6.02 \text{ ton} \cdot \text{m}}{1.33} = 4.53 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

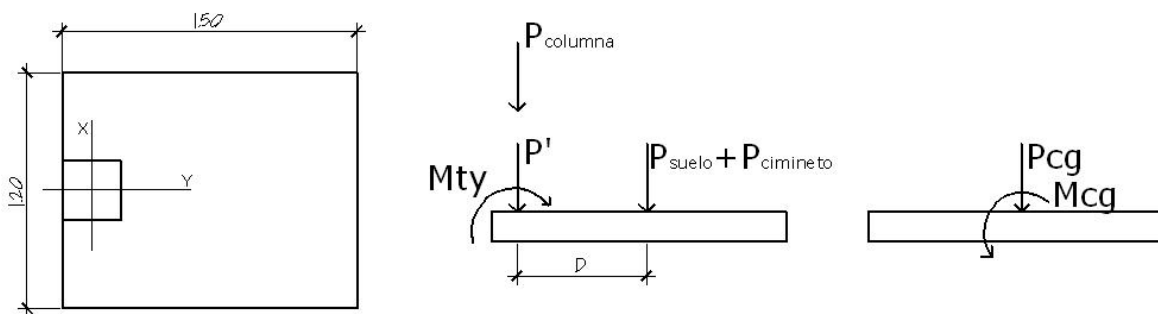
Para la primera estimación del área de la zapata, se utiliza la siguiente fórmula:

$$A_z = \frac{1.5 * P'}{V_s} = \frac{1.5 * 22.64}{40.72} = 0.83 \text{ m}^2$$

Se asumen las dimensiones siguientes para el primer tanteo:

$$B = 1.20 \text{ m y } L = 1.50 \text{ m; } \quad A_z = 1.80 \text{ m}^2$$

Figura 42. Diagrama de cuerpo libre, zapata tipo 2



La figura 42, muestra el diagrama de cuerpo libre de la zapata excéntrica y la transferencia de las cargas y momentos hacia el centro de gravedad, **cg**, para que el centro de gravedad de la zapata coincida con el centro de presión.

- **Carga en el centro de gravedad, Pcg**

$$P_{cg} = P' + P_{columna} + P_{suelo} + P_{cimiento}$$

$$P_{suelo} = 1.8m^2 * 1.14ton / m^3 * (1.45m - 0.40m) = 2.15ton$$

$$P_{columna} = 0.30m * 0.30m * 7.2m * 2.4ton / m^3 = 1.55ton$$

$$P_{cimiento} = 1.8m^2 * 0.4m * 2.4ton / m^3 = 1.73ton$$

$$P' = 22.64ton$$

$$P = 28.07ton$$

- **Momento en el centro de gravedad, Mcg**

$$Mcg = Mty + P' * D + P_{columna} * D \quad \text{donde } D = \frac{L}{2} - \frac{L_{columna}}{2}$$

$$D = \frac{1.5}{2} - \frac{0.3}{2} = 0.60 \rightarrow Mcg = -4.53 + 22.64 * 0.6 + 1.55 * 0.6 = 9.98ton - m$$

Teniendo la carga y el momento en el centro de gravedad, se puede determinar la excentricidad, **e**, existente.

$$e = \frac{Mcg}{Pcg} = \frac{9.98ton - m}{28.07ton} = 0.35mt$$

Como $e > L/6$, la presión máxima será:

$$q_{max} = \frac{4 * Pcg}{3 * b * (L - 2 * e)} = \frac{4 * 28.07}{3 * 1.20 * (1.5 - 2 * (0.35))} = 38.98ton$$

Como $q_{max} < Vs$, entonces las dimensiones asumidas son correctas.

b) Cálculo de presiones últimas sobre el suelo

La presión máxima última de diseño, q_{disU} , sobre el suelo será:

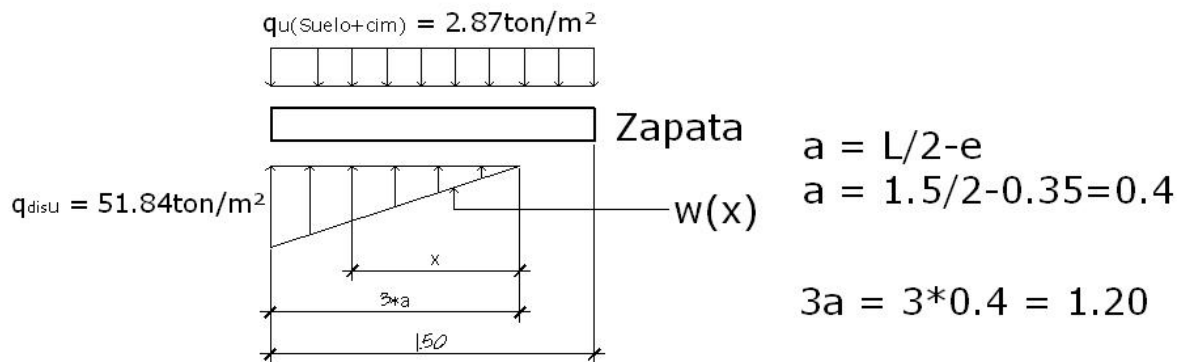
$$q_{disU} = q_{max} * Fcu = 38.98 * 1.33 = 51.84 \text{ ton} / \text{m}^2$$

La presión última de suelo y cimiento es:

$$q_{U(suelo+cimiento)} = Fcu * (Desplante * \gamma_s + t * \gamma_c)$$

$$q_{U(suelo+cimiento)} = 1.33 * ((1.45 - 0.4) * 1.14 + 0.40 * 2.4) = 2.87 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Figura 43. Diagrama de cargas sobre zapata tipo 2



Se calcula la ecuación de cargas por medio de relación de triángulos.

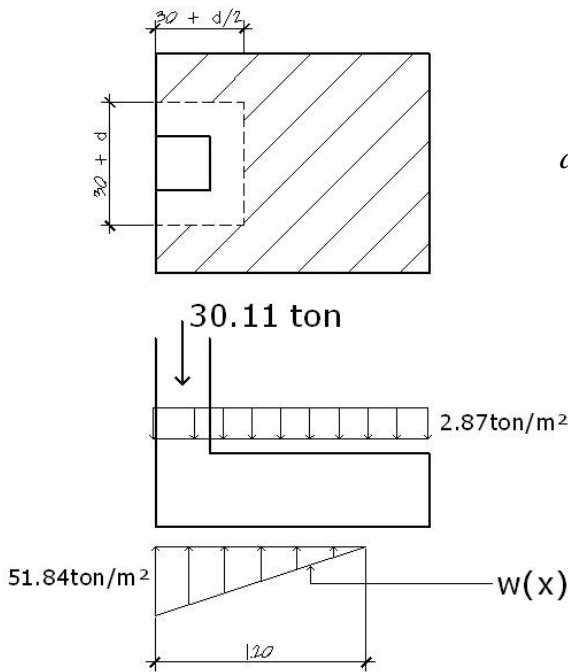
$$\frac{w(x)}{x} = \frac{51.84 \text{ ton} / \text{m}^2}{1.2} \rightarrow w(x) = 43.10 x [\text{ton} / \text{m}^3]$$

c) Diseño del espesor de cimiento

Se debe verificar si el espesor de cimiento propuesto resiste los efectos de corte por punzonamiento y corte simple.

- Chequeo por corte punzonante

Figura 44. Distancia donde ocurre el corte punzonante, zapata tipo 2



El peralte, d , según $t_{\text{asumido}} = 0.40 \text{ m}$, será de:

$$d = t - \frac{\phi}{2} - \text{rec} = 40 - \frac{1.27}{2} - 7.5 = 31.87 \text{ cm}$$

$$30 + \frac{d}{2} = 30 + \frac{31.87}{2} = 45.93 \text{ cm}$$

$$30 + d = 30 + 31.87 = 61.87 \text{ cm}$$

Sección crítica con respecto a x ,

$$x = 3a - (0.30 + d/2)$$

$$x = 1.20 - (0.30 + 0.318/2) = 0.74 \text{ m}$$

Sustituyendo x en la ecuación de carga $w(x)$ se obtiene:

$$w_{(0.74)} = 43.10 * (0.74) = 31.92 \text{ ton/m}^2$$

Calculando el corte de punzonamiento actuante, V_{act} :

$$V_{\text{act}} = \sum F_v$$

$$V_{\text{act}} = 30.11 + 2.87 * (0.6187 * 0.4593) - \frac{(51.84 + 31.92)}{2} * (0.6187 * 0.4593)$$

$$V_{\text{act}} = 19.04 \text{ ton}$$

El corte punzonante resistente es:

$$V_R = 0.53 * \phi * \left[1 + \frac{2}{\beta} \right] * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

Donde:

$$\beta = 1,$$

b_o = perímetro del área crítica

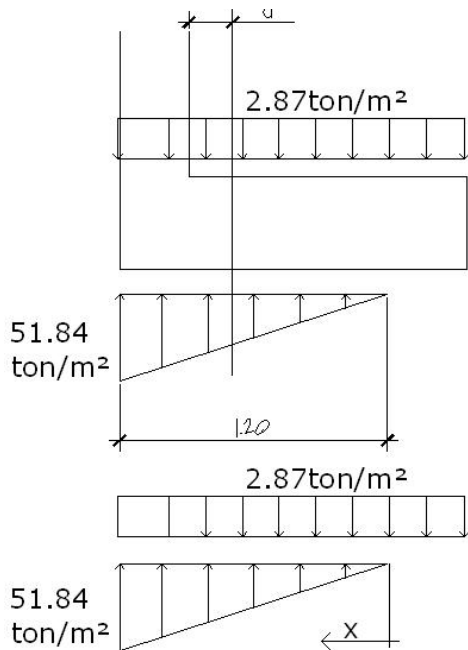
$$b_o = 2(45.93)cm + 61.86 = 153.72cm$$

$$V_R = 0.53 * 0.75 * \left[1 + \frac{2}{1} \right] * \sqrt{210} * 153.72 * 31.87 = 84.66 ton$$

Como $V_{act} < V_R$, entonces el espesor, t , si chequea por corte punzonante.

- **Chequeo por corte simple**

Figura 45. Sección crítica para el corte simple, zapata tipo 2



La sección crítica para el corte simple se localiza en $x = 3a - (30 + d)$

$$x = 1.20 - 0.62 = 0.58 m$$

La ecuación de corte para, $0 < x < 1.20$, será tomando como base la diagonal de cargas para cualquier posición de "x" bajo la zapata.

La ecuación se obtiene de:

$$V = \sum F_v$$

$$V = q_{U(suelo+cim)} * (L - 3a) + q_{U(suelo+cim)} * x - \frac{1}{2} x * 43.10 x$$

$$V = 2.87 * (0.3) + 2.87 * x - 21.55 x^2$$

$$V = 0.86 + 2.87 * x - 21.55 x^2 \quad (1)$$

Para obtener el corte máximo, V_{max} , a una distancia x se deriva, la ecuación de corte y se iguala a cero.

$$\frac{dV}{dx} = 0 = 2.87 - 43.10 x$$

Despejando para x :

$$x = \frac{2.87}{43.10} = 0.07 \text{ mt}$$

Sustituyendo en la ecuación general de corte para obtener el corte máximo se obtiene:

$$V_{\max(0.07 \text{ m})} = 0.86 + 2.87 * (0.07) - 21.55 * (0.07)^2 = 0.96 \text{ ton}$$

Chequeando el corte simple en la sección crítica donde, $x = 0.58$, tenemos:

$$V_{(0.58 \text{ m})} = 0.86 + 2.87 * (0.58) - 21.55 * (0.58)^2 = -4.72 \text{ ton}$$

El corte resistente es:

$$V_R = \phi * 0.53 * \sqrt{210} * b * \frac{d}{1000}$$

$$V_R = 0.75 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * \frac{31.87}{1000} = 18.89 \text{ ton}$$

$V_R > V_{act}$, el peralte, d , estimado resiste el V_{max} .

d) Diseño de refuerzo por flexión

- **Flexión en sentido Y:** en el sentido Y, se debe chequear los momentos en el rostro de la columna, (sección crítica) y en el punto donde el momento es máximo, ($V = 0$).
 - **A rostro de la columna:** $x = 3a - 0.30 = 1.20 - 0.30 = 0.90$ m.
 - **Para el momento máximo:** el momento máximo se da cuando el corte es cero, por lo tanto la ecuación de corte (1), se iguala a cero, dando así: $x_1 = -0.15$ m y $x_2 = 0.275$ m.

La carga en cualquier punto está dada por, $w(x) = 43.10x$

- A rostro de columna: $w(0.90) = 43.10 \cdot 0.90 = 38.79 \text{ ton/m}^2$.
- Para el momento máximo: $w(0.27) = 43.10 \cdot 0.275 = 11.85 \text{ ton/m}^2$.

Haciendo sumatoria de momentos en el rostro de la columna y tomando el sentido horario como positivo, se obtiene la ecuación:

$$M_{act} = \frac{2.87 \text{ ton} / \text{m}^2}{2} * (x + 0.3)^2 - \frac{wx^2}{6}$$

Para encontrar el momento actuante a rostro de columna se sustituye en la ecuación anterior x y w , siendo los valores a evaluar: $x = 0.90$ y $w = 38.79$.

$$M_{act} = \frac{2.87 \text{ ton} / \text{m}^2}{2} * (0.90 + 0.3)^2 - \frac{(38.79)(0.90)^2}{6} = -3.17 \text{ ton} - \text{m} / \text{m}$$

Para el caso donde se da el momento máximo: $x = 0.275$ y $w = 11.85$

$$M_{\max} = \frac{2.87 \text{ ton} / \text{m}^2}{2} * (0.275 + 0.3)^2 - \frac{(11.85)(0.275)^2}{6} = 0.34 \text{ ton} - \text{m} / \text{m}$$

El refuerzo mínimo para el espesor, t , de 0.40 m, es:

$$A_{s_{\min}} = 0.002 * b * d = 0.002 * 100 \text{ cm} * 32 \text{ cm} = 6.4 \text{ cm}^2$$

Se determina el momento resistente, M_R , del área de acero mínimo, $A_{s_{\min}}$, por medio de la siguiente fórmula:

$$M_R = 0.9 * A_s * f_y - \left(d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

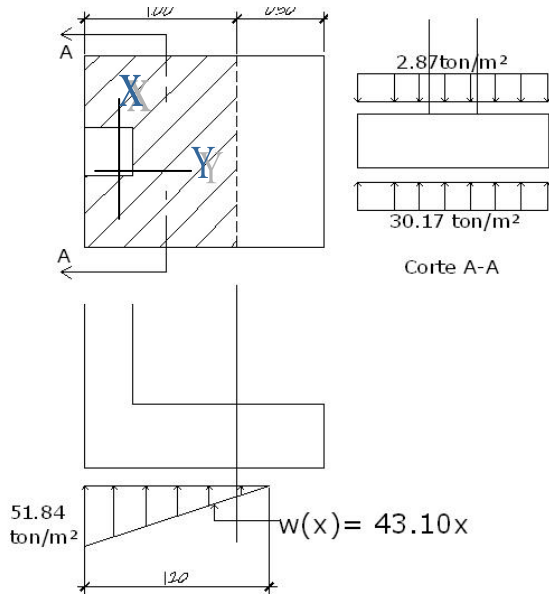
$$M_{R_{A_{s_{\min}}}} = 0.9 * 6.4 * 2,810 \left(32 - \frac{6.4 * 2810}{1.7 * 210 * 100} \right) = 5.10 \text{ ton} - \text{m}$$

$M_R >$ que los momentos actuantes, por lo tanto se puede colocar, $A_{s_{\min}}$, con un espaciamiento, s , entre barras igual a: $A_v/A_s = 1.27/6.4 = 0.19$, se utiliza, $s = 0.15$ m.

En el sentido Y de la zapata, colocar varillas No. 4 @ 0.15 m.

- **Flexión en sentido X:** para determinar la flexión en el sentido X, se toma una presión promedio (q_{promedio}) ya que la presión del suelo es variables, para esto se toma una distancia significativa del borde de la zapata hacia adentro como se muestra a en la siguiente página.

Figura 46. Flexión en el sentido X, zapata tipo 2



La distancia entre el rostro de la columna y el extremo de la zapata es, 0.45 m.

La presión a 1.0 m se da con, $x = 0.2$

$$w(x) = 43.10x$$

$$w(0.20) = 43.10 \cdot (0.20) = 8.62 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{prom}} = (51.8 + 8.62) / 2 = 30.21 \text{ ton/m}^2$$

El momento a rostro de la columna en el sentido X será:

$$M_u = (30.17 \text{ ton/m}^2) \cdot \frac{(0.45 \text{ m})^2}{2} - (2.87 \text{ ton/m}^2) \cdot \frac{(0.45)^2}{2}$$

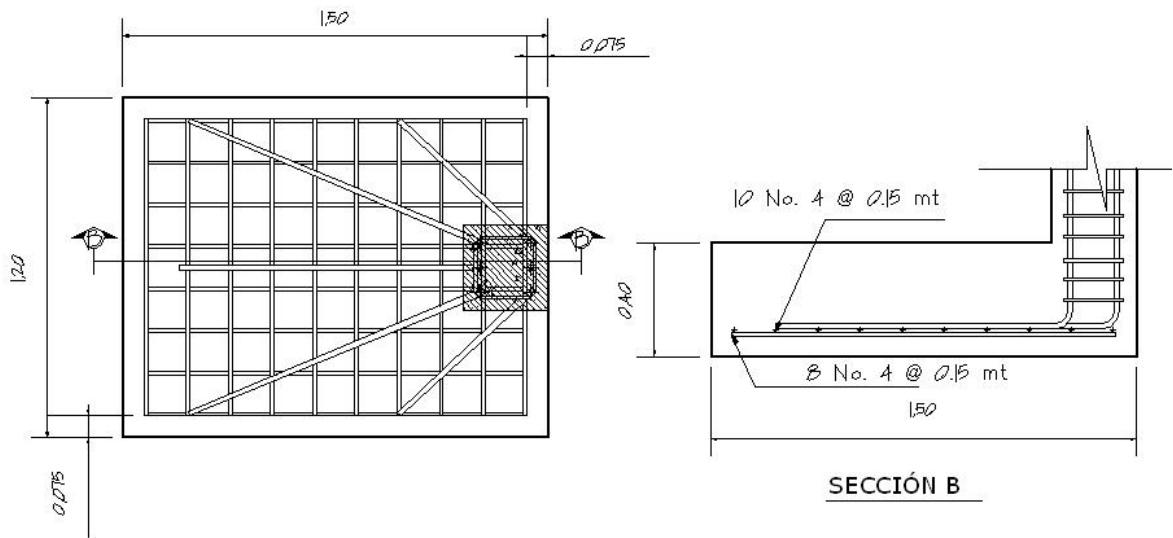
$$M_u = 2.76 \text{ ton} - \text{m} / \text{m}$$

El peralte efectivo, d , en el sentido X disminuye debido a la cama de refuerzo colocada en sentido Y, entonces el nuevo peralte será:

$$d_{y-y} = d_{x-x} - \frac{\phi_{x-x}}{2} - \frac{\phi_{y-y}}{2} = 31.87 - \frac{1.27}{2} - \frac{1.27}{2} = 30.60$$

$M_u = 2.76 \text{ ton} - \text{m} / \text{m}$ $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $b = 100 \text{ cm}$ $d = 30.60 \text{ cm}$	}	$A_{s_{\text{req}}} = 3.54 \text{ cm}^2$ $A_{s_{\text{min}}} = 6.40 \text{ cm}^2$ Espaciamiento $S = A_v / A_{s_{\text{req}}} = 1.27 / 6.40 = 0.19 \text{ m}$ Colocar varillas No.4 @ 0.15 mt
--	---	--

Figura 47. Armado final de zapata tipo 2



2.1.11 Planos

El juego de planos elaborado para la edificación escolar se presenta en el apéndice 2. Y esta conformado por planos de arquitectura, estructuras e instalaciones.

2.1.12 Presupuesto

Para la elaboración del presupuesto se realizaron varias cotizaciones, para tener así precios actuales de los materiales a utilizar. En lo que respecta a la mano de obra, se aplicaron los salarios que se manejan en la localidad.

El presupuesto completo se presenta en las páginas siguientes.

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR
 UBICACIÓN: CASERÍO SANTA MARÍA, CANTÓN EL TABLÓN, SOLOLÁ

RENGLONES INTEGRADOS

Fecha: 17/07/2008

Renglón	Descripción	Referencia	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Subtotal (Q)
1.00 TRABAJOS PRELIMINARES						
1.01	LIMPIEZA Y CHAPEO	Preliminares	M2	404.50	Q21.42	Q8,663.48
1.02	NIVELACION MANUAL	Preliminares	M2	404.50	Q18.86	Q7,626.93
1.03	TRAZO ESTAQUEADO	Preliminares	ML	160.00	Q48.46	Q7,752.91
TOTAL						Q24,043.32
2.00 CIMENTACION						
2.01	Excavacion (Cimiento + Zapatas + sol. cim)	Obra Gris	M3	145.88	Q181.41	Q26,464.60
2.02	Relleno	Obra Gris	M3	104.38	Q54.81	Q5,721.52
2.03	Zapata 1	Obra Gris	Unidad	12.00	Q2,342.03	Q28,104.31
2.04	Zapata 2	Obra Gris	Unidad	12.00	Q1,680.55	Q20,166.57
2.05	Zapata 3	Obra Gris	Unidad	6.00	Q1,190.49	Q7,142.95
2.06	Cimiento Corrido (0.40x0.20)	Obra Gris	ML	158.00	Q349.29	Q55,188.46
2.07	Solera de Cimentacion	Obra Gris	ML	48.00	Q258.36	Q12,401.42
2.08	Muro de Cimentacion	Obra Gris	M2	63.20	Q266.67	Q16,853.82
2.09	Solera de Humedad	Obra Gris	ML	158.00	Q191.43	Q30,245.18
TOTAL						Q202,288.84
3.00 MUROS, SOLERAS Y COLUMNAS						
3.01	Levantado Muro Block de 0.14*0.19*0.39	Obra Gris	M2	376.00	Q266.67	Q100,269.57
3.02	Levantado Muro Block de 0.10*0.20*0.40	Obra Gris	M2	65.52	Q264.36	Q17,321.06
3.03	Solera Intermedia Tipo A 0.15 x 0.20	Obra Gris	ML	273.00	Q191.43	Q52,259.08
3.04	Solera de Corona Tipo A 0.15 x 0.10	Obra Gris	ML	142.00	Q159.60	Q22,662.68
3.05	Solera Intermedia Tipo B 0.10 x 0.15	Obra Gris	ML	37.60	Q147.08	Q5,530.28
3.06	Solera de Corona Tipo B 0.10 x 0.10	Obra Gris	ML	12.00	Q115.32	Q1,383.90
3.07	Columnas Tipo A	Obra Gris	Unidad	16.00	Q4,155.06	Q66,480.91
3.08	Columnas Tipo B	Obra Gris	Unidad	8.00	Q3,536.87	Q28,294.97
3.09	Columnas Tipo C	Obra Gris	Unidad	6.00	Q3,180.12	Q19,080.72
3.10	Columnas Tipo A'	Obra Gris	Unidad	16.00	Q2,518.11	Q40,289.80
3.11	Columnas Tipo B'	Obra Gris	Unidad	8.00	Q2,213.81	Q17,710.45
3.12	Columnas Tipo C'	Obra Gris	Unidad	6.00	Q1,800.06	Q10,800.39
3.13	Columnas Tipo D	Obra Gris	ML	221.50	Q189.96	Q42,075.67
3.14	Columnas Tipo E	Obra Gris	ML	293.60	Q168.29	Q49,410.12
3.15	Columnas Tipo F	Obra Gris	ML	26.00	Q118.02	Q3,068.48
TOTAL						Q476,638.08
4.00 GRADAS						
4.01	Modulo de Gradadas	Obra Gris	Unidad	1.00	Q13,683.82	Q13,683.82
4.02	Cubierta de gradadas	Obra Gris	global	1.00	Q3,104.41	Q3,104.41
TOTAL						Q16,788.23
5.00 PISOS INTERIORES						
5.01	Piso de concreto (0.10 cms)	Acabados	M2	102.00	Q149.27	Q15,225.40
5.02	Piso Granito	Acabados	M2	270.00	Q157.12	Q42,423.34
5.03	Piso Granito 2do. Nivel	Acabados	M2	270.00	Q120.76	Q32,606.35
TOTAL						Q90,255.08
6.00 LOSAS Y TECHO						
6.01	Losa de Entrepiso	Obra Gris	M2	270.00	Q808.91	Q218,404.41
6.02	Losa de techo	Obra Gris	M2	270.00	Q757.48	Q204,518.43
6.03	Losa de Entrepiso pasillo	Obra Gris	M2	36.00	Q846.25	Q30,464.97
6.04	Losa de Techo pasillo	Obra Gris	M2	36.00	Q743.24	Q26,756.48
6.05	Techo pasillo (doble altura)	Obra Gris	UNIDAD	1.00	Q3,859.39	Q3,859.39
TOTAL						Q484,003.67
8.00 VIGAS						
8.01	Viga Tipo 1	Obra Gris	Unidad	4.00	Q12,688.66	Q50,754.65
8.02	Viga Tipo 2	Obra Gris	Unidad	2.00	Q13,017.65	Q26,035.31
8.03	Viga Tipo 3	Obra Gris	Unidad	4.00	Q3,228.64	Q12,914.56
8.04	Viga Tipo 4	Obra Gris	Unidad	4.00	Q3,381.95	Q13,527.81
8.05	Viga Tipo 5	Obra Gris	Unidad	8.00	Q4,981.78	Q39,854.20
8.06	Viga Tipo 6	Obra Gris	Unidad	8.00	Q3,452.35	Q27,618.77
8.07	Viga Tipo 7	Obra Gris	Unidad	2.00	Q6,283.11	Q12,566.23
8.08	Viga Tipo 8	Obra Gris	Unidad	2.00	Q6,409.61	Q12,819.22
8.09	Viga Tipo 9	Obra Gris	Unidad	6.00	Q1,654.51	Q9,927.04
TOTAL						Q206,017.78
Hoja 1/2						

Tabla XI. Presupuesto del proyecto, continuación

Renglón	Descripción	Referencia	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Subtotal (Q)
9.00	ACABADOS					
9.01	Cernido Losa	Acabados	M2	610.00	Q123.15	Q75,118.51
9.02	Alisado de columnas y vigas	Acabados	M2	551.66	Q126.27	Q69,656.07
TOTAL						Q144,774.58
10.00	PUERTAS					
10.01	P- 1(1.80x2.5) + Chapa Yale	Herreria	Unidad	8.00	Q2,850.85	Q22,806.78
10.02	P-2 (2.5*0.90) Metal + Chapa Yale	Herreria	Unidad	7.00	Q1,665.66	Q11,659.65
10.03	P-3 (2.70x1.30)	Herreria	Unidad	10.00	Q2,434.43	Q24,344.32
TOTAL						Q58,810.75
11.00	VENTANAS					
11.01	Ventanas tipo 1	Herreria	Unidad	42.00	Q1,025.02	Q43,051.01
11.02	Ventanas tipo 2	Herreria	Unidad	4.00	Q832.83	Q3,331.33
TOTAL						Q46,382.34
12.00	ARTEFACTOS SANITARIOS					
12.01	Inodoro	Instalaciones	Unidad	10.00	Q874.12	Q8,741.24
12.02	Lavamos	Instalaciones	Unidad	8.00	Q480.63	Q3,845.00
12.03	Mingitorio	Instalaciones	Unidad	2.00	Q394.00	Q788.00
TOTAL						Q13,374.25
14.00	RED HIDRÁULICA					
14.01	Red Hidráulica	Instalaciones	global	1.00	Q1,750.00	Q1,750.00
TOTAL						Q1,750.00
15.00	DRENAJE PLUVIAL					
15.01	Drenaje Pluvial		global	1.00	Q2,587.00	Q2,587.00
TOTAL						Q2,587.00
16.00	DRENAJE SANITARIO					
16.01	Drenaje Sanitario	Instalaciones	global	1.00	Q3,185.00	Q3,185.00
16.02	Fosa Septica	Instalaciones	Unidad	1.00	Q17,455.97	Q17,455.97
16.03	Pozo de Absorsion	Instalaciones	Unidad	1.00	Q32,203.35	Q32,203.35
TOTAL						Q52,844.32
17.00	INSTALACION ELECTRICA					
17.01	Acometida General	Instalaciones	Unidad	1.00	Q5,255.87	Q5,255.87
17.02	Tablero de Distribución Principal	Instalaciones	Unidad	2.00	Q892.66	Q1,785.31
17.03	Lámpara Fluorescente 2x32 w	Instalaciones	Unidad	60.00	Q509.87	Q30,592.07
17.04	Lámpara Tipo Plafonera	Instalaciones	Unidad	1.00	Q188.81	Q188.81
17.05	Tomacorrientes 110 v (entubado + cable)	Instalaciones	Unidad	35.00	Q226.28	Q7,919.69
TOTAL						Q45,741.75
18.00	JUNTAS ESTRUCTURALES Y ARQUITEC.					
18.01	JUNTAS ESTRUCTURALES Y ARQUITEC.	Obra Gris	global	1.00	Q2,800.00	Q2,800.00
TOTAL						Q2,800.00
					TOTAL	Q1,869,100.00

Hoja 2/2

El costo estimado del proyecto es de un millón, ochocientos sesenta y nueve mil, cien quetzales exactos.

2.1.13 Cronograma de ejecución e inversión

El cronograma de ejecución e inversión se presenta en la siguiente página.

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR
 UBICACIÓN: CASERÍO SANTA MARÍA, CANTÓN EL TABLÓN, SOLOLÁ

No.	RENGLÓN	UNIDAD	CANT.	MES 1		MES 2		MES 3		MES 4		MES 5		MES 6		MES 7		MES 8		MES 9		MES 10		MES 11		INVERSION	
				2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4		2
TRABAJOS PRELIMINARES																											
1	LIMPIEZA Y CHAPEO	M2	404.50	■																							Q8,663.48
2	NIVELACION MANUAL	M2	404.50	■																							Q7,626.93
3	TRAZO ESTAQUEADO	ML	160.00	■																							Q7,752.91
CIMENTACION																											
4	Excavacion (Cimiento + Zapatas + sol. cim)	M3	145.88	■	■																						Q26,464.60
5	Relleno	M3	104.38	■	■																						Q8,721.52
6	Zapata 1	Unidad	12.00	■	■	■																					Q28,104.31
7	Zapata 2	Unidad	12.00	■	■	■																					Q20,166.57
8	Zapata 3	Unidad	6.00	■	■	■																					Q7,142.95
9	Cimiento Corrido (0.40x0.20)	ML	158.00	■	■	■																					Q55,188.46
10	Solera de Cimentacion	ML	48.00	■	■	■																					Q12,401.42
11	Muro de Cimentacion	M2	63.20	■	■	■																					Q16,853.82
12	Solera de Humedad	ML	158.00	■	■	■																					Q30,245.18
MUROS, SOLERAS Y COLUMNAS																											
13	Columnas Tipo A	Unidad	16.00			■	■																				Q66,480.91
14	Columnas Tipo B	Unidad	8.00			■	■																				Q28,294.97
15	Columnas Tipo C	Unidad	6.00			■	■																				Q19,080.72
16	Columnas Tipo A'	Unidad	16.00					■	■																		Q40,289.80
17	Columnas Tipo B'	Unidad	8.00					■	■																		Q17,710.45
18	Columnas Tipo C'	Unidad	6.00					■	■																		Q10,800.39
19	Columnas Tipo D	ML	221.50					■	■																		Q42,075.67
20	Columnas Tipo E	ML	293.60					■	■																		Q49,410.12
21	Columnas Tipo F	ML	26.00					■	■																		Q3,068.48
22	Levantado Muro Block de 0.14*0.19*0.39	M2	376.00					■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Q100,269.57
23	Levantado Muro Block de 0.10*0.20*0.40	M2	65.52					■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Q17,321.06
24	Solera Intermedia Tipo A 0.15 x 0.20	ML	273.00					■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Q52,259.08
25	Solera de Corona Tipo A 0.15 x 0.10	ML	142.00					■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Q22,662.68
26	Solera Intermedia Tipo B 0.10 x 0.15	ML	37.60					■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Q5,530.28
27	Solera de Corona Tipo B 0.10 x 0.10	ML	12.00					■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Q1,363.90
VIGAS																											
28	Viga Tipo 1	Unidad	4.00																								Q50,754.65
29	Viga Tipo 2	Unidad	2.00																								Q26,035.31
30	Viga Tipo 3	Unidad	4.00																								Q12,914.56
31	Viga Tipo 4	Unidad	4.00																								Q13,527.81
32	Viga Tipo 5	Unidad	8.00																								Q39,854.20
33	Viga Tipo 6	Unidad	8.00																								Q27,618.77
34	Viga Tipo 7	Unidad	2.00																								Q12,566.23
35	Viga Tipo 8	Unidad	2.00																								Q12,819.22
36	Viga Tipo 9	Unidad	6.00																								Q9,927.04
LOSAS Y TECHO																											
37	Losa de Entrepiso	M2	270.00																								Q218,404.41
38	Losa de techo	M2	270.00																								Q204,518.43
39	Losa de Entrepiso pasillo	M2	36.00																								Q30,464.97
40	Losa de Techo pasillo	M2	36.00																								Q26,756.48
41	Techo pasillo (doble altura)	Unidad	1.00																								Q3,859.39
JUNTAS ESTRUCTURALES Y ARQUITEC.																											
42	JUNTAS ESTRUCTURALES Y ARQUITEC.	Global	1																								Q2,800.00
GRADAS																											
43	Modulo de Gradass	Unidad	1																								Q13,683.82
44	Cubierta de gradass	Unidad	1																								Q3,104.41
DRENAJE PLUVIAL																											
45	Drenaje Pluvial	Global	1																								Q2,587.00
RED HIDRÁULICA																											
46	Red Hidráulica	Global	1																								Q1,750.00
DRENAJE SANITARIO																											
47	Drenaje Sanitario	Global	1																								Q3,185.00
48	Fosa Septica	Unidad	1																								Q17,455.97
49	Pozo de Absorcion	Unidad	1																								Q32,203.35
INSTALACION ELECTRICA																											
50	Acometida General	Unidad	1.00																								Q5,255.87
51	Tablero de Distribución Principal	Unidad	2.00																								Q1,785.31
52	Lámpara Fluorescente 2x32 w	Unidad	60.00																								Q30,592.07
53	Lámpara Tipo Plafonera	Unidad	1.00																								Q188.81
54	Tomacorrientes 110 v (entubado + cable)	Unidad	35.00																								Q7,919.69
ACABADOS																											
55	Cernido Losa	M2	610.00																								Q75,118.51
56	Alisado de columnas y vigas	M2	551.66																								Q69,656.07
PISOS INTERIORES																											
57	Piso de concreto (0.10 cms)	M2	102.00																								Q15,225.40
58	Piso Granito	M2	270.00																								Q42,423.34
59	Piso Granito 2do. Nivel	M2	270.00																								Q32,606.35
ARTEFACTOS SANITARIOS																											
60	Inodoro	Unidad	10.00																								Q8,741.24
61	Lavamos	Unidad	8.00																								Q3,845.00
62	Mingitorio	Unidad	2.00																								Q788.00
PUERTAS																											
63	P-1 (1.80x2.5) + Chapa Yale	Unidad	8.00																								Q22,806.78
64	P-2 (2.5*0.90) Metal + Chapa Yale	Unidad	7.00																								

2.2 Diseño de la edificación de dos niveles para el centro de acopio

2.2.1 Antecedentes

El caserío Vasconcelos, se encuentra a 10 kilómetros de la cabecera departamental de Sololá, en la parte norte del departamento de Sololá, en el mismo funciona actualmente el centro de acopio de productos hortícolas, el cual es administrado por la Asociación de Desarrollo Integral Nuevo Sembrador (ADINSE-SOLOLÁ), asociación que está integrada por campesinos de la región norte y centro del departamento de Sololá. Asociación que en la actualidad cuenta con 95 socios activos.

La función principal de este centro de acopio es recolectar los cultivos de arveja china y arveja dulce, así como demás hortalizas que se producen en la zona, para luego pasar a un proceso de clasificación y empaque para traslado a su destino final.

En lo que se refiere a la arveja china y arveja dulce, este producto en su totalidad es exportado al extranjero principalmente a los Estados Unidos y Europa por medio de la empresa AGEXPORT, la cual funge como medio de conexión entre el campesino productor y el mercado final; Mientras que las demás hortalizas que se producen en la zona son destinadas para el comercio en el mercado nacional así como para el mercado salvadoreño.

En lo referente a las instalaciones del centro de acopio estas son deficientes ya que todos los procesos antes descritos se realizan al aire libre dado que lo único que se posee es un terreno circular.

La situación actual ha generado cierta problemática entre los campesinos y las entidades comercializadoras, ya que estas últimas están exigiendo que se cumplan algunos lineamientos para la aceptación de los productos en el extranjero, siendo la principal solicitud que se tengan las instalaciones adecuadas para el manejo de los productos.

2.2.2 Definición del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de una edificación que cumpla con la función principal de un centro de acopio de productos hortícolas, la cual es reunir uno o varios productos de los agricultores, para alcanzar un volumen comercial de operación, centrándose en actividades de acondicionamiento, preparación y transporte para su venta.

La infraestructura debe adaptarse de una forma óptima a los requerimientos operacionales que el centro de acopio requiera, permitiendo de esa manera cuidar la calidad de los productos de una forma eficiente.

2.2.3 Finalidad del proyecto

- Servir a los agricultores con reducidos volúmenes de cosecha, mejorando los precios de sus productos.
- Informar sobre la demanda de productos agrícolas a los productores de la zona, creando incentivos para producir y comercializar más productos y de mejor calidad.
- Servir de medio de mejoras tecnológicas de manejo físico de los productos (cosecha, empaque, selección y conservación), desde su recolección hasta su venta.

2.2.4 Beneficios del proyecto

El proyecto sirve para mejorar a largo plazo los sistemas de producción y acopio de productos agrícolas mediante:

- La adopción de nuevas tecnologías de producción y comercialización.
- La concentración de la producción y especialización regional.
- Una mejor coordinación de los planes productivos, de las regiones que cultivan un mismo producto.
- El desarrollo de los servicios de apoyo básico de la comercialización (información, investigación y extensión).
- Reducción de costos y márgenes de comercialización

2.2.5 Topografía

La superficie del terreno disponible puede considerarse como plana, dado a que los desniveles obtenidos en el levantamiento altimétrico son mínimos; mientras que el resultado del levantamiento planimétrico estableció un polígono no simétrico de cinco estaciones y un área de 771.95 m².

2.2.6 Determinación del valor soporte del suelo, Vs

Para la determinación del valor soporte del suelo se realizó un ensayo de compresión triaxial a una muestra inalterada, cuyos resultados se muestran en el apéndice 1, figura 80. El procedimiento de cálculo utilizado para la determinación del valor soporte del suelo se describe en la página 23 del presente documento.

$$q_u = 1.3 * c * N_c + \gamma_s * D_f * N_q + 0.4 * \gamma_c * B * N_\gamma$$

Resultados del ensayo triaxial:

$$\phi = 22.94^\circ \quad c = 8.90 \text{ ton/m}^2 \quad \gamma_s = 1.47 \text{ ton/m}^3 \quad D_f = 1.60 \text{ m}$$

Para determinar los factores de capacidad de carga se hará uso de los resultados del ensayo triaxial y de la tabla que a continuación se muestra.

Tabla XIII. Factores de capacidad de carga para ϕ , específico

ϕ	N_c	N_q	N_y
22	20.27	9.19	5.09
23	21.75	10.23	6.0

Fuente: Braja M. Das. **Principios de Ing. de cimentaciones**, Pág.129

Interpolando los valores de la tabla anterior para determinar los factores de capacidad de carga para $\phi = 22.94^\circ$ se obtiene:

Tabla XIV. Factores de capacidad de carga interpolados

ϕ	N_c	N_q	N_y
22.94	21.66	10.17	5.94

Entonces:

$$q_u = 1.3 * 8.90 * 21.66 + 1.47 * 1.60 * 10.17 + 0.4 * 1.47 * 1.0 * 5.94 = 278.01 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

Utilizando un factor de seguridad igual a 4, tenemos:

$$V_s = \frac{q_u}{F_s} \rightarrow V_s = \frac{278.01}{4} = 69.32 \text{ ton} / \text{m}^2$$

2.2.7 Definición del tipo de centro de acopio a diseñar

2.2.7.1 Tipo de centro de acopio

Según los productos que se manejan, los centros de acopio se clasifican en:

- **Centro de acopio especializado:** dedicado a un solo producto, que merece especial atención.
- **Centro de acopio mixto:** que reúnen dos o tres productos únicamente.
- **Centro de acopio general:** encargado de recoger indistintamente todos los productos de una región.

De acuerdo con su distribución orgánica se clasifican en:

- **Primarios:** localizados en zonas de producción muy definidas, con instalaciones físicas permanentes y equipo complementario.
- **Secundarios:** ubicados en zonas de menor producción que no justifican la operación permanente sino en días específicos.
- **Terciarios:** son rutas de acopio o camiones que operan en un área determinada de producción.

Por el nivel de producción y la zona de emplazamiento para el centro de acopio, el diseño propuesto se desarrollo en base a especificaciones para un **centro de acopio mixto de nivel primario**.

2.2.7.2 Características físicas finales

En general se estableció necesario contar con las siguientes áreas:

- Área administrativa.
- Cargue y descargue, (se determinó esta área para facilitar la salida y llegada de camiones con los productos).
- Acopio o llegada del producto recolectado.
- Área de acondicionamiento y proceso, (esta área es donde se realizan las operaciones y se ubican los equipos de limpieza, selección, clasificación y empaque y/o demás operaciones del producto antes de su transporte).
- Almacenamiento, (área para cuartos fríos y para ubicar el producto ya empacado listo para ser transportado).
- Almacén de materias primas, (empaques, cajas, etiquetas, ceras, detergentes, etc.).
- Áreas de circulación, (espacios de desplazamiento de operarios y sus equipos. Para este caso específico se utilizarán equipos manuales).
- Área de servicios, (servicios sanitarios).
- Área de vigilancia, (para este proyecto se dispone de un área ya construida la cual puede ser útil para esta necesidad).
- Área de capacitaciones, (área destinada para la capacitación de los productores).

En general el centro de acopio se diseñó con una infraestructura comercial, que permite introducir mejoras tecnológicas y económicas en el sistema de comercialización, de los productos.

2.2.7.2.1 Áreas de almacenamiento frío

Se determinó como necesario dejar provista la infraestructura con un área de almacenamiento frío por las causas que a continuación se describen:

- No siempre los compradores son inmediatos.
- La disponibilidad de transporte no siempre puede existir.
- Es necesario incrementar el periodo de mercado o incrementar el volumen de ventas.
- Puede ser necesaria para estrategias como la espera de un alza de precio y/o la espera de una operación comercial más estable o simplemente para no perder el producto.

El almacenamiento en frío hace subir el costo del producto y mientras más sofisticado sea, mayor será el costo adicional, lo cual debe considerarse en el precio final de la venta.

2.2.7.2.2 Determinación del tamaño de la instalación

El tamaño depende de factores económicos y técnicos. Las bodegas pequeñas son más caras que las grandes por unidad de volumen, pero el control de existencias y el manejo de la instalación es más fácil que en las grandes.

Para este proyecto el volumen de las bodegas se determinó en función al tipo de estiba y el tipo de manejo, las alturas recomendadas para la manipulación manual son de 2.5 m. a 3.0 m. y para manipulación mecanizada de 6.0 a 9.0 m.

La manipulación en el centro será manual, pero por requisitos de ventilación y pensando en la futura implementación de algún tipo de proceso mecánico se estableció como adecuada una altura de 4.00 metros.

2.2.7.3 Criterios de conjunto

2.2.7.3.1 Emplazamiento

El emplazamiento del conjunto arquitectónico en el terreno será el área ocupada en planta baja la cual es el 35.2 % del área del terreno.

Superficie total del terreno: 771.95 m². Área de construcción: 272.00 m²

2.2.7.3.2 Criterios de iluminación

La presencia de luz en el almacenamiento de los productos cosechados es a veces contraproducente por cuanto mantienen una actividad fotosintética que es preferible evitar; razón por la cual se pretende que la iluminación natural sea mínima en áreas de almacenamiento seco y nula en el área de almacenamiento frío. Pero a la vez la iluminación es esencial en procesos como el de clasificación y empaque los cuales serán provistos de una iluminación óptima.

2.2.7.3.3 Ventilación

El movimiento de aire o ventilación es una consideración importante para evitar las pérdidas en post-cosecha. Sistemas de ventilación adecuada evitan la acumulación de los productos de la respiración: CO₂ y temperatura, coadyuvando a la vez a mantener una baja tasa respiratoria de los productos cosechados ubicados ya en almacenamiento.

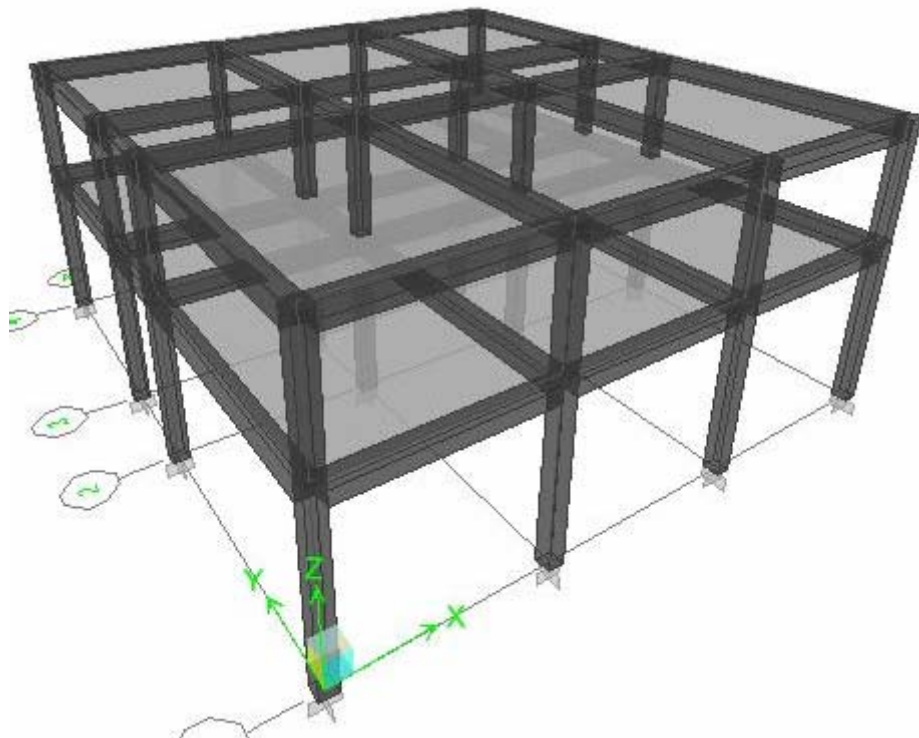
2.2.8 Diseño arquitectónico

Para el diseño arquitectónico se busco cubrir todas las necesidades que se tienen con respecto a ambientación y todos los requisitos estructurales que demanda una edificación regular tanto en planta como en elevación, como lo especifica las Normas Sísmicas del RCDF.

2.2.9 Selección de sistema estructural

Considerando factores como la economía, materiales disponibles en el lugar y técnicas constructivas conocidas se determino como conveniente diseñar el proyecto en base a marcos elásticos unidos por nudos rígidos de concreto reforzado, con losas planas de concreto reforzado y muros de relleno de mampostería, independientes de los marcos rígidos. Ver figura 48.

Figura 48. Tipología estructural, centro de acopio



2.2.10 Análisis estructural

El análisis estructural del proyecto se desarrollo con Etabs siguiendo los procedimientos ya mencionados en la sección 2.1.9, del presente documento.

2.2.10.1 Predimensionamiento estructural

2.2.10.1.1 Predimensionamiento de vigas

El código ACI especifica en su sección 9.5.2, los espesores mínimos de elementos sometidos a flexión en una dirección. La aplicación de dichas especificaciones esta en función de algunos parámetros, como por ejemplo que el elemento no debe soportar o estar ligado a particiones o elementos susceptibles a daños ocasionados por las deflexiones grandes, este parámetro puede impedir la utilización de dichas especificaciones en nuestro caso, ya que las vigas en la edificación soportan muros divisorios que pueden ser susceptibles a fallas debidas a las deflexiones. Pero considerando que las deflexiones sean mínimas la utilización de las especificaciones puede ser una referencia para el dimensionamiento de vigas.

Tenemos que la mayor luz en la edificación es de 7.50 m correspondiendo a una viga con un extremo continuo, para lo cual el código establece que el espesor mínimo es igual a, $(Luz/18.5)$, teniendo entonces un espesor mínimo de 0.40 m. Por razones conservadoras se utilizara un espesor, h, de **0.50 m**.

El lo referente a la base, el código especifica que esta debe ser la dimensión mayor entre $0.3h$ y $0.25 m$; para este caso se propone $0.35 m$.

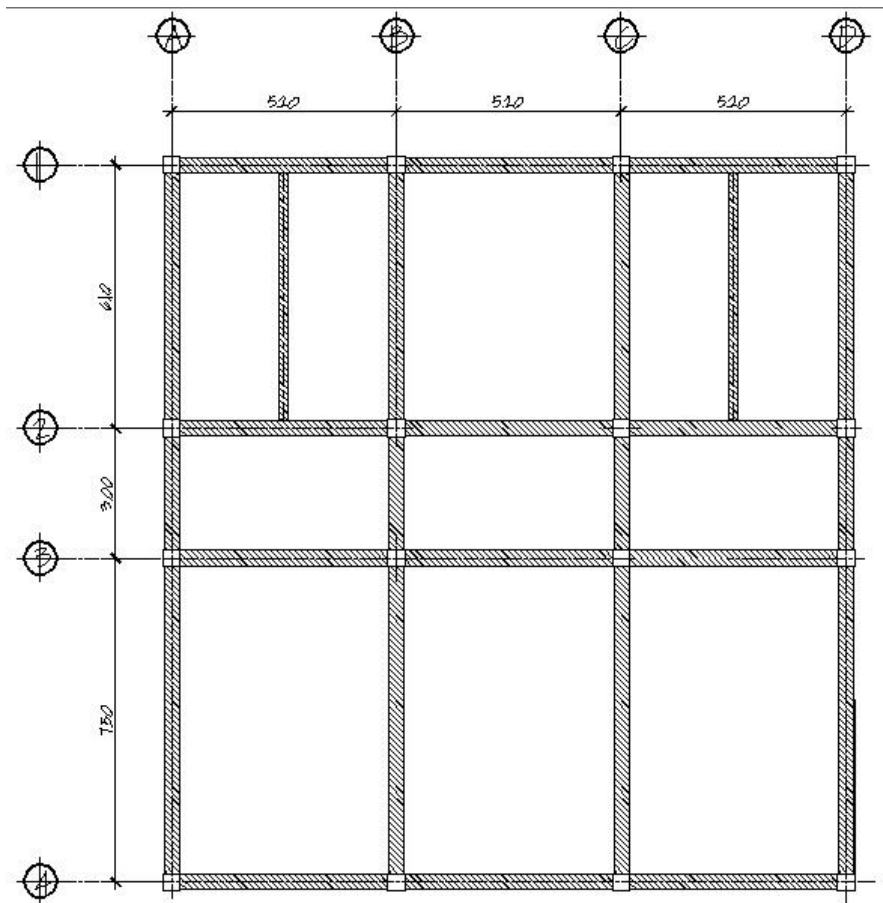
2.2.10.1.2 Predimensionamiento de columnas

El método de predimensionamiento adoptado para este caso, se describe en la sección 2.1.9.1.2, siendo la sección de 0.40 m x 0.40 m la establecida para un análisis previo.

2.2.10.1.3 Predimensionamiento de losas

El predimensionamiento de losas se baso en lo descrito en la sección 2.1.9.1.3

Figura 49. Planta general de losas, centro de acopio



La figura 49, presenta la planta general de losas correspondientes al entrepiso y techo de la edificación.

Determinando los sentidos de trabajo de las losas tenemos:

- Losas entre eje 1 y 2

$$m = \frac{4.85}{5.75} = 0.84 \quad \text{Las losas trabajan en 2 sentidos}$$

- Losas entre eje 2 y 3

$$m = \frac{2.65}{4.85} = 0.54 \quad \text{Las losas trabajan en 2 sentidos}$$

- Losas entre eje 3 y 4

$$m = \frac{4.85}{7.15} = 0.68 \quad \text{Las losas trabajan en 2 sentidos}$$

Para losas en dos sentidos, el espesor, t , es igual a:

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

Donde:

t = Espesor de la losa

P = Perímetro de la losa

$$t = \frac{2(4.85 + 7.15)}{180} = 0.133m \rightarrow 0.14m.$$

2.2.10.1.4 Predimensionamiento de cimientos

Para la cimentación, se diseñaron zapatas aisladas, cuyo predimensionamiento se presenta en la sección 2.2.11.4.

2.2.10.2 Determinación de cargas aplicadas a los marcos dúctiles

2.2.10.2.1 Cargas verticales

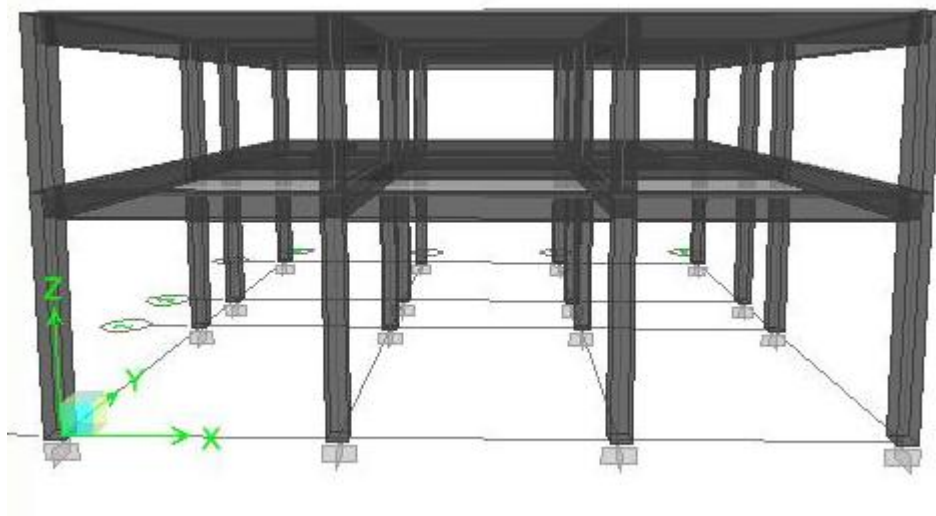
Los valores de cargas verticales que se utilizan en este caso son:

Tabla XV. Cargas verticales utilizadas en el diseño, centro de acopio

CARGA MUERTA (CM)		CARGA VIVA (CV)	
Peso del concreto	= 2400 kg/m ³	Entrepiso	= 400 kg/m ²
Peso de acabados (SC)	= 90 kg/m ²	Techo	= 100 kg/m ²
Peso de muros	= 150 kg/m ²		

El análisis de cargas que a continuación se presenta corresponde al marco del eje 4, paralelo al sentido X. La figura 50 muestra los marcos típicos en sentido X.

Figura 50. Marcos típicos en sentido X, centro de acopio

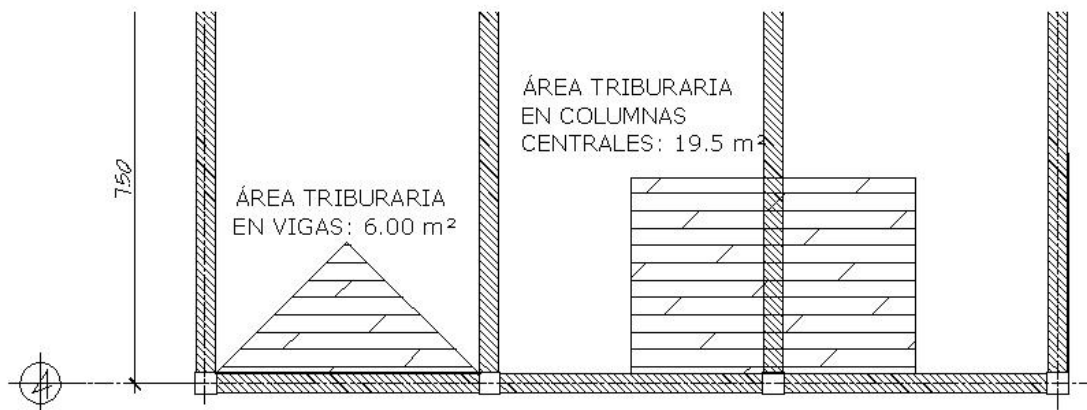


Nivel 1

$$CM = \left(\left[\left(\text{área tributaria} \right) \left(\text{Peso del concreto} \times \text{espesor losa} + \text{acabados} \right) \right] / \text{longitud viga} \right) + \text{peso de viga} + \text{peso de muro}$$

$$CV = \left(\left[\left(\text{área tributaria} \right) \left(\text{valor de c. viva} \right) \right] / \text{longitud viga} \right)$$

Figura 51. Áreas tributarias sobre el eje 4



Para el área tributaria en vigas que se muestran en la figura 51:

En el caso de los muros, éstos tienen una altura de 2.70 m por lo tanto:
 $(150\text{kg/m}^2 \times 2.7 \text{ m} = 405 \text{ kg/m})$

$$CM = \left(\left[\left(6.00 \text{ m}^2 \right) \left(2400 \text{ kg} / \text{m}^3 \times 0.14 \text{ m} + 90 \text{ kg} / \text{m}^2 \right) \right] / 4.75 \right) + \left(0.35 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \right) \left(2400 \text{ kg} / \text{m}^3 \right) + 405 \text{ kg} / \text{m}$$

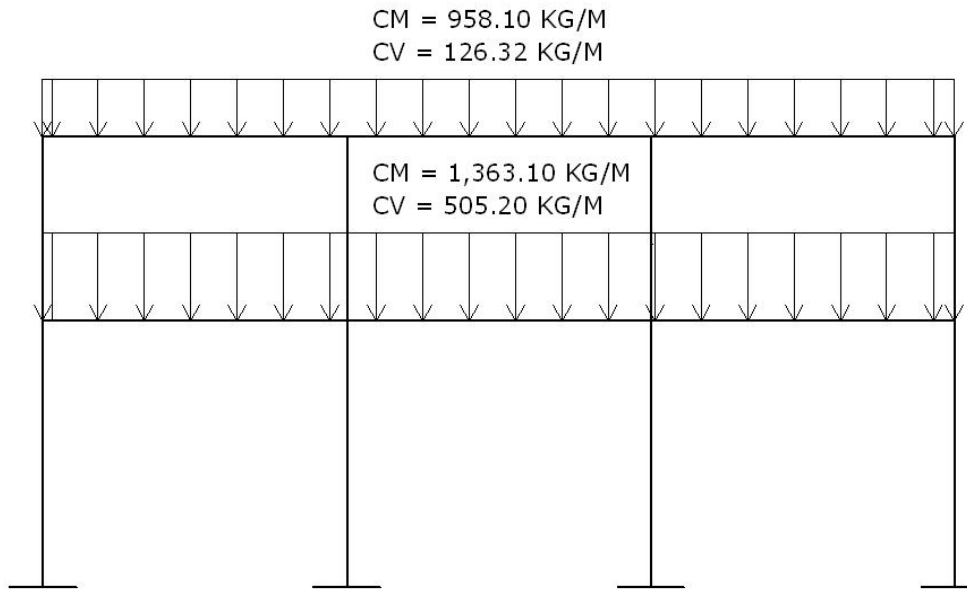
$$CM = 1,363.10 \text{ kg} / \text{m}$$

$$CV = \left(\left[\left(6.00 \text{ m}^2 \right) \left(400 \text{ kg} / \text{m}^2 \right) \right] / 4.75 \text{ m} \right)$$

$$CV = 505.26 \text{ kg} / \text{m}$$

Los valores de las cargas distribuidas para el segundo nivel se muestran en la figura 52 y se obtuvieron siguiendo el procedimiento anterior.

Figura 52. Distribución lineal de cargas verticales en marco, eje 4



Los valores de carga que se muestran en la figura 52, son utilizados en el método de verificación, desarrollado para comprobar los resultados del análisis estructural elaborado por Etabs, así como en el diseño por corte en vigas.

2.2.10.2.2 Cargas horizontales

El método utilizado para la determinación de las fuerzas horizontales en la edificación es el método descrito en la publicación *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary* de SEAOC en 1976, descrito en la sección 2.1.9.2.2

2.2.10.2.2.1 Corte basal

$$V = ZICKSW$$

Tabla XVI. Descripción de variables de fórmula para corte basal

Z	=	Coeficiente que depende de la zona sísmica,	Zona sísmica 4	Z = 1
I	=	Tipo de ocupación de la obra,	Riesgos medios-altos	I = 1.25
C	=	Coeficiente que depende del periodo de vibración		
		$C = \frac{1}{15\sqrt{T}}$ $T = \frac{0.0906 H}{\sqrt{b}}$ <p style="text-align: right;">* El valor de c no debe exceder 0.12</p>		
S	=	Coeficiente que depende del tipo de suelo	Escasa inf. sobre suelo	S = 1.50
Si C*S es mayor que 0.14, usar C*S = 0.14				
K	=	Coeficiente que depende del tipo de estructura	Marcos dúctiles	K = 0.67
W	=	Peso de la estructura		

El valor de C se determina en sentido X y en sentido Y, de la siguiente manera:

$$T_x = \frac{0.0906 (7.8m)}{\sqrt{15 \cdot 60m}} = 0.17$$

$$C_x = \frac{1}{15\sqrt{0.17}} = 0.161$$

$$T_y = \frac{0.0906 (7.8m)}{\sqrt{16 \cdot 60m}} = 0.173$$

$$C_x = \frac{1}{15\sqrt{0.173}} = 0.16$$

- En ambos casos c es > 0.12 \therefore usar 0.12

Comprobación de los valores de C*S:

- $C_x \times S = 0.12 \times 1.5 = 0.18 \Rightarrow$ usar 0.14
- $C_y \times S = 0.12 \times 1.5 = 0.18 \Rightarrow$ usar 0.14

El peso (W) de la estructura se calcula de la siguiente manera:

$$W = W_{NIVEL 1} + W_{NIVEL}$$

La figura 11 muestra la distribución de pesos por nivel, y el peso de los mismos se obtiene de la siguiente forma:

- **NIVEL 1**

Área neta de losas: 233.84 m^2

- $W_{LOSA} = (0.14 \text{ m})(233.84 \text{ m}^2)(2400 \text{ kg} / \text{m}^3) = 78,570.24 \text{ kg}$
- $W_{VIGAS} = (0.5 \text{ m})(0.35)(2400 \text{ kg} / \text{m}^3)(4 * 17 + 4 * 14.8) \text{ m} = 53,424.0 \text{ kg}$
- $W_{VIGAS \text{ sec}} = (0.2 \text{ m})(0.35)(2400 \text{ kg} / \text{m}^3)(2 * 5.75) \text{ m} = 1,932.0 \text{ kg}$
- $W_{COLUMNAS} = (0.40 \text{ m})(0.40 \text{ m})(2400 \text{ kg} / \text{m}^3)(2.30 + 1.38) \text{ m}(16) = 22,609.92 \text{ kg}$
- $W_{MUROS} = (311.19 \text{ m}^2)(150 \text{ kg} / \text{m}^2) = 46,678.5 \text{ kg}$
- $W_{ACABADOS} = (17.0 \text{ m})(16.0 \text{ m})(90 \text{ kg} / \text{m}^2) = 24,480.00 \text{ kg}$
- $W_{nivel 1} = 78,570.24 + 53,424.0 + 1,932.0 + 22,609.92 + 46,678.5 + 24,480.0$
- $W_{nivel 1} = 227,694.66 \text{ kg}$

- **NIVEL 2**

- $W_{LOSA} = (0.14 \text{ m})(233.84 \text{ m}^2)(2400 \text{ kg} / \text{m}^3) = 78,570.24 \text{ kg}$
- $W_{VIGAS} = (0.5 \text{ m})(0.35)(2400 \text{ kg} / \text{m}^3)(4 * 17 + 4 * 14.8) \text{ m} = 53,424.0 \text{ kg}$
- $W_{COLUMNAS} = (0.40 \text{ m})(0.40 \text{ m})(2400 \text{ kg} / \text{m}^3)(1.38) \text{ m}(16) = 8,478.72 \text{ kg}$
- $W_{MUROS} = (113.29 \text{ m}^2)(150 \text{ kg} / \text{m}^2) = 16,993.80 \text{ kg}$
- $W_{ACABADOS} = (17.0 \text{ m})(16.0 \text{ m})(90 \text{ kg} / \text{m}^2) = 24,480.00 \text{ kg}$
- $W_{nivel 2} = 78,570.24 + 53,424.0 + 8,478.72 + 16,993.80 + 24,480.0$
- $W_{nivel 2} = 181,946.76 \text{ kg}$

Se debe incluir un 25% del peso de la carga viva en los niveles, en los que se consideren altos niveles de ocupación y almacenamiento; para este caso en particular se considera tal incremento solo en nivel de entresuelo y no así en el nivel de techo, ya que este se diseñó sin acceso alguno.

$$\circ W_{nivel\ 1} = 227,694.66\text{ kg}$$

$$\circ 25\% W_{c.v. nivel\ 1} = (0.25)(16.0\text{ m})(17.0\text{ m})(400.0\text{ kg} / \text{m}^2) = 27,200.00\text{ kg}$$

$$\circ W_{nivel\ 2} = 181,946.76.00\text{ kg}$$

$$\circ W_{total} = 227,694.66\text{ kg} + 27,200.00\text{ kg} + 181,946.76\text{ kg} = 436,841.42\text{ kg}$$

Teniendo todos los factores que intervienen en la determinación del corte basal, se procede a determinar su valor, tanto en sentido X, como en sentido Y:

$$V_x = V_y = ZICKSW$$

Tabla XVII. Corte basal, centro de acopio

Z	I	K	C	S	W	V
1.00	1.25	0.67	0.14		436,841.42	51,219.65

2.2.10.2.2.2 Fuerzas por nivel

La distribución de fuerzas por nivel se lleva a cabo por medio de la siguiente fórmula:

$$F_i = \frac{(V - F_T) \times W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}$$

Donde:

F_i = corte por nivel

V = corte basal

F_T = fuerza adicional en la cúspide

W_i = peso en el nivel

h_i = altura del nivel

$$F_T = 0.07 * t * V, \text{ si } t \geq 0.25 \text{ seg.}$$

$$F_T = 0, \text{ si } t < 0.25 \text{ seg.}$$

Como T_x y T_y son menores de 0.25, se utiliza el valor de $F_t = 0$, quedando la fórmula para ambos sentidos de la siguiente manera:

$$F_i = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}$$

Fuerzas actuantes en el primer y segundo nivel, en sentido X:

$$F_{1x} = \frac{51,219.65 \text{ kg} \times 254,894.66 \text{ kg} \times 4.60 \text{ m}}{(254,894.66 \text{ kg} \times 4.60 \text{ m}) + (181,946.76 \times 7.80 \text{ m})} = 23,172.37 \text{ kg}$$

$$F_{2x} = \frac{51,219.65 \text{ kg} \times 181,946.76 \text{ kg} \times 7.8 \text{ m}}{(254,894.66 \text{ kg} \times 4.60 \text{ m}) + (181,946.76 \times 7.80 \text{ m})} = 28,047.28 \text{ kg}$$

El corte basal es el mismo en ambas direcciones por lo tanto:

$$F_{1y} = \frac{51,219.65 \text{ kg} \times 254,894.66 \text{ kg} \times 4.60 \text{ m}}{(254,894.66 \text{ kg} \times 4.60 \text{ m}) + (181,946.76 \times 7.80 \text{ m})} = 23,172.37 \text{ kg}$$

$$F_{2y} = \frac{51,219.65 \text{ kg} \times 181,946.76 \text{ kg} \times 7.8 \text{ m}}{(254,894.66 \text{ kg} \times 4.60 \text{ m}) + (181,946.76 \times 7.80 \text{ m})} = 28,047.28 \text{ kg}$$

Los datos obtenidos hasta el momento son suficientes para generar el modelo en Etabs.

2.2.10.3 Desarrollo del análisis estructural por ETABS V9.2

2.2.10.3.1 Datos de entrada

2.2.10.3.1.1 Especificaciones generales

- Concreto: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- Peso por unidad de Volumen: 2400 kg/cm^3 .
- Módulo de elasticidad: $218,819.78 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero: $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ y $f_{ys} = 2810 \text{ kg/cm}^2$
- Coef. de Poisson: 0.2

2.2.10.3.1.2 Geometría estructural

- Vigas: 0.35 m X 0.50 m.
- Columnas: 0.40m x 0.40m.
- Losa: 0.14 m.

2.2.10.3.1.3 Cargas

Las cargas verticales usadas son las que se muestran en la tabla XV, página. 111. Mientras que las cargas horizontales se asignan por nivel, siendo estas las obtenidas anteriormente por el método SEAOC.

2.2.10.3.1.4 Combinaciones de mayoración

Las condiciones de mayoracion definidas en esta sección, son las que establece el código ACI 318S-05, en su sección 9.2.1, siendo estas las que se muestran en la siguiente página.

- $U = 1.2 (C_{MUERTA}) + 1.7 (C_{VIVA})$ **combinación 1**
- $U = 1.2 (C_{MUERTA}) + 1(C_{VIVA}) \pm 1(C_{SISMO})$ **combinación 2 y 3**
- $U = 0.9 (C_{MUERTA}) \pm 1(C_{SISMO})$ **combinación 4 y 5**
- $U = 0.9 (C_{MUERTA})$ **combinación 6**

Definido el modelo, se procede a ejecutar el análisis estructural por medio del software, obteniendo los resultados que se muestran a continuación.

2.2.10.3.2 Resultados del análisis estructural

Las graficas que a continuación se muestran, corresponden a los momentos y cortes últimos de los marcos pertenecientes a los ejes 4 y B, siendo el eje 4 paralelo al sentido X y el eje B paralelo al sentido Y.

Figura 53. Momentos últimos en vigas, marco de eje 4, sentido X

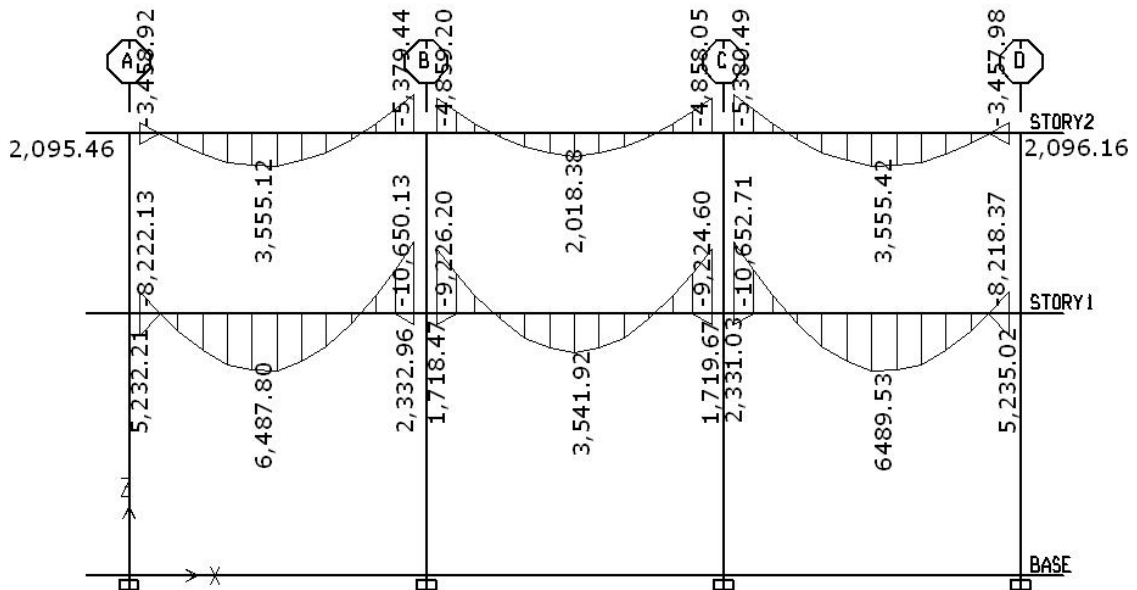


Figura 54. Momentos últimos en columnas, marco de eje 4, sentido X

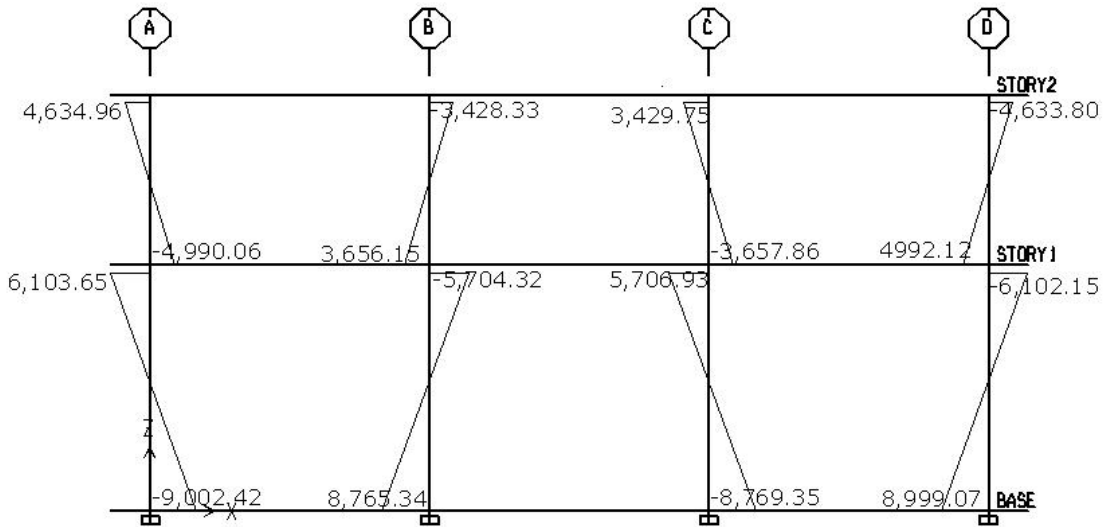


Figura 55. Cortes últimos en vigas, marco de eje 4, sentido X

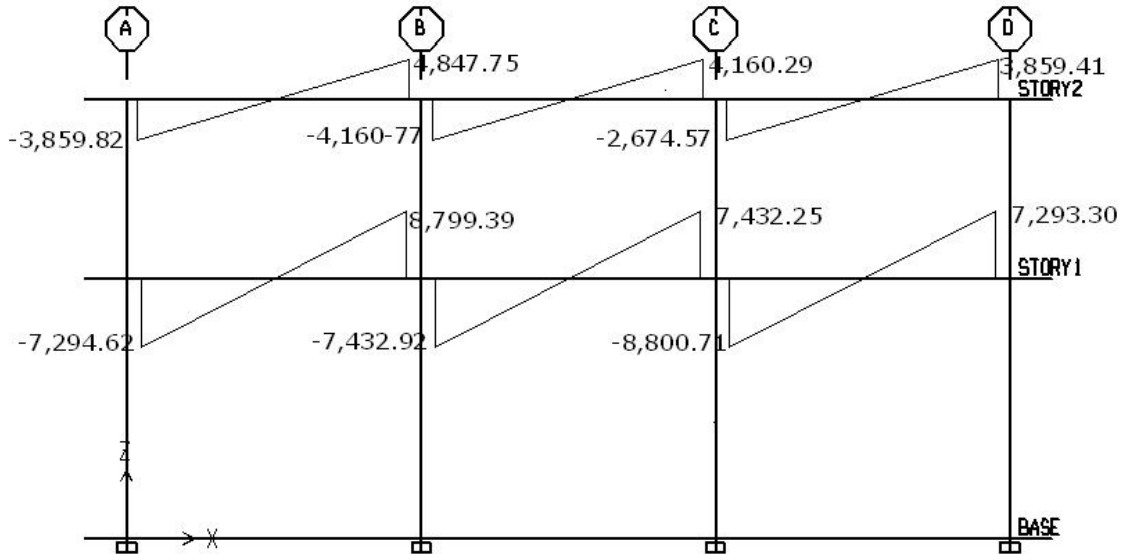


Figura 56. Cortes últimos en columnas, marco de eje 4, sentido X

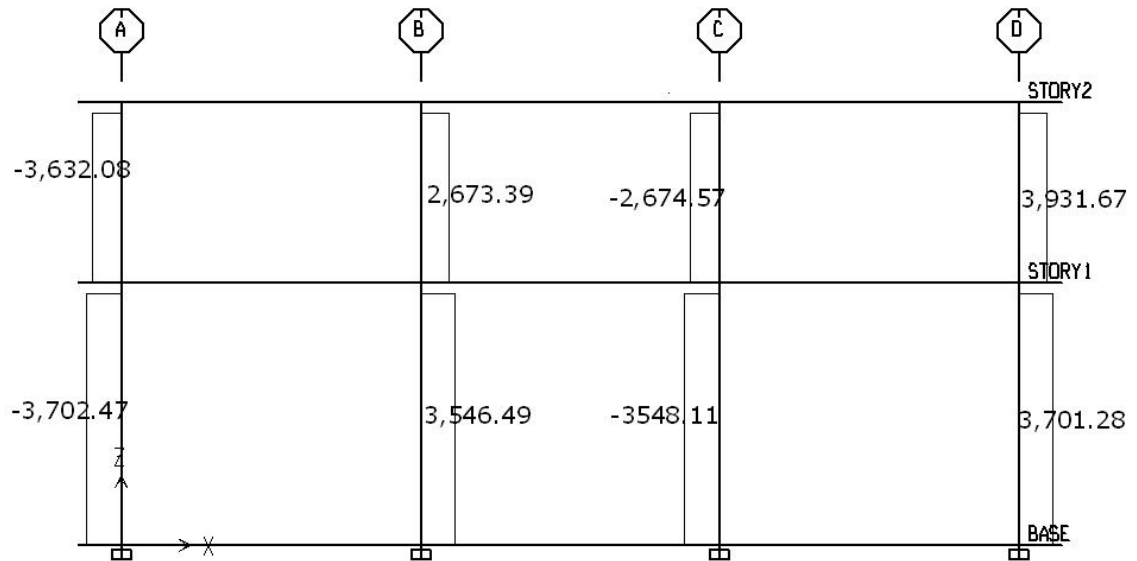


Figura 57. Momentos últimos en vigas, marco de eje B, sentido Y

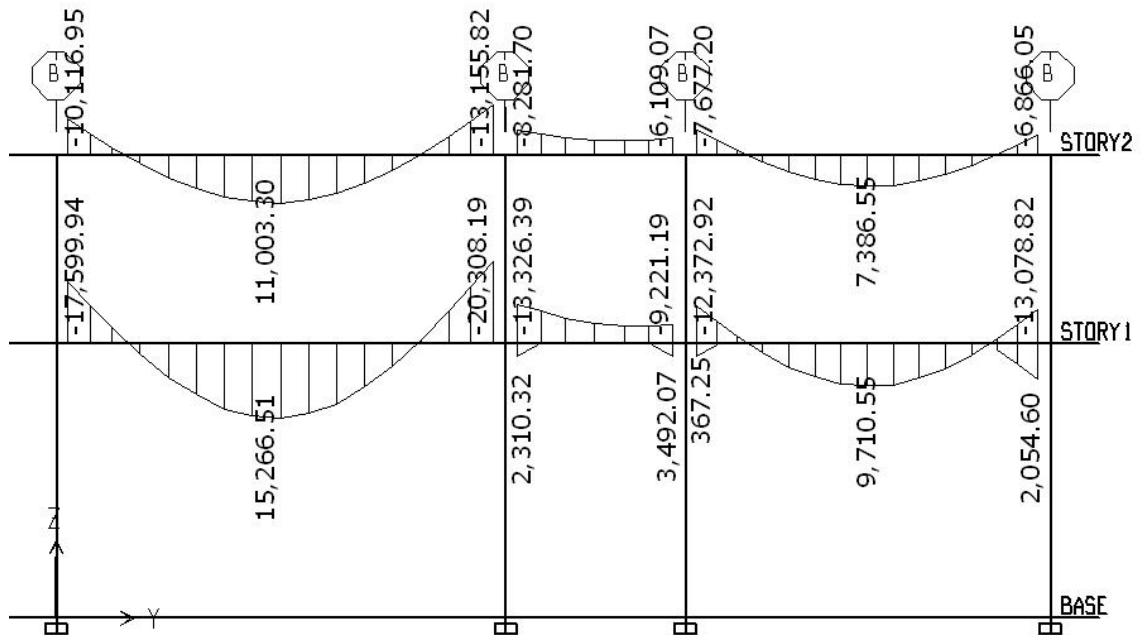


Figura 58. Momentos últimos en columnas, marco de eje B, sentido Y

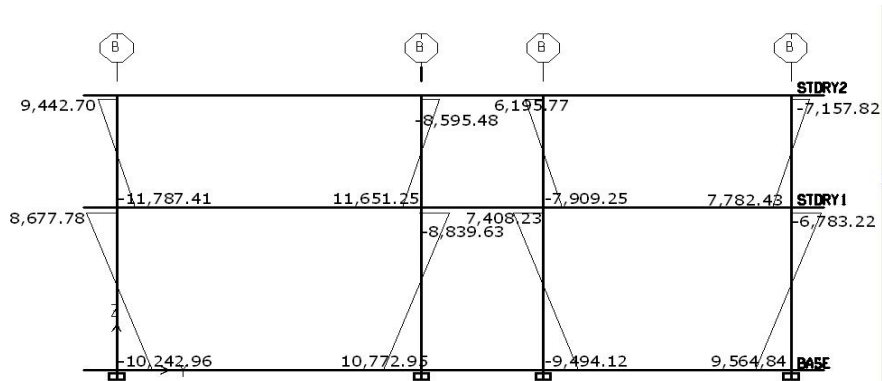


Figura 59. Cortes últimos en vigas, marco de eje B, sentido Y

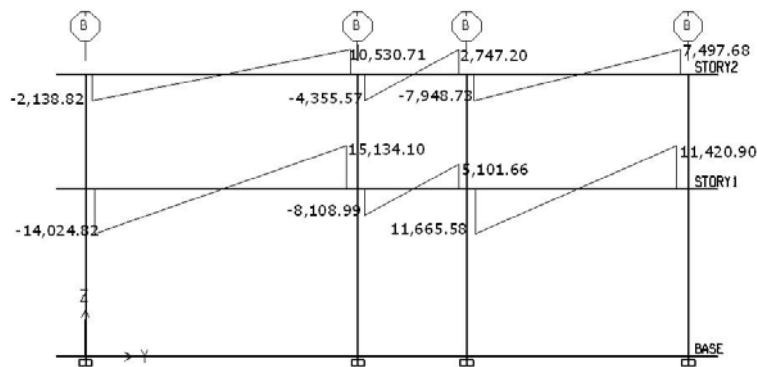
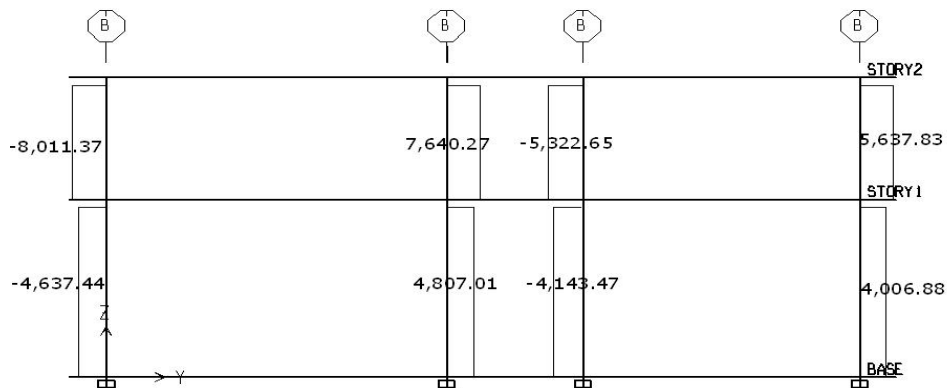


Figura 60. Cortes últimos en columnas, marco de eje B, sentido Y



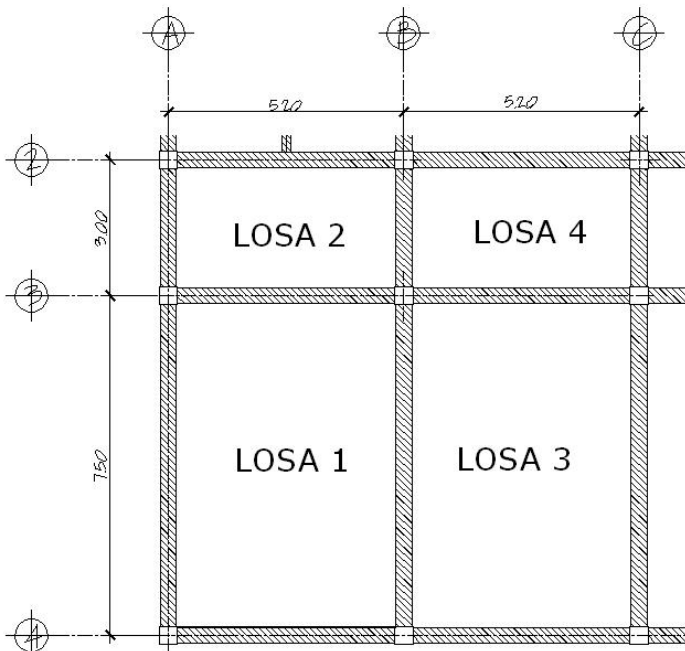
Para la comprobación de los resultados obtenidos se desarrollo un método simultáneo de verificación, del cual los resultados obtenidos se muestran en la siguiente página.

2.2.11.1 Diseño de losas

El diseño se desarrolló con base al método 3 del ACI, siendo el espesor de diseño 0.14 m, determinado en la sección 2.2.10.1.3.

La figura 61 muestra una fracción de la planta típica de losas en el nivel 1, la cual se utilizará como ejemplo de diseño.

Figura 61. Fracción de planta típica de losas, centro de acopio



Determinados los sentidos de trabajo de las losas y el espesor de las mismas se procede a calcular la carga última, CU:

Datos:

$$CV = 400 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

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

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

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

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

$$CU = 1.2CM + 1.6CV$$

$$CM = (\gamma_c * \text{espesor de losa}) + (SC)$$

$$CM = (2400 \text{ kg} / \text{m}^3 * 0.14 \text{ m}) + (90 \text{ kg} / \text{m}^2) = 426.0 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$CMU = \text{Carg a muerta ultima} = 1.2 * 426 \text{ kg} / \text{m}^2 = 511.2 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$CVU = \text{Carg a viva ultima} = 1.6 * 400 \text{ kg} / \text{m}^2 = 640.0 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$CU = 511.2 \text{ kg} / \text{m}^2 + 640.0 \text{ kg} / \text{m}^2 = 1,151.20 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Cálculo de momentos:

Los momentos se determinan mediante la utilización de las siguientes fórmulas, de las cuales la descripción de cada variable que interviene en las mismas se presenta en la página 44, del presente documento.

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

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

$$M_A^+ = Cc m_A * CMU * A^2 + Cc v_A * CVU * A^2$$

$$M_B^+ = Cc m_B * CMU * B^2 + Cc v_B * CVU * B^2$$

Losa 1

Relación

$$m = A / B \Rightarrow 4.85 / 7.15 = 0.68 \rightarrow 0.65$$

$$M_A^- = 0.085 * 1,151.2 * 4.85^2 = 2,301.72 \text{ kg} - m$$

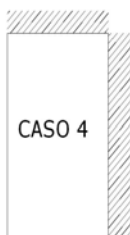
$$M_B^- = 0.015 * 1,151.2 * 7.15^2 = 882.78 \text{ kg} - m$$

$$M_A^+ = 0.05 * 511.20 * 4.85^2 + 0.062 * 640.0 * 4.85^2 = 1,534.60 \text{ kg} - m$$

$$M_B^+ = 0.009 * 511.20 * 7.15^2 + 0.011 * 640.0 * 7.15^2 = 595.10 \text{ kg} - m$$

$$M_A^- \text{ LADO NO CONTINUO} = 1,534.60 / 3 = 511.53 \text{ kg} - m$$

$$M_B^- \text{ LADO NO CONTINUO} = 595.10 / 3 = 198.36 \text{ kg} - m$$



Losa 2

Relación

$$m = A / B \Rightarrow 2.65 / 4.85 = 0.54 \rightarrow 0.55$$

$$M_A^- = 0.086 * 1,151.2 * 2.65^2 = 695.25 \text{ kg} - m$$

$$M_B^- = 0.005 * 1,151.2 * 4.85^2 = 135.39 \text{ kg} - m$$

$$M_A^+ = 0.037 * 511.20 * 2.65^2 + 0.063 * 640.0 * 2.65^2 = 415.97 \text{ kg} - m$$

$$M_B^+ = 0.003 * 511.20 * 4.85^2 + 0.006 * 640.0 * 4.85^2 = 126.40 \text{ kg} - m$$

$$M_B^- \text{ LADO NO CONTINUO} = 126.40 / 3 = 42.13 \text{ kg} - m$$



Losa 3

Relación

$$m = A / B \Rightarrow 4.85 / 7.15 = 0.68 \rightarrow 0.65$$

$$M_A^- = 0.083 * 1,151.2 * 4.85^2 = 2,247.56 \text{ kg} - m$$

$$M_B^- = 0.008 * 1,151.2 * 7.15^2 = 470.81 \text{ kg} - m$$

$$M_A^+ = 0.034 * 511.20 * 4.85^2 + 0.054 * 640.0 * 4.85^2 = 1,221.78 \text{ kg} - m$$

$$M_B^+ = 0.005 * 511.20 * 7.15^2 + 0.009 * 640.0 * 7.15^2 = 425.13 \text{ kg} - m$$

$$M_B^- \text{ LADO NO CONTINUO} = 425.13 / 3 = 141.71 \text{ kg} - m$$



Losa 4

Relación

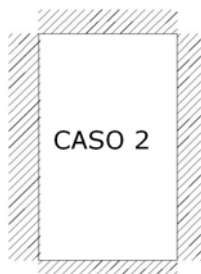
$$m = A / B \Rightarrow 2.65 / 4.85 = 0.54 \rightarrow 0.55$$

$$M_A^- = 0.084 * 1,151.2 * 2.65^2 = 679.08 \text{ kg} - m$$

$$M_B^- = 0.007 * 1,151.2 * 4.85^2 = 189.55 \text{ kg} - m$$

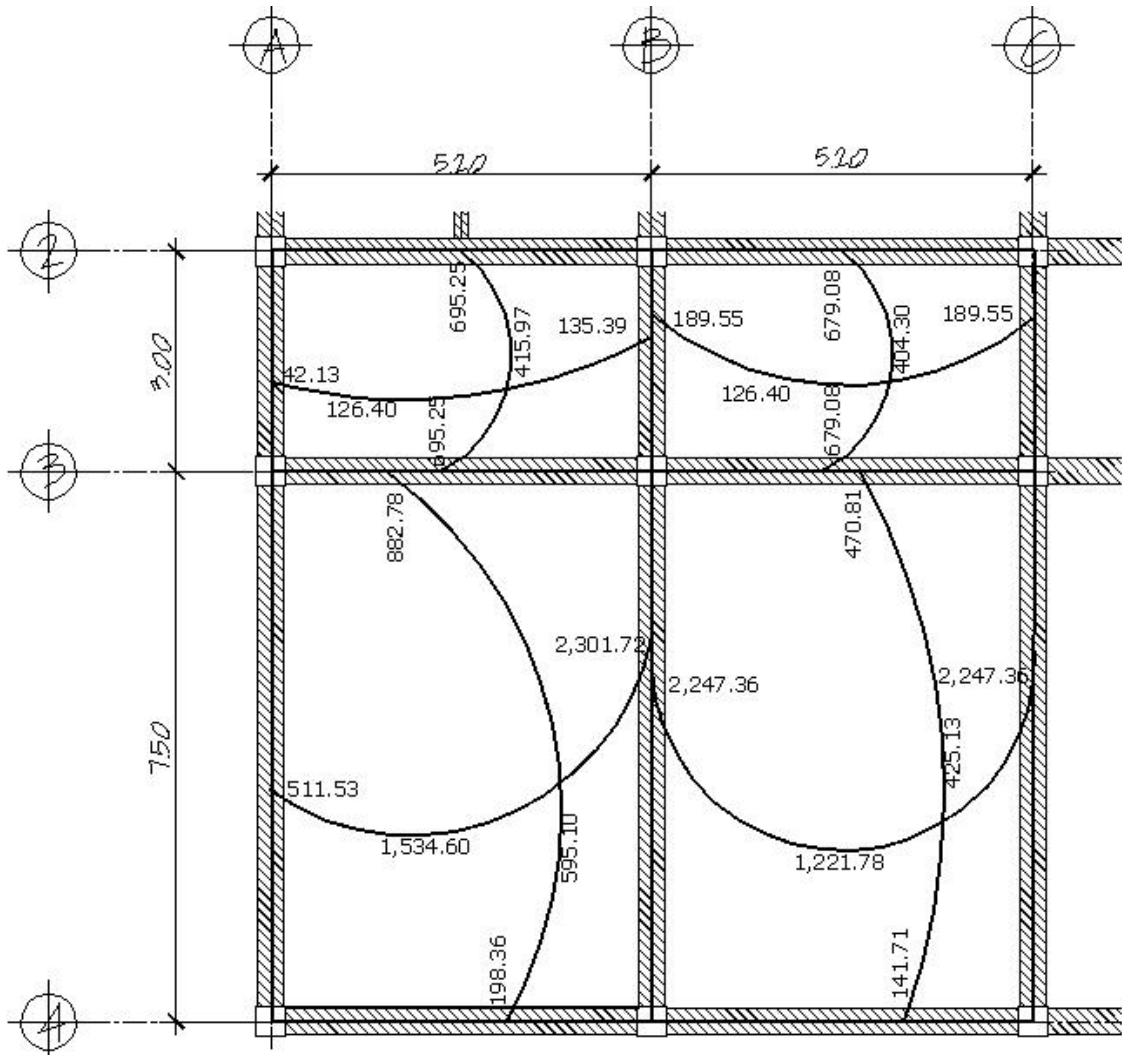
$$M_A^+ = 0.035 * 511.20 * 2.65^2 + 0.062 * 640.0 * 2.65^2 = 404.30 \text{ kg} - m$$

$$M_B^+ = 0.003 * 511.20 * 4.85^2 + 0.006 * 640.0 * 4.85^2 = 126.40 \text{ kg} - m$$



La figura 62 muestra los momentos actuantes en todo el entrepiso.

Figura 62. Momentos actuantes en losas, nivel 1



En la unión de losas en los ejes, los momentos tienen magnitudes diferentes, por lo que es necesario balancearlos.

Para determinar el momento balanceado se utilizan los procedimientos que se describen en la siguiente página.

$$0.8M_2 > M_1 \Rightarrow \text{Balancear por rigideces}$$

$$0.8M_2 < M_1 \Rightarrow \frac{(M_1 + M_2)}{2}$$

Donde: M_1 = Momento menor

M_2 = Momento mayor

Losa 1 y 2

$$M_1 = 695.25 \text{ kg} - m$$

$$M_2 = 882.78 \text{ kg} - m$$

$$0.8M_2 = 0.8 * 882.78 = 706.22 > M_1 \rightarrow \text{Método de rigideces}$$

El método de las rigideces distribuye los momentos directamente proporcionales a la rigidez. De tal manera que:

K_1, k_2 = las rigideces de las losas 1 y 2, respectivamente

$$k_1 = \frac{1}{L_1} \qquad k_2 = \frac{1}{L_2}$$

D_1, D_2 = factores de distribución

$$D_1 = \frac{k_1}{k_1 + k_2} \qquad D_2 = \frac{k_2}{k_1 + k_2}$$

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

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

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

$$k_1 = \frac{1}{2.65} = 0.38$$

$$k_2 = \frac{1}{7.15} = 0.14$$

$$D_1 = \frac{0.38}{0.38 + 0.14} = 0.73$$

$$D_2 = \frac{0.14}{0.38 + 0.14} = 0.27$$

$$M_{b1} = 695.25 + [(882.78 - 695.25) * 0.73] = 832.15 \text{ kg} - m$$

$$M_{b2} = 882.78 - [(882.78 - 695.25) * 0.27] = 832.15 \text{ kg} - m$$

Losa 1 y 3

$$M_1 = 2,247.36 \text{ kg} - m$$

$$M_2 = 2,301.72 \text{ kg} - m$$

$$0.8M_2 = 0.8 * 2,301.72 = 1,841.37 < M_1 \rightarrow \text{Método de promedios}$$

$$M_b = \frac{2,247.36 + 2,301.72}{2} = 2,274.54 \text{ kg} - m$$

Losa 2 y 4

$$M_1 = 135.39 \text{ kg} - m$$

$$M_2 = 189.55 \text{ kg} - m$$

$$0.8M_2 = 0.8 * 189.55 = 151.64 > M_1 \rightarrow \text{Método de rigideces}$$

$$k_1 = \frac{1}{4.85} = 0.206$$

$$k_2 = \frac{1}{4.85} = 0.206$$

$$D_1 = \frac{0.206}{0.206 + 0.206} = 0.50$$

$$D_2 = \frac{0.206}{0.206 + 0.206} = 0.50$$

$$M_{b1} = 135.39 + [(189.55 - 135.39) * 0.50] = 162.47 \text{ kg} - m$$

$$M_{b2} = 189.55 - [(189.55 - 135.39) * 0.50] = 162.47 \text{ kg} - m$$

Losa 3 y 4

$$M_1 = 470.81 \text{ kg} - m$$

$$M_2 = 679.08 \text{ kg} - m$$

$$0.8M_2 = 0.8 * 679.08 = 543.26 > M_1 \rightarrow \text{Método de rigideces}$$

$$k_1 = \frac{1}{7.15} = 0.14$$

$$k_2 = \frac{1}{2.65} = 0.38$$

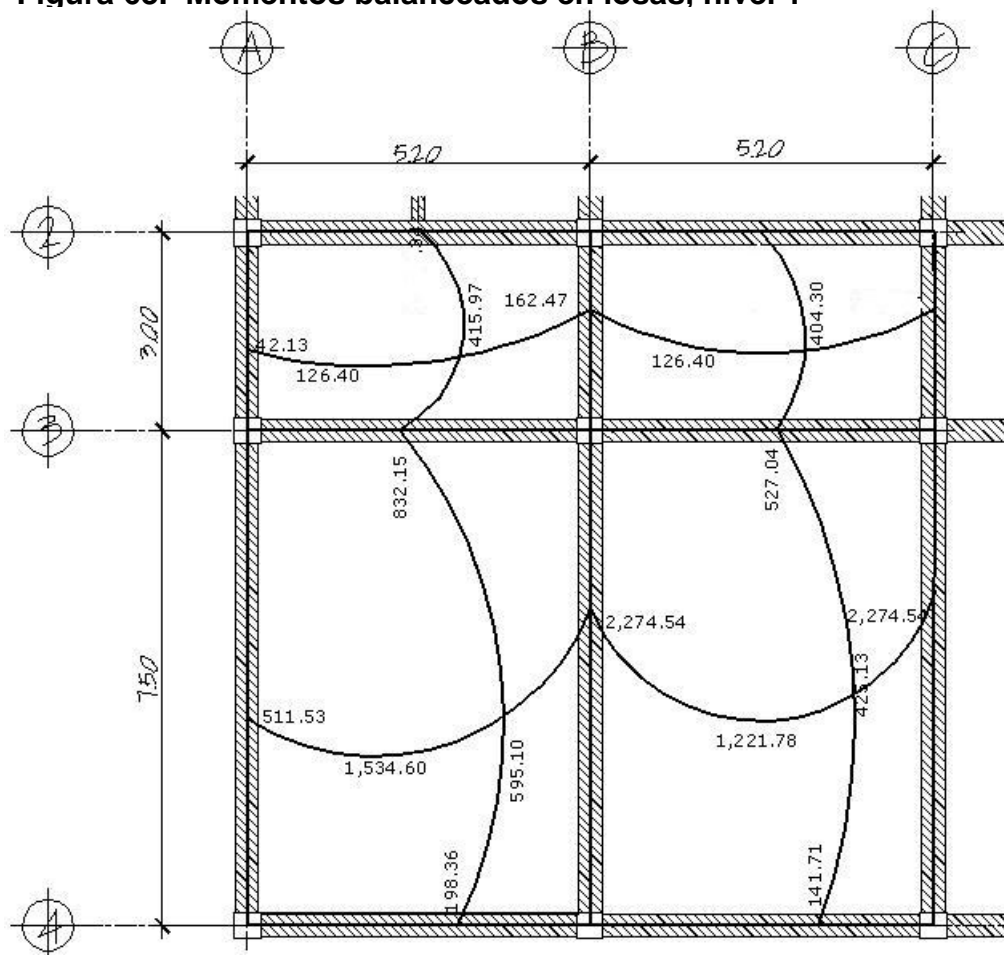
$$D_1 = \frac{0.14}{0.38 + 0.14} = 0.27$$

$$D_2 = \frac{0.38}{0.38 + 0.14} = 0.73$$

$$M_{b1} = 470.81 + [(679.08 - 470.81) * 0.27] = 527.04 \text{ kg} - m$$

$$M_{b2} = 679.08 - [(679.08 - 470.81) * 0.73] = 527.04 \text{ kg} - m$$

Figura 63. Momentos balanceados en losas, nivel 1



Con los momentos balanceados de la figura 63, se procede al cálculo del acero de refuerzo que se necesita en las losas.

El peralte (d) se calcula de la siguiente manera:

$$d = \text{espesor de losa} - \text{rec}$$

$$d = 14 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm} = 11.5 \text{ cm}$$

El acero mínimo para la losa se determina de la siguiente manera:

$$A_{s \text{ min}} = 0.0020 * b * d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0020 * (100 \text{ cm}) * (11.5 \text{ cm}) = 2.30 \text{ cm}^2$$

Con el área de acero mínimo se calcula el espaciamiento, s, usando una varilla No. 3, la cual posee un área de 0.71 cm^2 .

$$\left. \begin{array}{l} 2.30 \text{ cm}^2 \text{ ————— } 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \text{ ————— } s \end{array} \right\} s = 30.86 \text{ cm}$$

El espaciamiento máximo del refuerzo de $A_{s \text{ min}}$, no debe exceder tres veces el espesor de la losa, ni 45cm.

$$s_{\text{max}} = 3 * \text{espesor de losa} = 3 * 14 \text{ cm} = 42.00 \text{ cm}$$

Con el área de acero mínimo encontrada, se procede a determinar el momento que resiste la misma por medio de la siguiente fórmula:

$$MR_{As} = 0.9 * A_s * f_y * \left[d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right]$$

$$MR_{As} = 0.9 * 2.30 * 2810 * \left[9.5 - \frac{2.30 * 2810}{1.7 * 210 * 100} \right] = 54,205.62 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$MR_{As} = 542.05 \text{ kg} - \text{m}$$

El momento resistente para el área de acero mínimo cubre algunos de los momentos que se muestran en la figura 63. Las siguientes tablas muestran el acero requerido y el espaciamiento necesario para cubrir todos los momentos de la figura 63.

Tabla XIX. Momentos en sentido X, centro de acopio

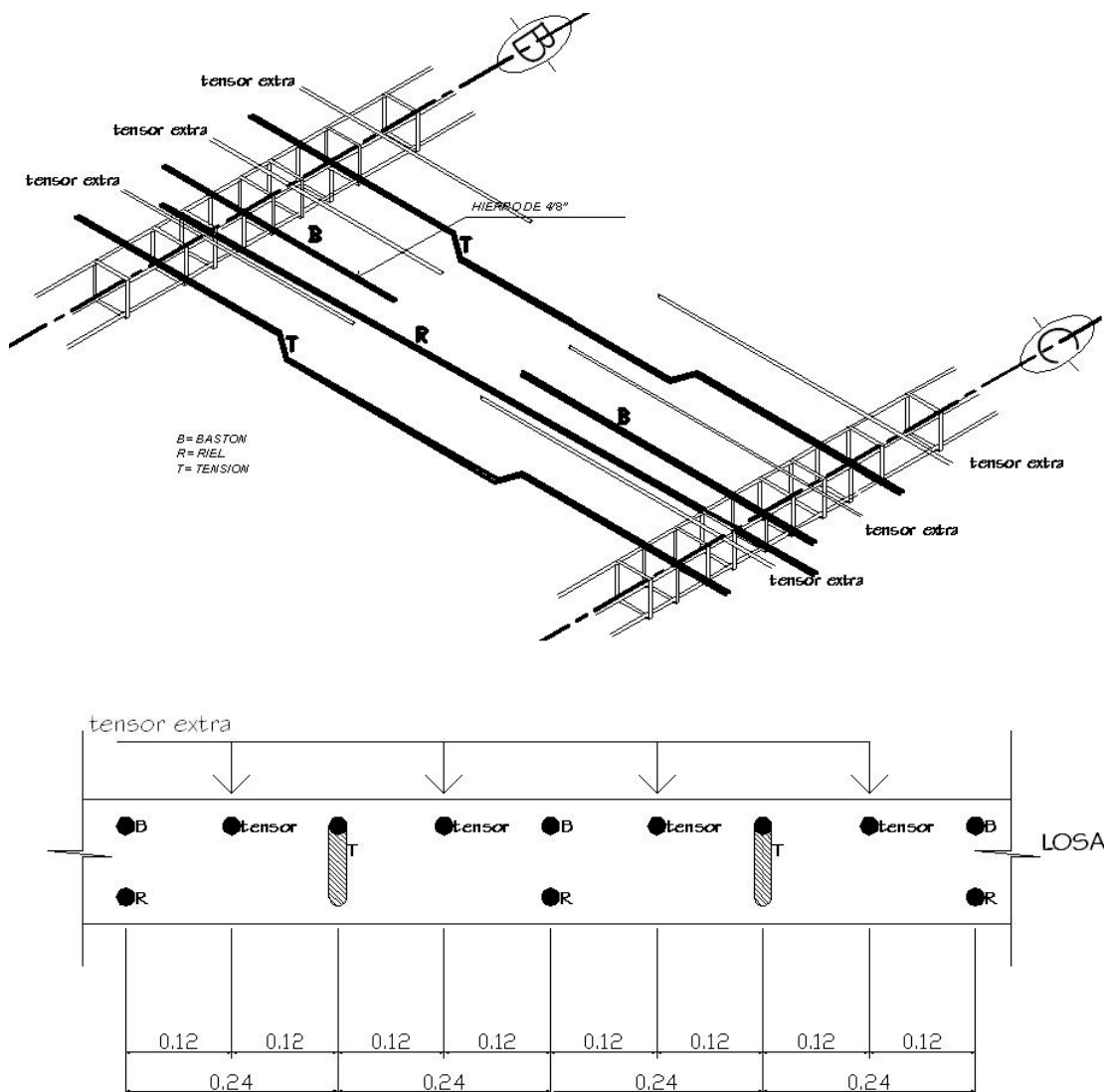
Momento (kg-m)	Área de acero (cm ²)	Área de varilla (cm ²)	Espaciamiento (cm)
511.53	2.30 (As _{min})	1.27	30
1,534.60	6.51	1.27	19
2,274.54	9.65	1.27	13
1,221.78	5.18	1.27	24
42.13	2.30 (As _{min})	0.71	30
126.60	2.30 (As _{min})	0.71	30
162.47	2.30 (As _{min})	0.71	30

Tabla XX. Momentos en sentido Y, centro de acopio

Momento (kg-m)	Área de acero (cm ²)	Área de varilla (cm ²)	Espaciamiento (cm)
198.36	2.30 (As _{min})	0.71	30
595.10	2.52	0.71	28
832.15	3.0	0.71	24
415.97	2.30 (As _{min})	0.71	30
141.71	2.30 (As _{min})	0.71	30
425.13	2.30 (As _{min})	0.71	30
527.04	2.30 (As _{min})	0.71	30
404.30	2.30 (As _{min})	0.71	30

En la tabla XIX se puede observar que el espaciamento más pequeño es de 13 cm, pero sería antieconómico correr acero en todo el sentido X con un espaciamento de 0.13 m, por lo que se optó a correr varillas No. 4 con un espaciamento de 0.24 m y optar por tensores extras en zonas requeridas, para cubrir el espaciamento de 0.13. Ver figura 64.

Figura 64. Armado de losa en sentido X, entre ejes B y C



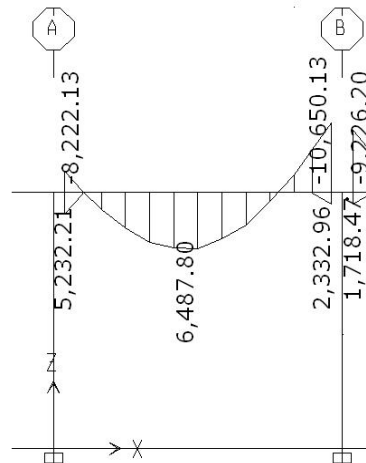
Para el diseño de las losas del nivel 2, así como de las restantes del nivel 1, el procedimiento de diseño fue el mismo, los resultados se muestran en la planta de losas que se encuentra en el apéndice 2.

2.2.11.2 Diseño de vigas

2.2.11.2.1 Diseño por flexión

La figura 65, muestra los momentos de diseño en la viga perteneciente al marco del eje 4, nivel 1, entre los ejes A y B.

Figura 65. Momentos actuantes en viga de nivel 1, eje 4, tramo A-B



Datos de diseño:

f_c	=	210 kg/cm ²
f_y	=	2810 kg/cm ²
h	=	50 cm
b	=	35 cm
d	=	44.42 cm

Momentos negativos:

8,222.13 kg – m

10,650.13 kg – m

Momento positivo

6,487.80 kg – m

Momentos de inversión

5,232.21 kg – m

2,332.96kg–m

El proceso de cálculo es el siguiente:

$$As_{\min} = \text{área de acero mínimo} = \frac{14.1}{fy} * b * d = \frac{14.1}{2810} * 35 * 44.42 = 7.80 \text{ cm}^2$$

$$As_{\max} = \text{área de acero máximo} = \rho_{\max} * b * d$$

$$\rho_{\max} = \phi \rho_{bal} \quad \text{donde} \quad \phi = 0.5 \text{ (zona sísmica)}$$

$$\phi = 0.75 \text{ (zona no sísmica)}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 \beta_1 f'c}{fy} \left[\frac{6120}{6120 + fy} \right] \quad \text{donde} \quad \beta_1 = 0.85 \quad \text{si} \quad f'c < 280 \text{ kg / cm}^2$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 * 0.85 * 210}{2810} \left[\frac{6120}{6120 + 2810} \right] = 0.037$$

$$\rho_{\max} = 0.5 * 0.037 = 0.0185$$

$$As_{\max} = 0.0185 * 35 * 44.42 = 28.76 \text{ cm}^2$$

Encontrados los límites de acero se procede a encontrar el área de acero requerido por los momentos actuantes por medio de la siguiente fórmula:

$$As = \left(b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0.003825 * f'c}} \right) * \left(\frac{0.85 * f'c}{fy} \right)$$

$$As_{5531.33} = \left(35 * 44.42 - \sqrt{(35 * 44.42)^2 - \frac{8,222.13 * 35}{0.003825 * 210}} \right) * \left(\frac{0.85 * 210}{2810} \right) = 7.60 \text{ cm}^2$$

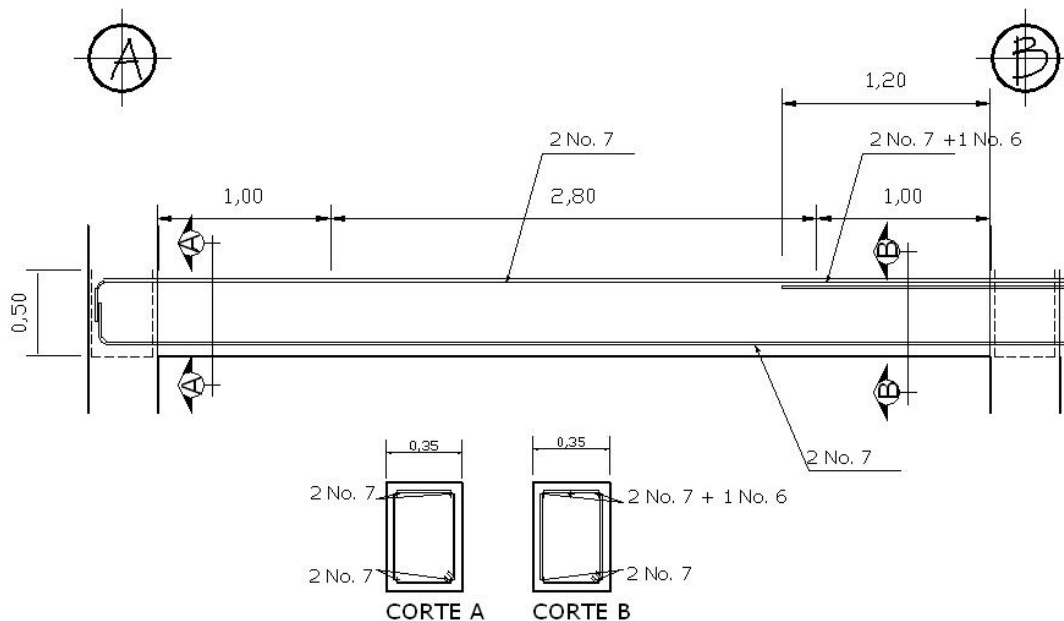
El resultado del cálculo del área de acero de los momentos restantes en la siguiente página.

Tabla XXI. Refuerzo requerido por momentos actuantes en la viga

Sección	Momento (M) (kg-m)	As (calculada) (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As (Según Etabs)	Refuerzo final	
					Ref.	As (cm)
Eje A (-)	8,222.13	7.60	7.80	7.79	2 # 7	7.78
Eje A (+)	5,232.21	4.76		7.79	2 # 7	7.78
A – B (+)	6,487.80	5.94		7.79	2 # 7	7.78
Eje B (-)	10,650.13	9.96		9.96	2 # 7 + 1 # 6	10.58
Eje B (+)	2,332.96	2.10		6.47	2 # 7	7.78

La selección de refuerzo final que se muestra en la tabla XXI, se desarrolló con base a los requerimientos sísmicos que se mencionan en la página 52.

Figura 66. Refuerzo longitudinal de viga



2.2.11.2.2 Diseño por corte

Considerando la colaboración del concreto para resistir corte zonas críticas como nula, $V_c = 0$. Y utilizando el valor de corte de diseño, $V_e = \phi V_n$, donde tiende a ser innecesariamente conservativo reducir el corte nominal con un valor ϕ , menor que la unidad.

$$V_u = 8,799.39 \text{ kg (figura 55, Etabs)}$$

El valor de ϕ , utilizado por Etabs es igual a 0.75, por lo tanto $V_n = V_u / \phi$, siendo así, $V_n = 11,735.52 \text{ kg}$. Aplicando un factor de reducción de resistencia igual a la unidad tenemos: $V_e = 11,735.52 \text{ kg}$.

El esfuerzo a corte actuante se obtiene de la siguiente fórmula:

$$v_a = \frac{V_e}{b * d} = \frac{11,735.52 \text{ kg}}{35 \text{ cm} * 44.42 \text{ cm}} = 7.54 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

El espaciamiento de estribos determina de la siguiente manera:

- Utilizando acero No. 3 ($A_v = 0.71 \text{ cm}^2$)

$$s = \frac{(0.75) * A_v * f_y}{v_a * b} = \frac{(0.75) * (2 * 0.71 \text{ cm}^2) * (2,810 \text{ kg} / \text{cm}^2)}{7.54 \text{ kg} / \text{cm}^2 * 35 \text{ cm}} = 11.34 \text{ cm}$$

El espaciamiento encontrado se debe chequear con el espaciamiento máximo permitido el cual es el menor de:

- | | |
|---|-----------------------|
| a) $d/4 = 44.42/4 = 11.10$ | 11.0 cm (Smax) |
| b) $8d_v A_s_{long} = 8 (1.905) = 15.24$ | 15.5 cm |
| c) $24d_v A_s_{trans} = 24 (0.9525) = 23.0$ | 23.0 cm |
| d) 300 mm. = 30cm | 30.0 cm |

El espaciamiento adoptado para el diseño en las zonas críticas de la viga es, S_{\max} (11.0 cm).

En las zonas no críticas se considera la resistencia a corte que proporciona el concreto, siendo esta:

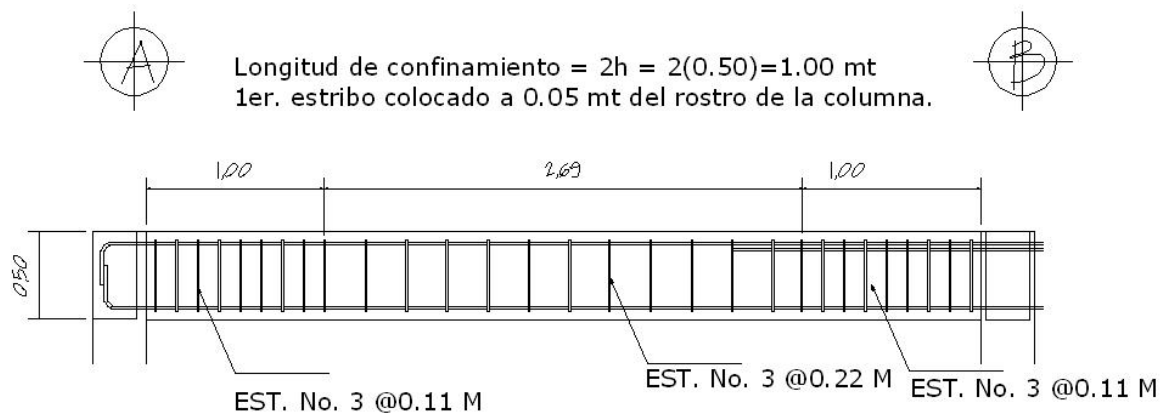
$$v_{cu} = (0.75) * (0.53) * \sqrt{f'c} = (0.75) * (0.53) * (\sqrt{210}) = 5.76 \text{ kg / cm}^2$$

El espaciamiento en las zonas no críticas se determina utilizando la siguiente fórmula:

$$s = \frac{(0.75) * A_v * f_y}{(v_a - v_{cu}) * b} = \frac{(0.75) * (2 * 0.71 \text{ cm}^2) * (2,810 \text{ kg / cm}^2)}{(7.54 \text{ kg / cm}^2 - 5.76 \text{ kg / cm}^2) * 35 \text{ cm}} = 48.03 \text{ cm}$$

Según el código ACI 318-05, el espaciamiento máximo, S_{\max} , en secciones no críticas debe ser $d/2$. En este caso el espaciamiento obtenido anteriormente se excede del valor permitido por el código, dado a que, $(44.42/2 = 22.21)$, por lo tanto se utilizará un espaciamiento de 22 cm como lo muestra la figura 67.

Figura 67. Armado final de viga, centro de acopio



2.2.11.3 Diseño de columnas

A continuación se presenta el procedimiento de diseño de la columna tipo B, que corresponden a las columnas centrales del segundo nivel, este procedimiento es el mismo seguido en la sección 2.1.10.3, el la cual se describe detalladamente el procedimiento, razón por la cual esta sección se centra en el proceso de calculo y no así en parte descriptiva del método utilizado.

Los datos usados en el diseño son los siguientes:

Sección	=	0.40*0.40 m;
<i>M_x</i>	=	momento en el sentido X = 3,656.15 kg - m
<i>M_y</i>	=	momento en el sentido Y = 11,787.41. kg – m
<i>L_u</i>	=	longitud efectiva = 2.70 m
L	=	longitud del elemento,

2.2.11.3.1 Carga axial

La carga axial, ***P_u***, se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$P_u = (A_{\text{losas}} * CU) + (P_{\text{vigas}} * Fcu)$$

Donde:

A_{losas} = Área tributaria de losa, columnas centrales = **19.5 m²** (Fig. 52)

CU = Carga última = 1.2CM + 1.6CV

CU = **1.2(0.14*2400 + 90) + 1.6 (100)= 671.20 kg/m²**

P_{vigas} = Carga de vigas = **(0.35*0.5*2400*8.35)= 3,507.0 kg**

Fcu = factor de carga última= **CU/(CM+CV)**

Fcu = **(671.20kg/m²)/(426.0 kg/m²+100 kg/m²) = 1.28**

Entonces:

$$Pu = (19.5m^2 * 671.2kg / m^2) + (3,507.0kg * 1.28) = 17,577.36kg$$

Previo al diseño de una columna, se deben evaluar los efectos de esbeltez para obtener los momentos y cargas de diseño.

2.2.11.3.2 Magnificadores de momento δ_x y δ_y

Pueden despreciarse los efectos de esbeltez cuando, kL_u/r , es menor que 22. Siendo las variables que intervienen en la determinación de los efectos de esbeltez las siguientes:

- k = factor de longitud efectiva
- L_u = longitud efectiva
- r = radio de giro = 0.3 de la sección del elemento

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} \quad \text{para } \psi_m < 2$$
$$k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m} \quad \text{para } \psi_m \geq 2$$

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

Para determinar ψ se tiene que:

$$\psi = \frac{\sum K_{columnas}}{\sum K_{vigas}} \quad \psi = 0 \text{ (en extremo empotrado)}$$

K = rigidez

$$K = I_g / L \quad \text{donde } I_g = \text{inercia del elemento}$$

Usando para vigas $0.35 I_g$ y para columnas $0.70 I$.

Análisis en sentido X – X:

Longitud, L:

Vigas = 5.20 m

Columna, nivel 2 = 3.20 m

Columna, nivel 1 = 4.58 m

$$I_{gCOL} = \frac{40 * 40^3}{12} = 213,333.33 cm^4$$

$$I_{gVIG} = \frac{35 * 50^3}{12} = 364,583.33 cm^4$$

$$\psi_A = \frac{\frac{(0.7) * (213,333.33 cm^4)}{320 cm}}{\frac{(0.35) * (364,583.33 cm^4)}{520 cm} + \frac{(0.35) * (364,583.33 cm^4)}{520 cm}} = 0.95$$

$$\psi_B = \frac{\frac{(0.7) * (213,333.33 cm^4)}{320 cm} + \frac{(0.7) * (213,333.33 cm^4)}{458 cm}}{\frac{(0.35) * (364,583.33 cm^4)}{520 cm} + \frac{(0.35) * (364,583.33 cm^4)}{520 cm}} = 1.61$$

$$\psi_m = \frac{0.95 + 1.61}{2} = 1.28$$

Como $\psi_m < 2$, entonces:

$$k = \frac{20 - 1.28}{20} \sqrt{1 + 1.28} = 1.41$$

Chequeando la relación de esbeltez tenemos:

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{(1.41) * (270 cm)}{0.30 * (40 cm)} = 31.73 > 22 \quad \therefore \text{magnificar momento}$$

Análisis en sentido Y – Y:

Longitud, L:

Vigas = 750 m

Columna, nivel 2 = 3.20 m

Columna, nivel 1 = 4.58 m

$$\psi_A = \frac{\frac{(0.7) * (213,333.33 \text{ cm}^4)}{320 \text{ cm}}}{\frac{(0.35) * (364,583.33 \text{ cm}^4)}{750 \text{ cm}}} = 2.74$$

$$\psi_B = \frac{\frac{(0.7) * (213,333.33 \text{ cm}^4)}{320 \text{ cm}} + \frac{(0.7) * (213,333.33 \text{ cm}^4)}{458 \text{ cm}}}{\frac{(0.35) * (364,583.33 \text{ cm}^4)}{7500 \text{ cm}}} = 4.66$$

$$\psi_m = \frac{2.74 + 4.66}{2} = 3.70$$

Como $\psi_m < 2$, entonces:

$$k = \frac{20 - 3.70}{20} \sqrt{1 + 3.70} = 1.77$$

Chequeando la relación de esbeltez tenemos:

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{(1.77) * (270 \text{ cm})}{0.30 * (40 \text{ cm})} = 39.82 > 22 \quad \therefore \text{magnificar momento}$$

El magnificador de momento, δ , se determina por medio de la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 * P_c}}$$

Donde:

C_m = factor de corrección, va de 0.4 a 1, para este caso se utilizara 1.

P_c = carga critica de pandeo de Euler.

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

EI , se determina de por medio de la siguiente fórmula:

$$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

Donde:

E_c = módulo de elasticidad del concreto = $15100 \sqrt{f'c}$

β_d = Factor de flujo plástico = CM_u / CU_{tot}

Determinando EI tenemos:

$$\beta_d = \frac{1.2(0.14m * 2,400 kg / m^3 + 90 kg / m^2)}{1.2(0.14m * 2,400 kg / m^3 + 90 kg / m^2) + 1.6(100 kg / m^2)} = 0.76$$

$$E_c = 15100 \sqrt{210} = 218,819.8 kg / cm^2$$

$$I_g = 213,333.33 cm^4$$

$$EI = \frac{0.4(218,819.8 kg / cm^2)(213,333.33 cm^4)}{1 + 0.76} = 1.06 \times 10^{10} kg / cm^2 \cong 1,060.0 ton / m^2$$

Determinando el magnificador de momento, δ , en sentido X, tenemos:

$$P_c = \frac{\pi^2 (1,060.9 \text{ ton} - m^2)}{(1.41 * 2.7 \text{ m})^2} = 721.84 \text{ ton}$$

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \frac{17.58 \text{ ton}}{0.75 * 721.84 \text{ ton}}} = 1.034$$

El momento de diseño magnificado en el sentido X, es:

$$Md = \delta Mu$$

$$Mdx = \delta_x Mx$$

$$Mdx = 1.034 * 3,656.15 \text{ kg} - m = 3,780.5 \text{ kg} - m$$

Mientras que para el sentido Y, se tiene que:

$$P_c = \frac{\pi^2 (1,060.0 \text{ ton} - m^2)}{(1.77 * 2.7 \text{ m})^2} = 458.07 \text{ ton}$$

$$\delta_y = \frac{1}{1 - \frac{17.58 \text{ ton}}{0.75 * 458.07 \text{ ton}}} = 1.054$$

El momento de diseño magnificado en el sentido Y, es:

$$Md = \delta Mu$$

$$Mdy = \delta_y My$$

$$Mdy = 1.054 * 11,787.41 \text{ kg} - m = 12,423.93 \text{ kg} - m$$

2.2.11.3.3 Refuerzo longitudinal, método del contorno de carga

El método de contorno de carga se basa en la representación de la superficie de falla de la columna, mediante una familia de curvas correspondientes a los valores de Pn .

$$\left(\frac{Mux}{Mux0}\right)^\alpha + \left(\frac{Muy}{Muy0}\right)^\alpha = 1 \quad \alpha = (1.15 - 1.55)$$

Donde:

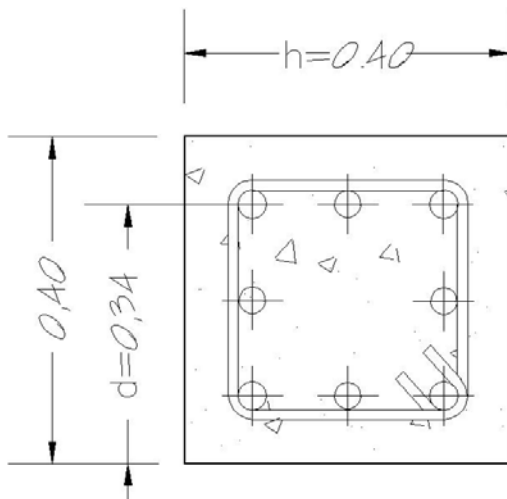
$Mux = Mdx$, momento de diseño en X

$Muy = Mdy$, momento de diseño en Y

$Mux0 =$ momento resistente de diseño en X

$Muy0 =$ momento resistente de diseño en Y

Figura 68. Sección de columna tipo B



Datos de diseño:

$$Pu = 17,577.36 \text{ kg}$$

$$Mdx = 3,780.50 \text{ kg - m}$$

$$Mdy = 12,423.93 \text{ kg - m}$$

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

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

Límites de refuerzo:

$$A_{s_{\min}} = 0.01 * 40 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0.06 * 40 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 96.0 \text{ cm}^2$$

Área de acero propuesto: 4 No. 8 + 4 No. 6 = 4(5.067)+4(2.85) = 31.67cm²

Para el diseño de columnas por medio del método del contorno de carga es necesaria la utilización de diagramas de interacción tipo, para columnas. Los valores necesarios para el uso de los diagramas son los siguientes:

e) Valor de la gráfica:

$$\gamma_x = dx / hx = 24 / 40 = 0.85$$

$$\gamma_y = dy / hy = 24 / 40 = 0.85$$

f) Valor de la curva:

$$q = \frac{A_s * f_y}{b * h * 0.85 * f'_c} = \frac{31.67 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg} / \text{cm}^2}{40 \text{ cm} * 40 \text{ cm} * 0.85 * 210 \text{ kg} / \text{cm}^2} = 0.31$$

g) Excentricidades:

$$e_x = Mdx / Pu = 3,780.5 / 17,577.36 = 0.21$$

$$e_y = Mdy / Pu = 12,423.9 / 17,577.36 = 0.70$$

h) Valor de las diagonales:

$$e_x / h_x = 0.20 / 0.40 = 0.52$$

$$e_y / h_y = 0.70 / 0.40 = 1.75$$

Mediante la utilización de los datos calculados anteriormente y los diagramas de interacción que se muestran en el apéndice 1, se determinan los valores de las variables **R**, siendo estos:

$$R_x = 0.20$$

$$R_y = 0.16$$

Tenemos que:

$$R = \frac{Mu_0}{Fr * b * h^2 * (0.85 * f'c)} \quad Fr = 0.75$$

$$Mux_0 = 0.75 * 40^3 * 0.85 * 210 * 0.20 = 17,136.0 \text{ kg} - m$$

$$Muy_0 = 0.75 * 40^3 * 0.85 * 210 * 0.16 = 13,708.8 \text{ kg} - m$$

Utilizando un valor conservador de $\alpha=1.15$, tenemos:

$$\left(\frac{3,780.5}{17,136.0} \right)^{1.15} + \left(\frac{12,423.93}{13,708.8} \right)^{1.15} = 1.06$$

El valor está cerca de 1.0 y por consiguiente, puede considerarse que el diseño es seguro.

2.2.11.3.4 Refuerzo transversal

En zonas críticas el cortante resistido por el concreto se puede considerar igual a cero si se cumple que:

- La fuerza axial mayorada, **P_u (17,577.36 kg)**, es menor que **$A_g f'c/20$**

$$\frac{A_g f'c}{20} = \frac{(40 \text{ cm} * 40 \text{ cm}) * (210 \text{ kg} / \text{cm}^2)}{20} = 16,800.0 \text{ kg} < 17,577.36 \text{ kg}$$

De tal manera que **puede considerarse la contribución del concreto.**

Corte actuante, **$V_e = 8,011.37 \text{ kg}$** , (figura 60).

Mientras que el corte resistente por el concreto se determina por medio de la siguiente fórmula: $V_c = (0.75)(0.53) \left(1 + \frac{Nu}{140 Ag} \right) \sqrt{f'_c} * b * d$ $Nu = Pu$

$$V_c = (0.75)(0.53) \left(1 + \frac{17577.36}{140 * 1600} \right) \sqrt{210} * 40 * 34 = 8,448.77 \text{ kg}$$

Como $V_c > V_e$ ($8,448.77 > 8,011.37$), entonces se puede proporcionar refuerzo transversal en longitud de confinamiento, I_o , tomando en cuenta las especificaciones de la sección 21.4.4.2, del código ACI.

La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de las condiciones siguientes:

- la cuarta parte de la dimensión mínima del elemento, ($40/4 = 10.0 \text{ cm}$)
- seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal, ($6 * 2.54 = 15.24 \text{ cm}$)
- s_o , según lo definido en la ecuación:

$$s_o = 10 + \left[\frac{35 - h_x}{3} \right]$$

Donde:

h_x = espaciamiento horizontal ente ramas de estribos cerrados = 32 cm.

$$s_o = 10 + \left[\frac{35 - 32}{3} \right] = 11.0 \text{ cm}$$

La separación máxima, s , permitida es de **10.0 cm**, utilizando de forma conservadora un espaciamiento de **7.5 cm**.

La longitud de confinamiento, I_o , no debe ser menor que la mayor de:

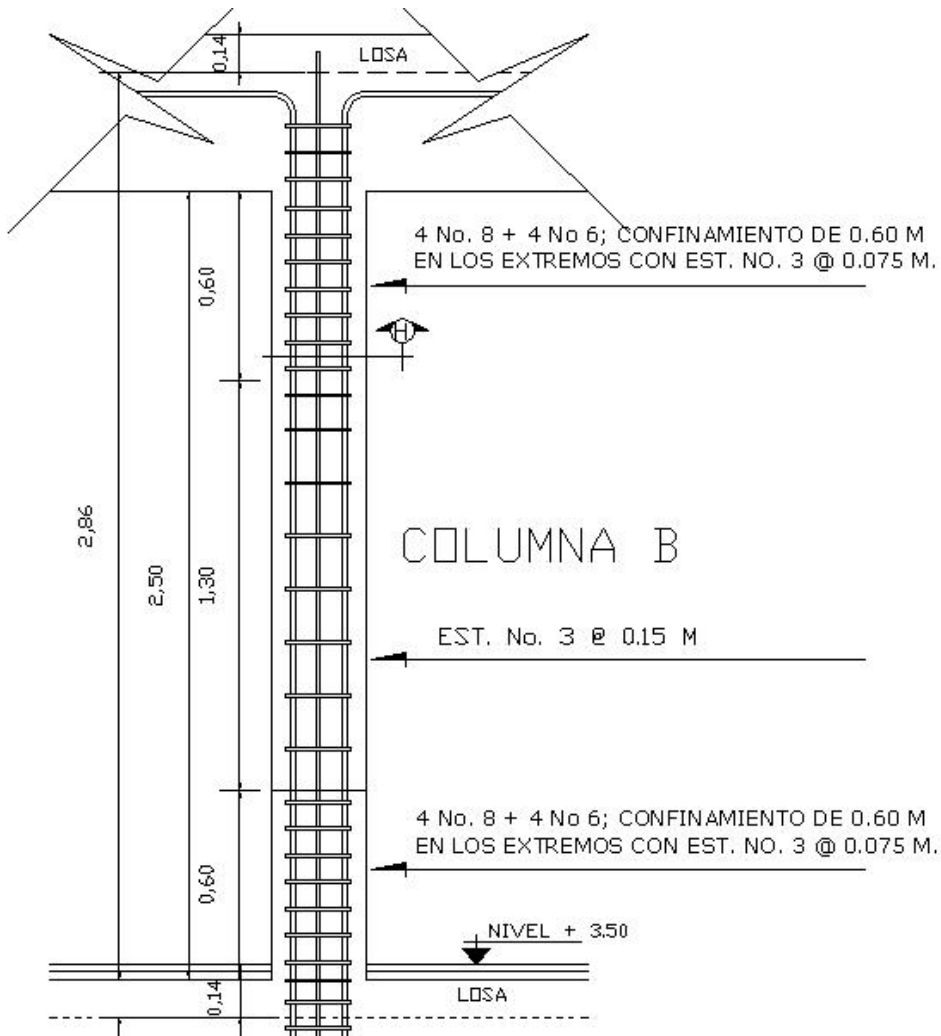
- la altura del elemento en la cara del nudo, **30 cm**
- un sexto de la luz libre del elemento, $2.50/6 = 41.6 \text{ cm}$
- 45 cm**

Por seguridad se toma una longitud de confinamiento, l_o , de **60.0 cm**

Para el refuerzo transversal en el resto de la columna el código establece que la columna debe tener refuerzo transversal con un espaciamiento, s , que no exceda el menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales o 15 cm.

$$6 * 2.54 \text{ cm} = 15.24 \text{ cm} \quad \text{usar} \quad 15 \text{ cm}$$

Figura 69. Armado final de columna tipo B



2.2.11.4 Diseño de cimientos

2.2.11.4.1 Diseño de zapata tipo 1

En este caso las zapatas tipo 1, son zapatas concéntricas aisladas. Para el diseño de las mismas se usaron los siguientes datos:

Momento en X, Mux = 9.00 ton – m	f'c = 210 kg/cm²
Momento en Y, Muy = 10.77 ton – m	fy = 2,810 ton/m²
Carga última, Pu = 57.39 ton	Recubrimiento = 0.075 m
Valor soporte, Vs = 69.32 ton/m²	Desplante, Df = 1.60 m
Peso específico del suelo, Ys = 1.47 ton/m³	
Peso específico del concreto, Yc = 2.4 ton/m³	
Espesor de zapata = 0.40 m	
Factor de carga última, Fcu = CU/(CM+CV)	
Fcu = (1,822.40)/(426 + 426 + 100 +400) = 1.34	

a) Diseño del área de la zapata

- **Carga de trabajo o servicio:**

$$P' = \frac{Pu}{Fcu} = \frac{57.39 \text{ ton}}{1.34} = 42.83 \text{ ton}$$

- **Momentos de trabajo o servicio:**

$$Mtx = \frac{Mux}{Fcu} = \frac{9.00 \text{ ton} - \text{m}}{1.34} = 6.72 \text{ ton} - \text{m}; \quad Mty = \frac{10.77 \text{ ton} - \text{m}}{1.34} = 8.03 \text{ ton} - \text{m}$$

Para la primera estimación del área de la zapata, se utiliza la siguiente fórmula:

$$Az = \frac{1.5 * P'}{Vs} = \frac{1.5 * 42.83}{69.32} = 0.92 \text{ m}^2$$

Se propone una zapata cuadrada de 1.75 m x 1.75 m, con Az de 3.06 m².

- **Chequeo de presión sobre el suelo (q)**

$$q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{Mtx}{S_x} \pm \frac{Mty}{S_y}$$

Donde:

$$S = \text{módulo de sección} = (1/6)bh^2$$

$$P = P' + P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$$

$$P_{\text{suelo}} = 3.06 \text{ m}^2 * 1.47 \text{ ton} / \text{m}^3 * (1.60 \text{ m} - 0.40 \text{ m}) = 5.40 \text{ ton}$$

$$P_{\text{columna}} = 0.40 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 7.58 \text{ m} * 2.4 \text{ ton} / \text{m}^3 = 2.91 \text{ ton}$$

$$P_{\text{cimiento}} = 3.06 \text{ m}^2 * 0.4 \text{ m} * 2.4 \text{ ton} / \text{m}^3 = 2.94 \text{ ton}$$

$$P' = 42.83 \text{ ton}$$

$$P = 54.08 \text{ ton}$$

$$q = \frac{54.08}{3.06} \pm \frac{6.72}{(1/6) * (1.75^3)} \pm \frac{8.03}{(1/6) * (1.75^3)}$$

$$q_{\text{máxima}} = 34.18 \text{ ton} / \text{m}^2 \text{ cumple, es menor que } V_s$$

$$q_{\text{mínima}} = 1.16 \text{ ton} / \text{m}^2 \text{ cumple, } > 0, \text{ no existen presiones en tensión}$$

Determinando la presión de diseño último tenemos:

$$q_{\text{dis}} = q_{\text{max}} = 34.18 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$q_{\text{disU}} = q_{\text{dis}} * F_{cu} = 34.18 * 1.34 = 45.80 \text{ ton} / \text{m}^2$$

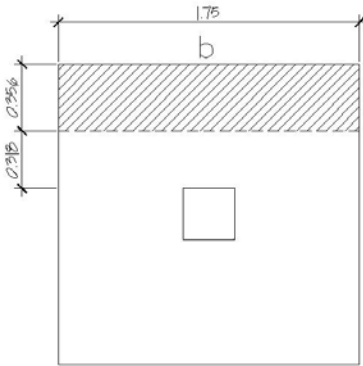
- b) Diseño de espesor de zapata**

El espesor propuesto debe resistir el corte punzonante, así como el flexionante.

- **Chequeo por corte simple**

La sección crítica de cortante en las zapatas ocurre a una distancia, **d**, (peralte efectivo), medido a partir del rostro de la columna.

Figura 70. Distancia donde ocurre el corte simple. zapata tipo 1.



- d , según el espesor asumido $t = 40 \text{ cm}$
 $d = t - \text{rec} - (\text{diámetro de varilla})/2$
 $d = 40 - 7.5 - 1.27/2 = 31.87 \text{ cm}$

- Corte actuante, V_{act}

$$V_{act} = \text{Área}_{\text{ashurada}} * q_{disU}$$

$$V_{act} = (1.75 * 0.35) * 45.80 = 28.05 \text{ ton}$$

- Corte simple resistente, V_R

$$V_R = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * \frac{d}{1000} \quad \phi = 0.75$$

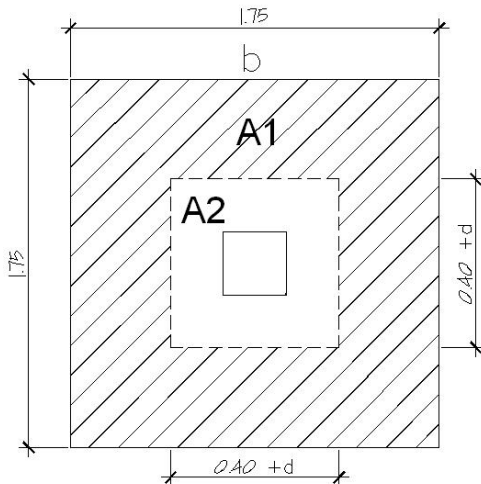
$$V_R = 0.75 * 0.53 * \sqrt{210} * 1.75 * \frac{31.86}{1000} = 32.11 \text{ ton}$$

Como $V_R > V_{act}$, el espesor asumido, $t = 40 \text{ cm}$, si chequea.

- Chequeo por corte punzonante

El perímetro de la sección crítica de corte siempre se presenta a una distancia $d/2$ a partir del rostro de la columna.

Figura 71. Área de punzonamiento, zapata tipo 1



$$30 + d = 30 + 31.87 = 61.87 \text{ cm}$$

- Corte actuante, V_{act}

$$V_{act} = (A1 - A2) * q_{disU}$$

$$V_{act} = (3.06 - 0.52) \text{ m}^2 * 45.80 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$V_{act} = 116.33 \text{ ton}$$

- **Corte resistente, V_R**

$$V_R = 0.53 * \phi * \left[1 + \frac{2}{\beta} \right] * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

Donde:

β = 1, para columnas cuadradas

b_o = perímetro del área A2

$$b_o = 4(40 + 31.86)cm = 287.44cm$$

$$V_R = 0.53 * 0.75 * \left[1 + \frac{2}{1} \right] * \sqrt{210} * 287.44 * 31.87 = 158.30ton$$

Como $V_{act} < V_R$, entonces el espesor, t, si chequea por corte punzonante.

c) Diseño del refuerzo por flexión

Se debe determinar el momento flexionante el cual se calcula como para una losa en voladizo y está dado por: **$Mu = q_{disU} * L^2 / 2$** , donde L es la distancia medida desde el rostro de la columna al borde de la zapata.

$$Mu = 45.80ton / m^2 * \frac{0.67^2}{2} = 10.27ton - m / m$$

Para el sentido X – X se tiene:

Mu = 10.27 ton – m/m	}	$A_{sreq} = 13.10 \text{ cm}^2$
fy = 2810 kg/cm ²		$A_{smin} = 6.40 \text{ cm}^2$
f'c = 210 kg/cm ²		Espaciamiento S = $A_v / A_{sreq} = 1.27 / 13.10 = 0.10 \text{ m}$
b = 100 cm		Colocar varillas No.4 @ 0.10 m
d = 31.87 cm		

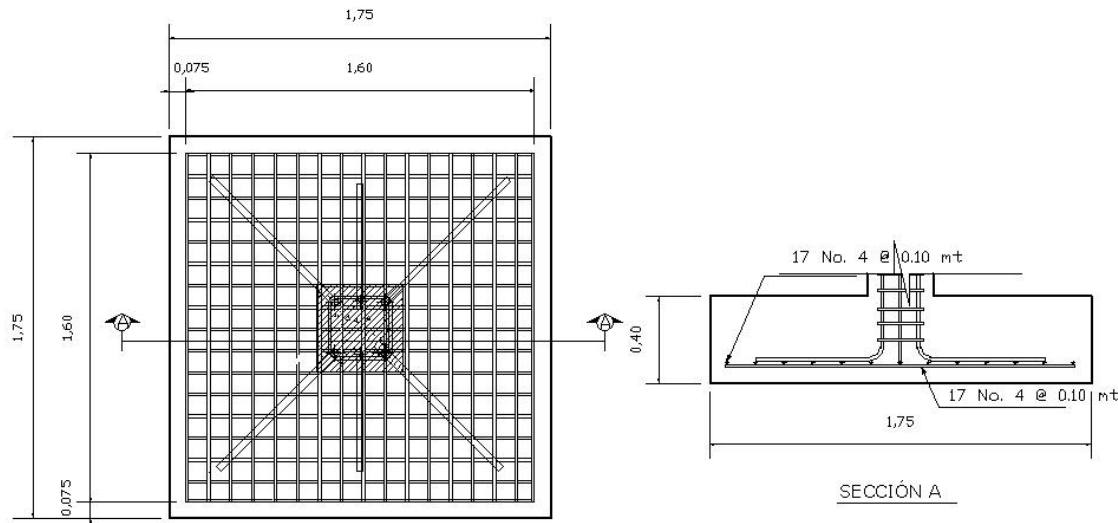
Para el sentido Y – Y se tiene:

El peralte efectivo, d, en el sentido y disminuye.

$$d_{y-y} = d_{x-x} - \frac{\phi_{x-x}}{2} - \frac{\phi_{y-y}}{2} = 31.87 - \frac{1.27}{2} - \frac{1.27}{2} = 30.60$$

$\left. \begin{array}{l} \text{Mu} = 10.27 \text{ ton} - \text{m/m} \\ f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2 \\ f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 30.60 \text{ cm} \end{array} \right\}$	$\left. \begin{array}{l} A_{s_{\text{req}}} = 13.25 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{\text{min}}} = 6.40 \text{ cm}^2 \\ \text{Espaciamiento } S = A_v/A_{s_{\text{req}}} = 1.27/13.27 = 0.096 \text{ m} \\ \text{Colocar varillas No.4 @ 0.10 mt} \end{array} \right\}$
---	---

Figura 72. Armado final de zapata tipo 1, centro de acopio



2.2.11.4.2 Diseño de zapata tipo 2

Las zapatas tipo 2, son zapatas aisladas excéntricas, cuyos datos de diseño se presentan en la siguiente página.

$$M_{uy} = 10.77 \text{ ton} - m$$

$$P_u = 47.76 \text{ ton}$$

$$V_s = 69.32 \text{ ton/m}^2$$

$$Y_s = 1.47 \text{ ton/m}^3$$

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

$$f_y = 2,810 \text{ ton/m}^2$$

$$F_{cu} = 1.34$$

a) Diseño del área de la zapata

- **Carga de trabajo o servicio:**

$$P' = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{47.76 \text{ ton}}{1.34} = 35.64 \text{ ton}$$

- **Momentos de trabajo o servicio:**

$$M_{ty} = \frac{M_{uy}}{F_{cu}} = \frac{10.77 \text{ ton} - m}{1.34} = 8.04 \text{ ton} - m$$

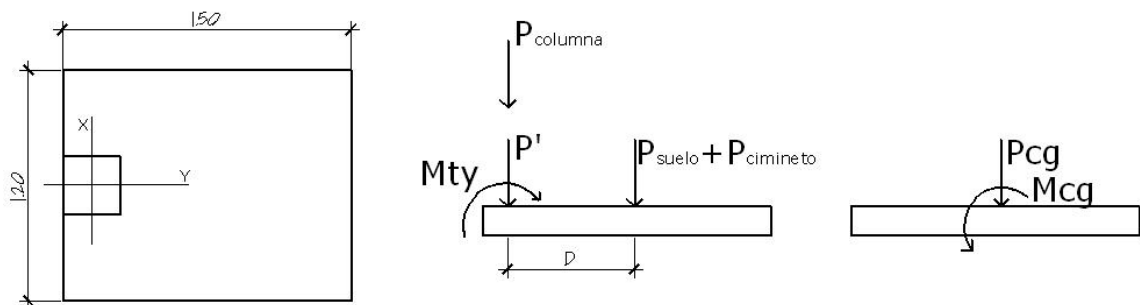
Para la primera estimación del área de la zapata, se utiliza la siguiente fórmula:

$$A_z = \frac{1.5 * P'}{V_s} = \frac{1.5 * 35.64}{69.32} = 0.77 \text{ m}^2$$

Se asumen las dimensiones siguientes para el primer tanteo:

$$B = 1.00 \text{ m y } L = 1.50 \text{ m; } \quad A_z = 1.50 \text{ m}^2$$

Figura 73. Diagrama de cuerpo libre, zapata tipo 2



La figura 73 muestra la transferencia de cargas hacia el centro de gravedad, **cg**.

- **Carga en el centro de gravedad, P_{cg}**

$$P_{cg} = P' + P_{columna} + P_{suelo} + P_{cimiento}$$

$$P_{suelo} = 1.5m^2 * 1.47ton / m^3 * (1.60m - 0.40m) = 2.646ton$$

$$P_{columna} = 0.40m * 0.40m * 7.58m * 2.4ton / m^3 = 2.91ton$$

$$P_{cimiento} = 1.5m^2 * 0.4m * 2.4ton / m^3 = 1.44ton$$

$$P' = \underline{\underline{35.64ton}}$$

$$P = 42.64ton$$

- **Momento en el centro de gravedad, M_{cg}**

$$M_{cg} = M_{ty} + P' * D + P_{columna} * D \quad \text{donde } D = \frac{L}{2} - \frac{L_{columna}}{2}$$

$$D = \frac{1.5}{2} - \frac{0.4}{2} = 0.55 \rightarrow M_{cg} = -8.03 + 35.64 * 0.55 + 2.91 * 0.55 = 13.17ton - m$$

Teniendo la carga y el momento en el centro de gravedad, se puede determinar la excentricidad, **e**, existente.

$$e = \frac{M_{cg}}{P_{cg}} = \frac{13.17ton - m}{42.64ton} = 0.31mt$$

Como $e > L/6$, la presión máxima será:

$$q_{max} = \frac{4 * P_{cg}}{3 * b * (L - 2 * e)} = \frac{4 * 42.64}{3 * 1.00 * (1.5 - 2 * (0.31))} = 64.60ton$$

Como $q_{max} < V_s$, entonces las dimensiones asumidas son correctas.

b) Cálculo de presiones últimas sobre el suelo

La presión máxima última de diseño, **q_{disU}**, sobre el suelo será:

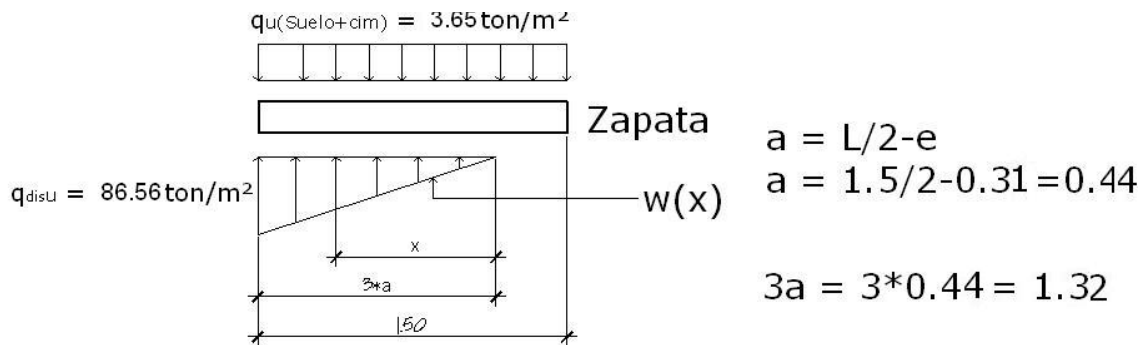
$$q_{disU} = q_{max} * F_{cu} = 64.60 * 1.34 = 86.56ton / m^2$$

La presión última de suelo y cemento es:

$$q_{U(suelo+cimiento)} = Fcu * (Desplante * \gamma_s + t * \gamma_c)$$

$$q_{U(suelo+cimiento)} = 1.34 * ((1.60 - 0.4) * 1.47 + 0.40 * 2.4) = 3.65 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Figura 74. Diagrama de cargas sobre zapata tipo 2



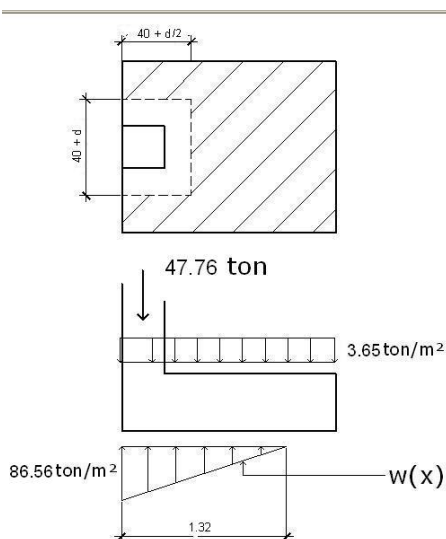
Se calcula la ecuación de cargas por medio de relación de triángulos.

$$\frac{w(x)}{x} = \frac{86.56 \text{ ton} / \text{m}^2}{1.32} \rightarrow w(x) = 65.57 x [\text{ton} / \text{m}^3]$$

c) Diseño del espesor de cimiento

- Chequeo por corte punzonante

Figura 75. Distancia donde ocurre el corte punzonante, zapata tipo 2



El peralte, d , según $t_{\text{asumido}} = 0.40 \text{ m}$, será de:

$$d = t - \frac{\phi}{2} - rec = 40 - \frac{1.27}{2} - 7.5 = 31.87 \text{ cm}$$

$$40 + \frac{d}{2} = 40 + \frac{31.87}{2} = 55.93 \text{ cm}$$

$$40 + d = 40 + 31.87 = 71.87 \text{ cm}$$

Sección crítica con respecto a, x ,

$$x = 3a - (0.40 + d/2)$$

$$x = 1.32 - (0.40 + 0.318/2) = 0.76$$

Sustituyendo, x , en la ecuación de carga $w(x)$, se obtiene:

$$w_{(0.76)} = 65.57 * (0.76) = 49.83 \text{ ton/m}^2$$

Calculando el corte de punzonamiento actuante, V_{act} :

$$V_{act} = \sum F_v$$

$$V_{act} = 47.76 + 3.65 * (0.559 * 0.718) - \frac{(86.56 + 49.83)}{2} * (0.559 * 0.718)$$

$$V_{act} = 21.85 \text{ ton}$$

El corte punzonante resistente es:

$$V_R = 0.53 * \phi * \left[1 + \frac{2}{\beta} \right] * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

Donde:

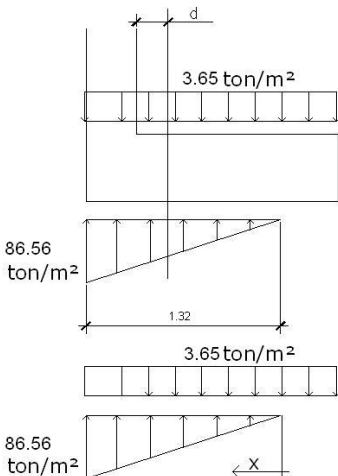
$$b_o = \text{perímetro del área crítica, } b_o = 2(55.9) \text{ cm} + 71.86 = 183.66 \text{ cm}$$

$$V_R = 0.53 * 0.75 * \left[1 + \frac{2}{1} \right] * \sqrt{210} * 183.66 * 31.87 = 101.15 \text{ ton}$$

Como $V_{act} < V_R$, entonces el espesor, t , si chequea por corte punzonante.

- **Chequeo por corte simple**

Figura 76. Sección crítica para el corte simple, zapata tipo 2



La sección crítica para el corte simple se localiza en $x = 3a - (40 + d) = 1.32 - 0.718 = 0.601 \text{ m}$

La ecuación de corte para, $0 < x < 1.32$, será tomando como base la diagonal de cargas para cualquier posición de "x" bajo la zapata.

La ecuación se obtiene de:

$$V = \sum F_v$$

$$V = q_{U(suelo+cim)} * (L - 3a) + q_{U(suelo+cim)} * x - \frac{1}{2} x * 65.57 x$$

$$V = 3.65 * (0.18) + 3.65 * x - 32.78 x^2$$

$$V = 0.66 + 3.65 * x - 32.78 x^2 \quad (1)$$

Para obtener el corte máximo, V_{max} , a una distancia, x , se deriva, la ecuación de corte y se iguala a cero.

$$\frac{dV}{dx} = 0 = 3.65 - 65.57 x \quad x = \frac{3.65}{65.57} = 0.056 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación general de corte para obtener el corte máximo se obtiene:

$$V_{\max(0.056 \text{ m})} = 0.66 + 3.65 * (0.056) - 32.78 * (0.056)^2 = 0.76 \text{ ton}$$

Chequeando el corte simple en la sección crítica donde $x = 0.60$:

$$V_{(0.60 \text{ m})} = 0.66 + 3.65 * (0.6) - 32.78 * (0.6)^2 = -8.95 \text{ ton}$$

El corte resistente es:

$$V_R = \phi * 0.53 * \sqrt{210} * b * \frac{d}{1000}$$

$$V_R = 0.75 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * \frac{31.87}{1000} = 18.89 \text{ ton}$$

$V_R > V_{act}$, el peralte, d , estimado resiste el V_{max} .

d) Diseño de refuerzo por flexión

- **Flexión en sentido Y:** en el sentido Y, se debe chequear los momentos en el rostro de la columna, (sección crítica) y en el punto donde el momento es máximo, ($V = 0$).

A rostro de la columna: $x = 3a - 0.40 = 1.32 - 0.40 = 0.92 \text{ m}$

Para el momento máximo: $x_1 = -0.1 \text{ m}$ y $x_2 = 0.212 \text{ m}$

La carga en cualquier punto está dada por, $w(x) = 65.57x$

- A rostro de columna: $w(0.92) = 65.57 \cdot 0.92 = 60.32 \text{ ton/m}^2$
- Para el momento máximo: $w(0.212) = 65.57 \cdot 0.212 = 13.90 \text{ ton/m}^2$

Haciendo sumatoria de momentos en el rostro de la columna y tomando el sentido horario como positivo, se obtiene la ecuación:

$$M_{act} = \frac{3.65 \text{ ton} / \text{m}^2}{2} * (x + 0.18)^2 - \frac{wx^2}{6}$$

Para encontrar el momento actuante a rostro de columna se sustituye en la ecuación anterior, x y w , siendo los valores a evaluar: $x = 0.92$ y $w = 60.32$

$$M_{act} = \frac{3.65 \text{ ton} / \text{m}^2}{2} * (0.92 + 0.18)^2 - \frac{(60.32)(0.92)^2}{6} = -6.30 \text{ ton} - \text{m} / \text{m}$$

Para el caso donde se da el momento máximo: $x = 0.21$ y $w = 13.90$

$$M_{\text{max}} = \frac{3.65 \text{ ton} / \text{m}^2}{2} * (0.21 + 0.18)^2 - \frac{(13.90)(0.21)^2}{6} = 0.17 \text{ ton} - \text{m} / \text{m}$$

El refuerzo mínimo para el espesor, t , de 0.40 m es:

$$A_{s_{\min}} = 0.002 * b * d = 0.002 * 100 \text{ cm} * 32 \text{ cm} = 6.4 \text{ cm}^2$$

Se determina el momento resistente, M_R , del $A_{s_{\min}}$ por medio de la siguiente fórmula:

$$M_R = 0.9 * A_s * f_y - \left(d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

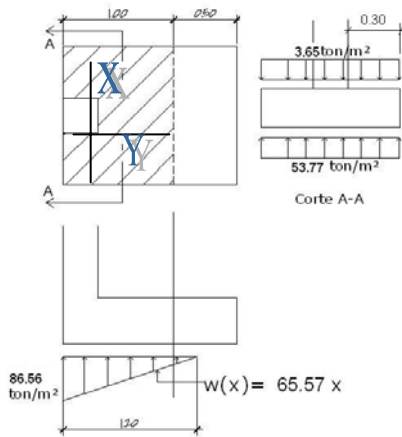
$$M_{R_{A_{s_{\min}}}} = 0.9 * 6.4 * 2,810 \left(32 - \frac{6.4 * 2810}{1.7 * 210 * 100} \right) = 5.10 \text{ ton} - \text{m}$$

$M_R >$ que los momentos actuantes, por lo tanto se puede colocar $A_{s_{\min}}$, con un espaciamiento, s , entre barras igual a: $A_v/A_s = 1.27/6.4 = 0.19$, se utiliza $s = 0.15 \text{ m}$.

En el sentido Y de la zapata, colocar varillas No. 4 @ 0.15 m

- **Flexión en sentido X:** para determinar la flexión en el sentido X, se toma una presión promedio ($q_{promedio}$), ya que la presión del suelo es variable.

Figura 77. Flexión en el sentido X, zapata tipo 2



La distancia entre el rostro de la columna y el extremo de la zapata es, 0.30 m

La presión a 1.0 m se da con, $x = 0.32$

$$w(x) = 65.57x;$$

$$w(0.32) = 65.57 \cdot (0.32) = 20.98 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{prom} = (86.56 + 20.98) / 2 = 53.77 \text{ ton/m}^2$$

El momento a rostro de la columna en el sentido X, será:

$$M_u = (53.77 \text{ ton/m}^2) \cdot \frac{(0.30 \text{ m})^2}{2} - (3.65 \text{ ton/m}^2) \cdot \frac{(0.30 \text{ m})^2}{2}$$

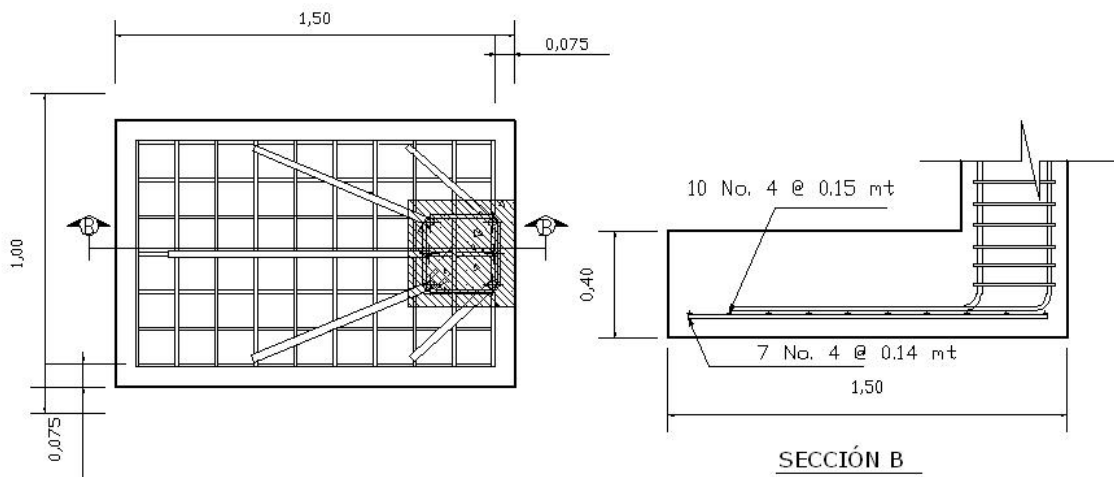
$$M_u = 2.25 \text{ ton} - \text{m/m}$$

El peralte efectivo, d , en el sentido X disminuye, siendo este:

$$d_{y-y} = d_{x-x} - \frac{\phi_{x-x}}{2} - \frac{\phi_{y-y}}{2} = 31.87 - \frac{1.27}{2} - \frac{1.27}{2} = 30.60$$

$\left. \begin{aligned} M_u &= 2.25 \text{ ton} - \text{m/m} \\ f_y &= 2810 \text{ kg/cm}^2 \\ f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ b &= 100 \text{ cm} \\ d &= 30.60 \text{ cm} \end{aligned} \right\}$	$\left. \begin{aligned} A_{s_{req}} &= 2.93 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{min}} &= 6.40 \text{ cm}^2 \\ \text{Espaciamiento } S &= A_v / A_{s_{req}} = 1.27 / 6.40 = 0.19 \text{ m} \\ \text{Colocar varillas No.4 @ } &0.15 \text{ mt} \end{aligned} \right\}$
---	---

Figura 78. Armado final de zapata tipo 2



2.2.12 Planos

El juego de planos elaborado para la edificación escolar se presenta en el apéndice 2. Y esta conformado por planos de arquitectura, estructuras e instalaciones.

2.2.13 Presupuesto

Para la elaboración del presupuesto se realizaron varias cotizaciones, para tener así precios actuales de los materiales a utilizar. En lo que respecta a la mano de obra, se aplicaron los salarios que se manejan en la localidad.

El presupuesto completo se presenta en las páginas siguientes.

PROYECTO: DISEÑO DE CENTRO DE ACOPIO
 UBICACIÓN: CASERÍO VASCONCELOS, CANTÓN EL XAJAXAC, SOLOLÁ

REGLONES INTEGRADOS

Fecha: 28/07/2008

Renglón	Descripción	Referencia	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Subtotal (Q)
1.00	TRABAJOS PRELIMINARES					
1.01	LIMPIEZA Y CHAPEO	Preliminares	M2	272.00	Q21.42	Q5,825.63
1.02	NIVELACION MANUAL	Preliminares	M2	272.00	Q18.86	Q5,128.61
1.03	TRAZO ESTAQUEADO	Preliminares	ML	132.00	Q48.46	Q6,396.15
TOTAL						Q17,350.39
2.00	CIMENTACIÓN					
2.01	Excavacion (Cimiento + Zapatas + sol. cim)	Obra Gris	M3	115.00	Q181.41	Q20,862.56
2.02	Relleno	Obra Gris	M3	85.44	Q54.81	Q4,683.34
2.03	Zapata 1	Obra Gris	Unidad	8.00	Q2,551.47	Q20,411.75
2.04	Zapata 2	Obra Gris	Unidad	8.00	Q1,266.91	Q10,135.26
2.05	Cimiento Corrido (0.40x0.20)	Obra Gris	ML	104.50	Q349.29	Q36,501.23
2.06	Solera de Cimentacion	Obra Gris	ML	29.20	Q258.36	Q7,544.19
2.07	Muro de Cimentacion	Obra Gris	M2	41.80	Q266.67	Q11,146.99
2.08	Solera de Humedad	Obra Gris	ML	104.50	Q191.43	Q20,003.94
TOTAL						Q131,289.25
3.00	MUROS, SOLERAS Y COLUMNAS					
3.01	Levantado Muro Block de 0.14*0.19*0.39	Obra Gris	M2	468.26	Q266.67	Q124,872.94
3.02	Levantado Muro Block de 0.10*0.20*0.40	Obra Gris	M2	15.96	Q264.36	Q4,219.23
3.03	Tabicacion de tablayeso	Acabados	M3	39.80	Q384.38	Q15,298.48
3.04	Solera Intermedia Tipo A 0.15 x 0.20	Obra Gris	ML	112.72	Q191.43	Q21,577.45
3.05	Solera de Corona/ Inter. Tipo A 0.15 x 0.10	Obra Gris	ML	411.62	Q159.60	Q65,693.03
3.06	Solera Intermedia Tipo B 0.10 x 0.15	Obra Gris	ML	28.50	Q147.08	Q4,191.83
3.07	Solera de Corona Tipo B 0.10 x 0.10	Obra Gris	ML	6.10	Q115.32	Q703.48
3.08	Columnas Tipo A	Obra Gris	Unidad	8.00	Q5,143.29	Q41,146.30
3.09	Columnas Tipo B 1er. Nivel	Obra Gris	Unidad	8.00	Q4,708.99	Q37,671.95
3.10	Columnas Tipo B 2do. Nivel	Obra Gris	Unidad	8.00	Q3,603.80	Q28,830.37
3.11	Columnas Tipo C	Obra Gris	Unidad	8.00	Q2,445.84	Q19,566.71
3.12	Columnas Tipo D	Obra Gris	ML	364.00	Q189.96	Q69,144.68
3.13	Columnas Tipo E	Obra Gris	ML	18.50	Q168.29	Q3,113.38
3.14	Columnas Tipo F	Obra Gris	ML	76.00	Q118.02	Q8,969.40
3.15	Rampa de Carga	Obra Gris	Unidad	1.00	Q5,832.43	Q5,832.43
TOTAL						Q450,831.66
4.00	GRADAS					
4.01	Modulo de Gradass	Obra Gris	Unidad	1.00	Q16,479.69	Q16,479.69
4.02	Cubierta de gradass	Obra Gris	global	1.00	Q3,322.23	Q3,322.23
TOTAL						Q19,801.92
5.00	PISOS INTERIORES					
5.01	Piso de concreto (0.10 cms)	Acabados	M2	272.00	Q149.27	Q40,601.05
5.02	Piso Granito	Acabados	M2	272.00	Q139.62	Q37,976.49
TOTAL						Q78,577.55
6.00	LOSAS Y TECHO					
6.01	Losa de Entrepiso	Obra Gris	M2	272.00	Q891.53	Q242,496.67
6.02	Losa de techo	Obra Gris	M2	272.00	Q805.57	Q219,114.01
TOTAL						Q461,610.68
8.00	VIGAS					
8.01	Viga Tipo 1	Obra Gris	Unidad	4.00	Q11,423.68	Q45,694.70
8.02	Viga Tipo 2	Obra Gris	Unidad	1.00	Q11,749.24	Q11,749.24
8.03	Viga Tipo 3	Obra Gris	Unidad	1.00	Q11,900.47	Q11,900.47
8.04	Viga Tipo 4	Obra Gris	Unidad	1.00	Q12,792.02	Q12,792.02
8.05	Viga Tipo 5	Obra Gris	Unidad	1.00	Q12,072.51	Q12,072.51
8.06	Viga Tipo 6	Obra Gris	Unidad	2.00	Q12,291.73	Q24,583.46
8.07	Viga Tipo 7	Obra Gris	Unidad	2.00	Q13,370.91	Q26,741.83
8.08	Viga Tipo 8	Obra Gris	Unidad	2.00	Q13,034.68	Q26,069.36
8.09	Viga Tipo 9	Obra Gris	Unidad	2.00	Q13,931.67	Q27,863.34
8.10	Viga Tipo 10	Obra Gris	Unidad	2.00	Q2,703.87	Q5,407.74
TOTAL						Q204,874.67
HOJA 1/2						

Tabla XXI. Presupuesto del proyecto, continuación

Renglón	Descripción	Referencia	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Subtotal (Q)
9.00	ACABADOS					
9.01	Cernido Losa	Acabados	M2	544.00	Q123.15	Q66,990.94
9.02	Alisado de columnas y vigas	Acabados	M2	589.36	Q126.27	Q74,416.31
TOTAL						Q141,407.24
10.00	PUERTAS					
10.01	P- 1(1.80x2.5) + Chapa Yale	Herreria	Unidad	3.00	Q2,850.85	Q8,552.54
10.02	P-2 (2.5*0.90) Metal + Chapa Yale	Herreria	Unidad	6.00	Q1,665.66	Q9,993.98
10.03	P-3 (2.00x1.30)	Herreria	Unidad	6.00	Q2,434.43	Q14,606.59
10.04	PUERTA TIPO 4 (3.5 x1.80)	Herreria	Unidad	1.00	Q6,452.39	Q6,452.39
10.05	PUERTA TIPO 5 (3.5 x2.80)	Herreria	Unidad	1.00	Q9,352.36	Q9,352.36
TOTAL						Q48,957.87
11.00	VENTANAS					
11.01	Ventanas tipo 1	Herreria	Unidad	14.00	Q1,153.15	Q16,144.13
11.02	Ventanas tipo 2	Herreria	Unidad	2.00	Q1,153.15	Q2,306.30
11.03	Ventanas tipo 3	Herreria	Unidad	1.00	Q1,025.02	Q1,025.02
11.04	Ventanas tipo 4	Herreria	Unidad	2.00	Q538.14	Q1,076.28
TOTAL						Q20,551.73
12.00	ARTEFACTOS SANITARIOS					
12.01	Inodoro	Instalaciones	Unidad	6.00	Q874.12	Q5,244.74
12.02	Lavamos	Instalaciones	Unidad	3.00	Q480.63	Q1,441.88
12.03	Mingitorio	Instalaciones	Unidad	1.00	Q608.75	Q608.75
TOTAL						Q7,295.38
14.00	RED HIDRÁULICA					
14.01	Red Hidráulica	Instalaciones	global	1.00	Q1,950.00	Q1,950.00
TOTAL						Q1,950.00
15.00	DRENAJE PLUVIAL					
15.01	Drenaje Pluvial		global	1.00	Q2,700.00	Q2,700.00
TOTAL						Q2,700.00
16.00	DRENAJE SANITARIO					
16.01	Drenaje Sanitario	Instalaciones	global	1.00	Q2,986.00	Q2,986.00
TOTAL						Q2,986.00
17.00	INSTALACION ELECTRICA					
17.01	Acometida General	Instalaciones	Unidad	1.00	Q5,175.15	Q5,175.15
17.02	Tablero de Distribución Principal	Instalaciones	Unidad	2.00	Q892.66	Q1,785.31
17.03	Lámpara Fluorescente 2x32 w	Instalaciones	Unidad	45.00	Q509.87	Q22,944.06
17.04	Tomacorrientes 110 v (entubado + cable)	Instalaciones	Unidad	22.00	Q226.28	Q4,978.09
17.05	Acometida para equipo de Refrigeración	Instalaciones	Global	1.00	Q1,500.00	Q1,500.00
TOTAL						Q36,382.61
18.00	JUNTAS ESTRUCTURALES Y ARQUITEC.					
18.01	JUNTAS ESTRUCTURALES Y ARQUITEC.	Obra Gris	global	1.00	Q2,500.00	Q2,500.00
TOTAL						Q2,500.00
					TOTAL	Q1,629,066.94

HOJA 2/2

El costo estimado del proyecto es de un millón, seiscientos veintinueve mil, sesenta y seis quetzales con noventa y cuatro centavos.

2.2.14 Cronograma de ejecución e inversión

El cronograma de ejecución e inversión se presenta en la siguiente página.

Tabla XXII. Cronograma de ejecución e inversión

PROYECTO: DISEÑO DE CENTRO DE ACOPIO															INVERSION
UBICACIÓN: CASERÍO VASCONCELOS, CANTÓN EL XAJAXAC, SOLOLÁ															
No.	RENGLÓN	UNIDAD	CANT.	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6	MES 7	MES 8	MES 9	MES 10	MES 11	
				2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	
TRABAJOS PRELIMINARES															
1	LIMPIEZA Y CHAPEO	M2	272.00	■											Q5,825.63
2	NIVELACION MANUAL	M2	272.00	■											Q5,128.61
3	TRAZO ESTACQUEADO	ML	132.00	■											Q6,396.15
CIMENTACION															
4	Excavacion (Cimiento + Zapatas + sol. cim)	M3	115.00	■	■										Q20,862.56
5	Relleno	M3	85.44			■									Q4,683.34
6	Zapata 1	Unidad	8.00	■	■	■									Q20,411.75
7	Zapata 2	Unidad	8.00		■	■	■								Q10,135.26
8	Cimiento Corrido (0.40x0.20)	ML	104.50		■	■	■								Q36,501.23
9	Solera de Cimentacion	ML	29.20			■	■								Q7,544.19
10	Muro de Cimentacion	M2	41.80			■	■								Q11,146.99
11	Solera de Humedad	ML	104.50			■	■								Q20,003.94
MUROS, SOLERAS Y COLUMNAS															
12	Columnas Tipo A	Unidad	8.00			■	■								Q41,146.30
13	Columnas Tipo B 1ER. NIV.	Unidad	8.00			■	■								Q37,671.95
14	Columnas Tipo B 2DO. NIV.	Unidad	8.00			■	■								Q28,830.37
15	Columnas Tipo C	Unidad	8.00			■	■								Q19,566.71
16	Columnas Tipo D	ML	364.00			■	■								Q69,144.68
17	Columnas Tipo E	ML	18.50			■	■								Q3,113.38
18	Columnas Tipo F	ML	76.00			■	■								Q8,969.40
19	Levantado Muro Block de 0.14*0.19*0.39	M2	468.26			■	■	■	■						Q124,872.94
20	Levantado Muro Block de 0.10*0.20*0.40	M2	15.96			■	■			■	■				Q4,219.23
21	Solera Intermedia Tipo A 0.15 x 0.20	ML	112.72			■	■	■	■						Q21,577.45
22	Solera de Corona Tipo A 0.15 x 0.15	ML	411.62			■	■	■	■						Q65,693.03
23	Solera Intermedia Tipo B 0.10 x 0.15	ML	28.50			■	■								Q4,191.83
24	Solera de Corona Tipo B 0.10 x 0.10	ML	6.10			■	■								Q703.48
25	Rampa de Carga	Unidad	1.00			■	■								Q5,832.43
26	Tabicacion de Tablayeso	M2	39.80							■	■				Q15,298.48
VIGAS															
27	Viga Tipo 1	Unidad	4.00							■	■				Q45,694.70
28	Viga Tipo 2	Unidad	1.00							■	■				Q11,749.24
29	Viga Tipo 3	Unidad	1.00							■	■				Q11,900.47
30	Viga Tipo 4	Unidad	1.00							■	■				Q12,792.02
31	Viga Tipo 5	Unidad	1.00							■	■				Q12,072.51
32	Viga Tipo 6	Unidad	2.00							■	■				Q24,583.46
33	Viga Tipo 7	Unidad	2.00							■	■				Q26,741.83
34	Viga Tipo 8	Unidad	2.00							■	■				Q26,069.36
35	Viga Tipo 9	Unidad	2.00							■	■				Q27,863.34
36	Viga Tipo 10	Unidad	2.00							■	■				Q5,407.74
LOSAS Y TECHO															
37	Losa de Entrepiso	M2	272.00					■	■						Q242,496.67
38	Losa de techo	M2	272.00								■	■			Q219,114.01
JUNTAS ESTRUCTURALES Y ARQUITEC.															
39	JUNTAS ESTRUCTURALES Y ARQUITEC.	Global	1					■	■	■	■				Q2,500.00
GRADAS															
40	Modulo de Gradass	Unidad	1							■					Q16,479.69
41	Cubierta de gradass	Unidad	1							■					Q3,322.23
DRENAJE PLUVIAL															
42	Drenaje Pluvial	Global	1								■	■			Q2,700.00
RED HIDRÁULICA															
43	Red Hidráulica	Global	1								■	■			Q1,950.00
DRENAJE SANITARIO															
44	Drenaje Sanitario	Global	1								■	■			Q2,986.00
INSTALACION ELECTRICA															
45	Acometida General	Unidad	1.00									■	■		Q5,175.15
46	Tablero de Distribución Principal	Unidad	2.00									■	■		Q1,785.31
47	Lámpara Fluorescente 2x32 w	Unidad	45.00									■	■		Q22,944.06
48	Tomacorrientes 110 v (entubado + cable)	Unidad	22.00									■	■		Q4,978.09
49	Acomenta de Equipo de refrigeracion	Global	1.00									■	■		Q1,500.00
ACABADOS															
50	Cernido Losa	M2	544.00										■	■	Q66,990.94
51	Alisado de columnas y vigas	M2	589.36										■	■	Q74,416.31
PISOS INTERIORES															
52	Piso de concreto (0.10 cms)	M2	272.00								■	■			Q40,601.05
53	Piso Granito 2do. Nivel	M2	272.00									■	■		Q37,976.49
ARTEFACTOS SANITARIOS															
54	Inodoro	Unidad	6.00										■	■	Q5,244.74
55	Lavamos	Unidad	3.00										■	■	Q1,441.88
56	Mingitorio	Unidad	1.00										■	■	Q608.75
PUERTAS															
57	P-1(1.80x2.5) + Chapa Yale	Unidad	3.00											■	Q8,552.54
58	P-2 (2.5*0.90) Metal + Chapa Yale	Unidad	6.00											■	Q9,993.98
59	P-3 (2.70x1.30)	Unidad	6.00											■	Q14,606.59
60	Puerta Tipo 4	Unidad	1.00											■	Q6,452.39
61	Puerta tipo 5	Unidad	1.00											■	Q9,352.36
VENTANAS															
62	Ventanas tipo 1	Unidad	14.00											■	Q16,144.13
63	Ventanas tipo 2	Unidad	2.00											■	Q2,306.30
64	Ventanas tipo 3	Unidad	1.00											■	Q1,025.02
65	Ventanas tipo 4	Unidad	2.00											■	Q1,076.28
															Q1,629,066.94

CONCLUSIONES

1. La construcción de la edificación escolar de nivel básico en el caserío Santa María, El tablón, Sololá, beneficiará directamente a la población estudiantil de la comunidad y sectores aledaños, que hasta el momento no cuentan con instalaciones propias, para el buen desarrollo del aprendizaje.
2. Con la construcción de la edificación para el centro de acopio de productos hortícolas, se contribuirá con el desarrollo económico del departamento de Sololá, así como sectores aledaños, dedicados a la agricultura.
3. La divergencia obtenida entre los análisis desarrollados por computadora, específicamente con el software ETABS y los desarrollados por métodos tradicionales de cálculo y diseño de estructuras, fue mínima, lo cual garantiza el diseño y pone de manifiesto lo útil que son las herramientas tecnológicas como ETABS.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de Sololá:

1. Para la construcción de la edificación escolar y la edificación para el centro de acopio, se debe garantizar la supervisión a través de un profesional de Ingeniería Civil, para que se haga cumplir lo especificado en los planos,
2. Los materiales a utilizar para la construcción de ambos proyectos, debe evaluarse para determinar la calidad de los mismos y así cumplir con lo establecido en las especificaciones, garantizando así la seguridad de los mismos.
3. Proveer mantenimiento adecuado y permanente a las estructuras de ambos proyectos, para evitar deterioro prematuro en las mismas.

BIBLIOGRAFÍA

1. Bazán, Enrique y Meli, Roberto. Diseño sísmico de edificios. México: Editorial Limusa, S.A. 1999.
2. Cabrera Seis, Jaderon Vinicio. Guía teórica practica del curso de cimentaciones. Trabajo de graduación Ing. Civil, Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 1994.
3. Das, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Quinta edición. México: Thomson Editores, S.A. 2006.
4. Ejemplo de diseño sísmico de un edificio estructurado con pórticos de hormigón armado. Argentina. INPRES-CIRSOC. 2003
5. Etabs, Software Integrado de Diseño de Edificios. Tutorial. Berkeley, California, USA. *Computers and Structures, Inc.* 2003.
6. Meli, Roberto, Graficas para diseñar columnas de concreto reforzado. México: Instituto de Ingeniería UNAM, 1977
7. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, (ASCE/SEI 7-05) USA: American Society of Civil Engineers.2006
8. Nilson, Artur H., Diseño de estructuras de concreto. Duodécima edición. Colombia: McGraw-Hill 1999.
9. *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*. Seismology Committee. California, USA: Structural Engineers Association of California (SEAOC). 1976.
10. Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario (ACI 318S-05). USA: *American Concrete Institute*. 2005.
11. Sic García, Angel Roberto. Guía teórica y practica del curso de concreto armado 2. Trabajo de Graduación Ing. Civil, Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 1988.

12. Tiu Cua, Rolando Eluterio. Diseño de edificio escolar de dos niveles y drenaje pluvial de un sector de la zona 2, cabecera municipal de San Andrés Xecul, Totonicapán. Trabajo de Graduación Ing. Civil, Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2005.

APÉNDICES

APÉNDICE 1

Estudio de suelos, edificación escolar de dos niveles
Estudio de suelos, edificación de dos niveles para centro de acopio
Diagramas de interacción de columnas

Figura 79. Resultados de ensayo de suelos, edificación escolar

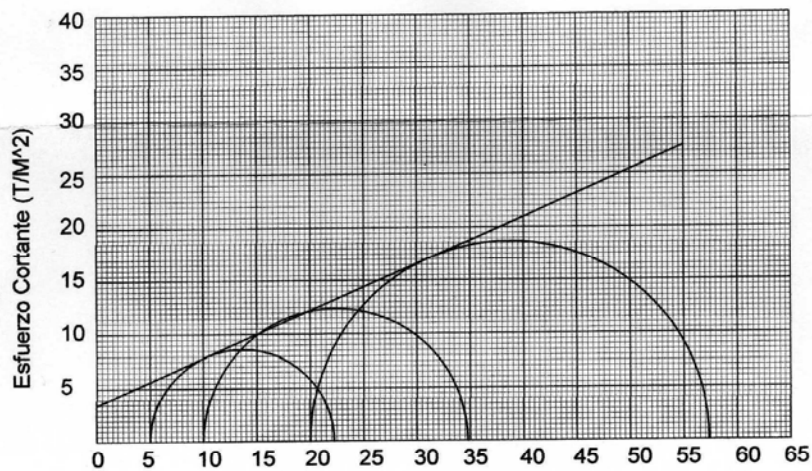


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 0164 S.S. O.T.: 23,133
INTERESADO: Homero Aparicio Escobar López Fecha: 02 de mayo de 2008
PROYECTO: Trabajo de Graduación - EPS
UBICACIÓN: Instituto Básico por Cooperativa, Caserío Santa María, Cantón el Tablón, Sololá.
pozo: 1 Profundidad: 1.80 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 23.67^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 3.40 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
DESCRIPCION DEL SUELO: Limo arenoso color café claro
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 ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	17.25	24.75	37.35
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	3.0	5.5	8.0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.14	1.14	1.14
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.49	1.49	1.49
HUMEDAD (%H)	43.6	43.6	43.6



Vo. Bo.

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarez
DIRECTOR. CI/USAC

Atentamente,



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

Figura 80. Resultado de ensayo de suelos, centro de acopio

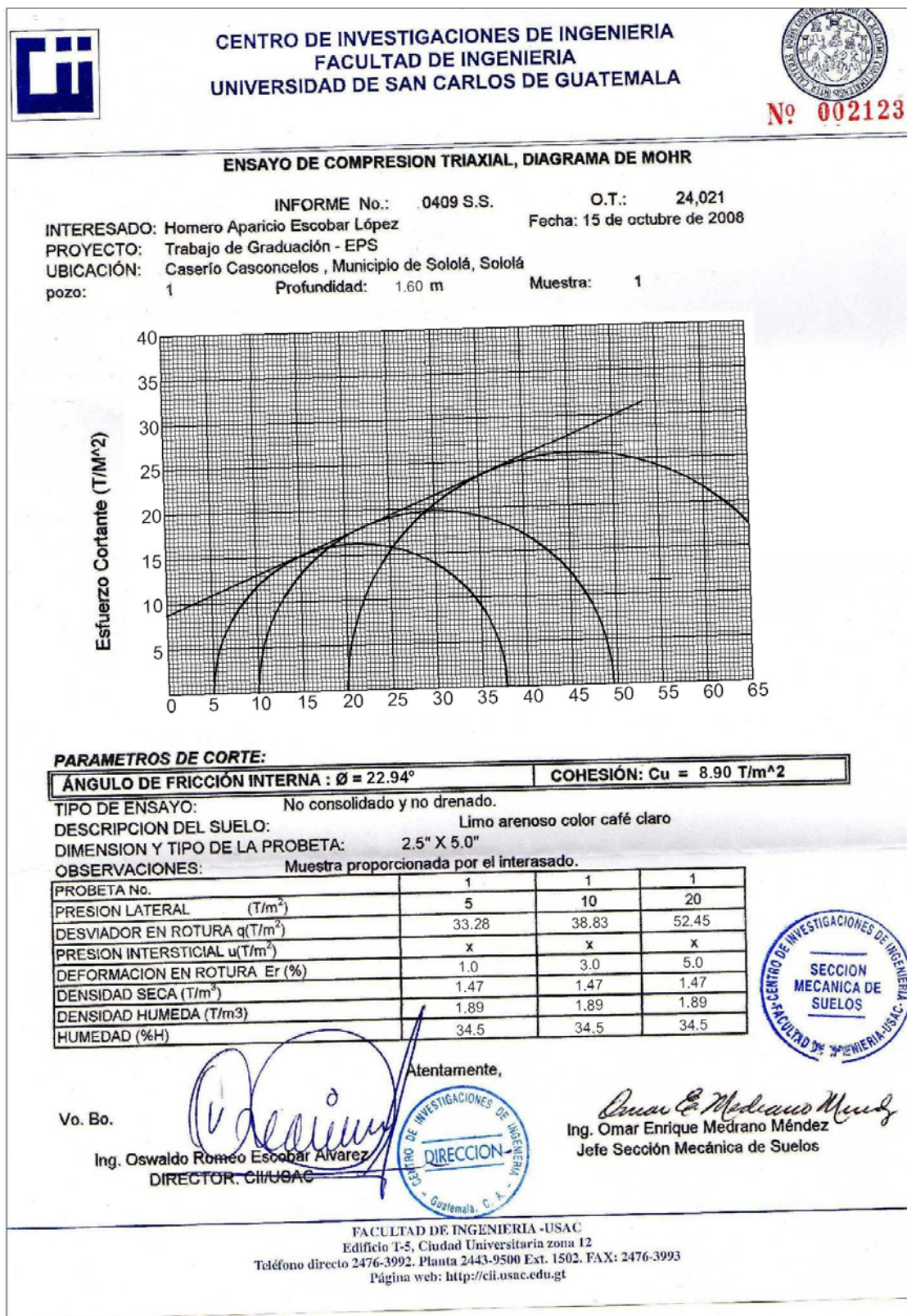
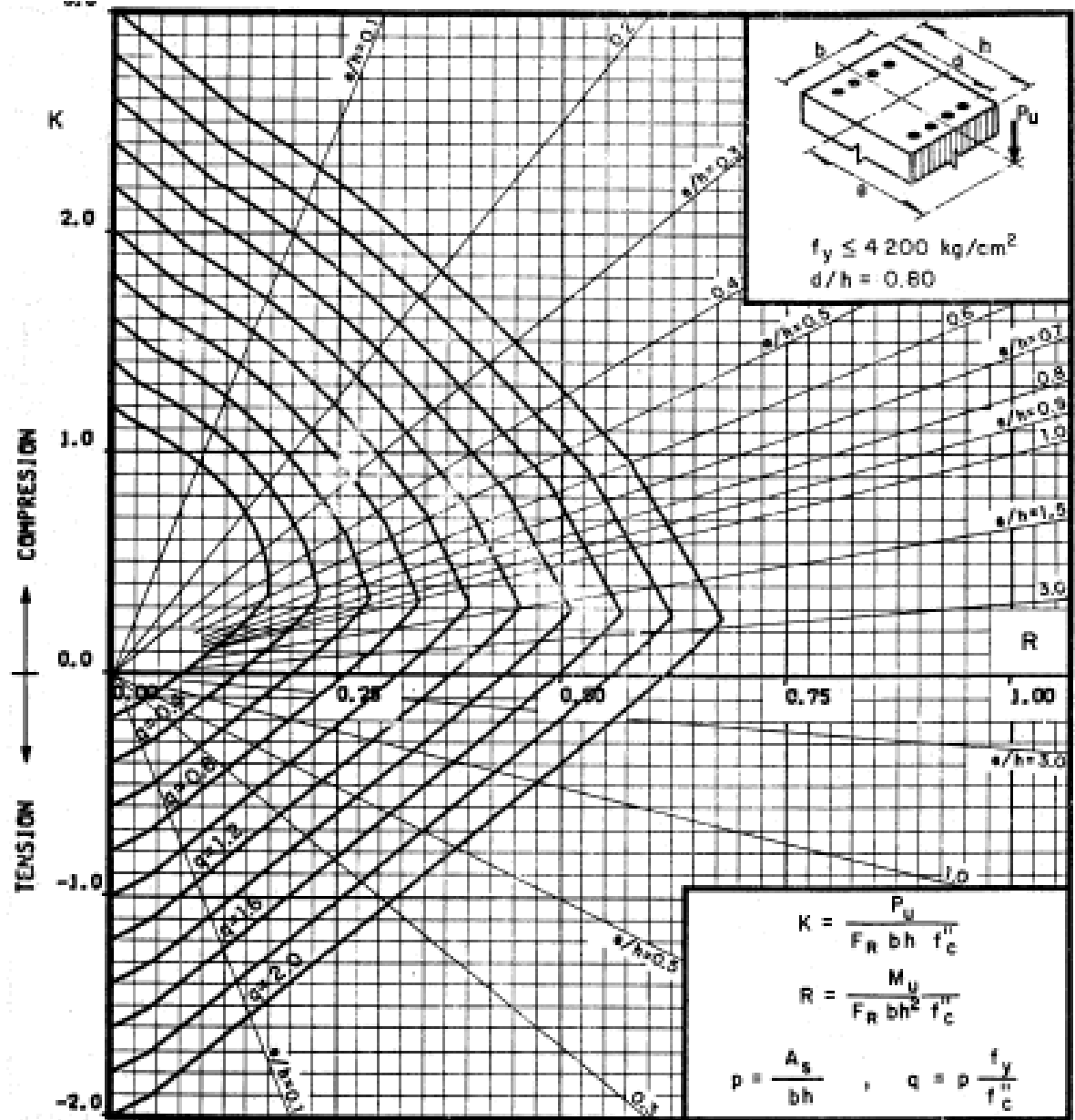
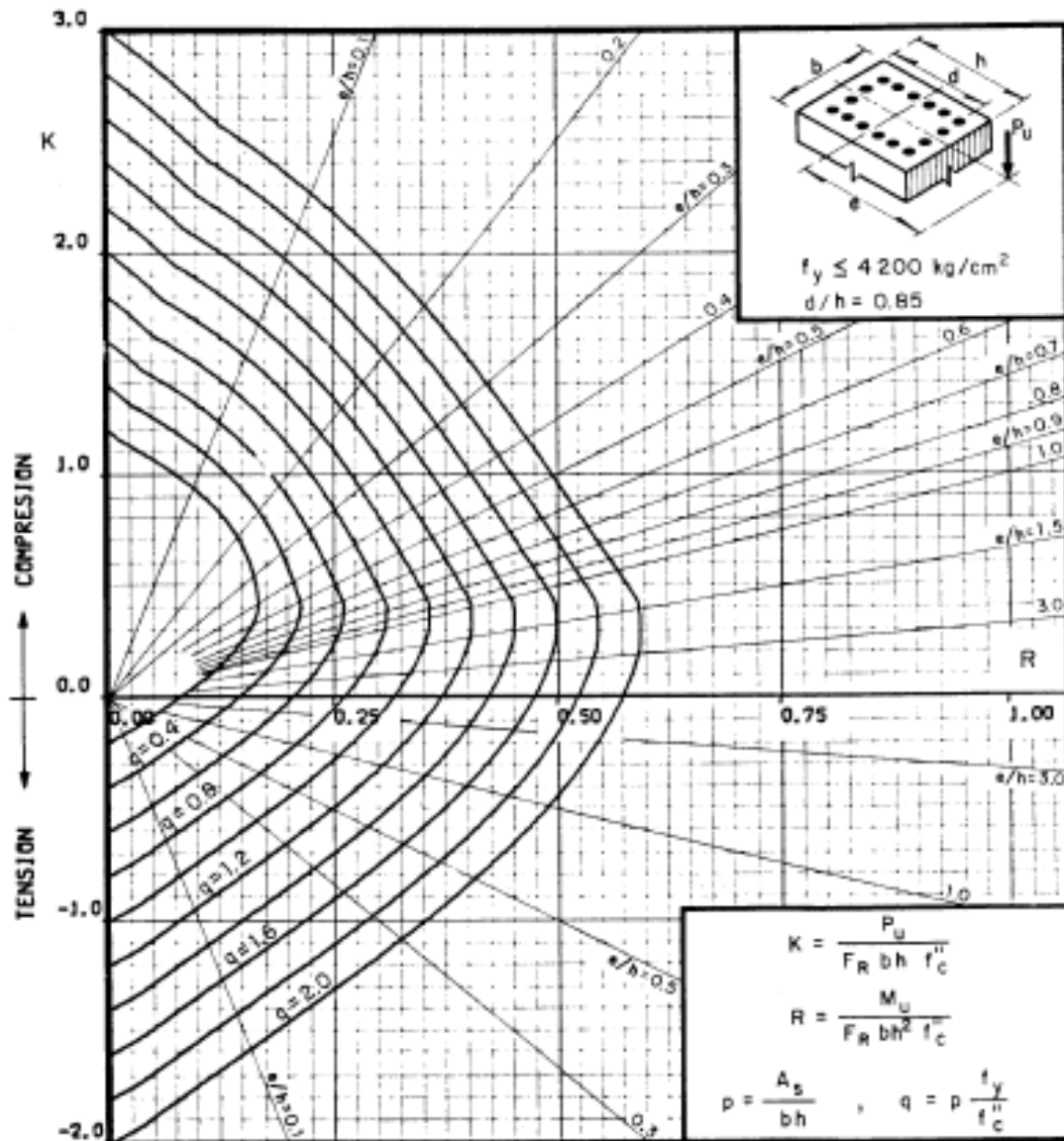


Figura 81. Diagrama de interacción para diseño de columnas



A_s = Área total de refuerzo
 $f'_c = 0.85 f_c^a$, si $f_c^a \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f_c^a}{1400}) f_c^a$, si $f_c^a > 280 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_u = Momento flexionante último

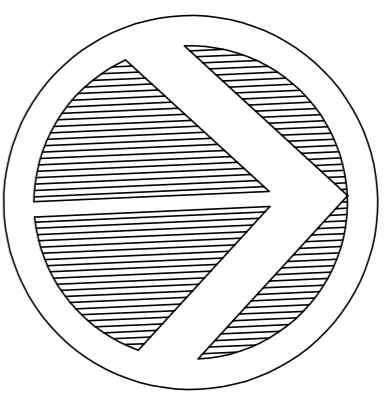
Figura 82. Diagrama de interacción para diseño de columnas



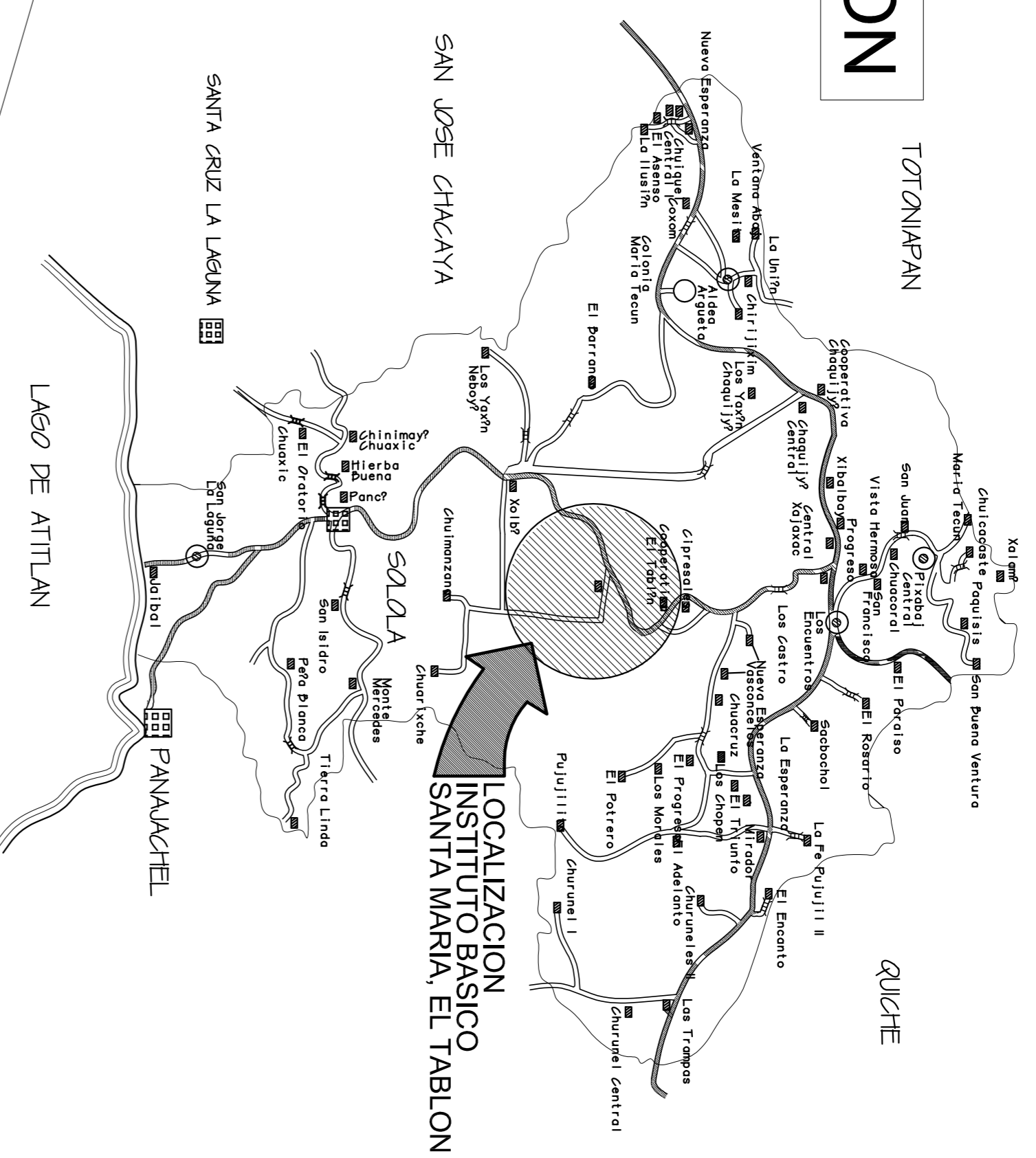
A_s = Area total de refuerzo
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$, si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_u = Momento flexionante último

APÉNDICE 2

Planos de edificación escolar
Planos de edificación para centro de acopio



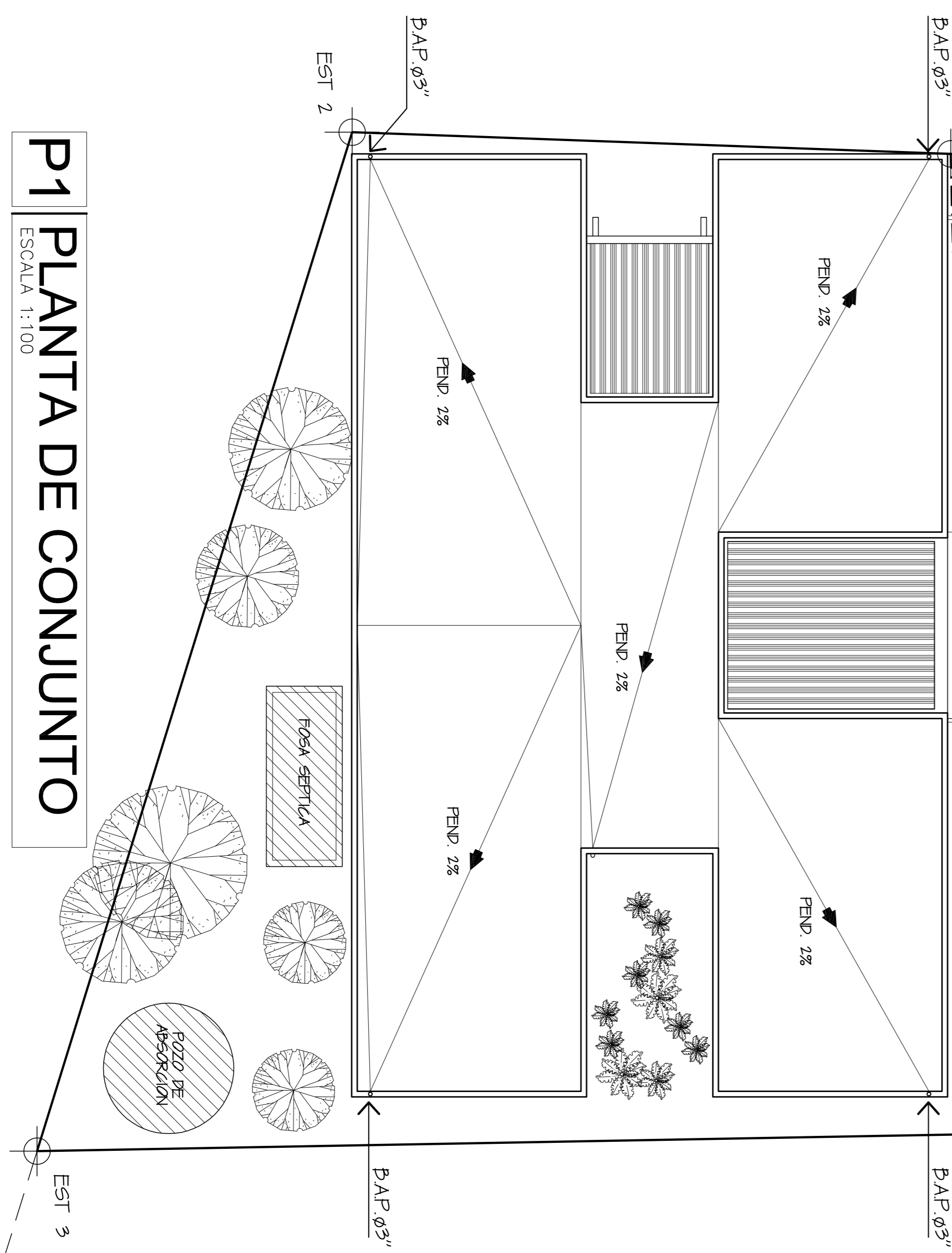
PLANO DE LOCALIZACION



SIMBOLOGIA

	CACERÍA MUNICIPAL
	ALDEA
	CASERIO
	COLONIA
	CARRETERA ASFALTADA
	CARRETERA DE TERRACERÍA
	PUENTE VEHICULAR
	LÍMITE MUNICIPAL

AREA DE INTERVENCION



P1 PLANTA DE CONJUNTO

ESCALA 1:100

NOTAS:

LIBRETA TOPOGRÁFICA			
EST	P.O.	DISTANCIA	RUMBO
1	A	10,14	S 02°04'16"
1	A	16,07	S 02°04'16"
2	B	28,62	S 72°48'58"
3	B	25,10	N 01°02'01"
4	B	2,75	N 01°02'01"
5	N	9,90	N 68°58'30"
5	N	16,96	N 78°59'16"

ÁREA 735.53 mts2



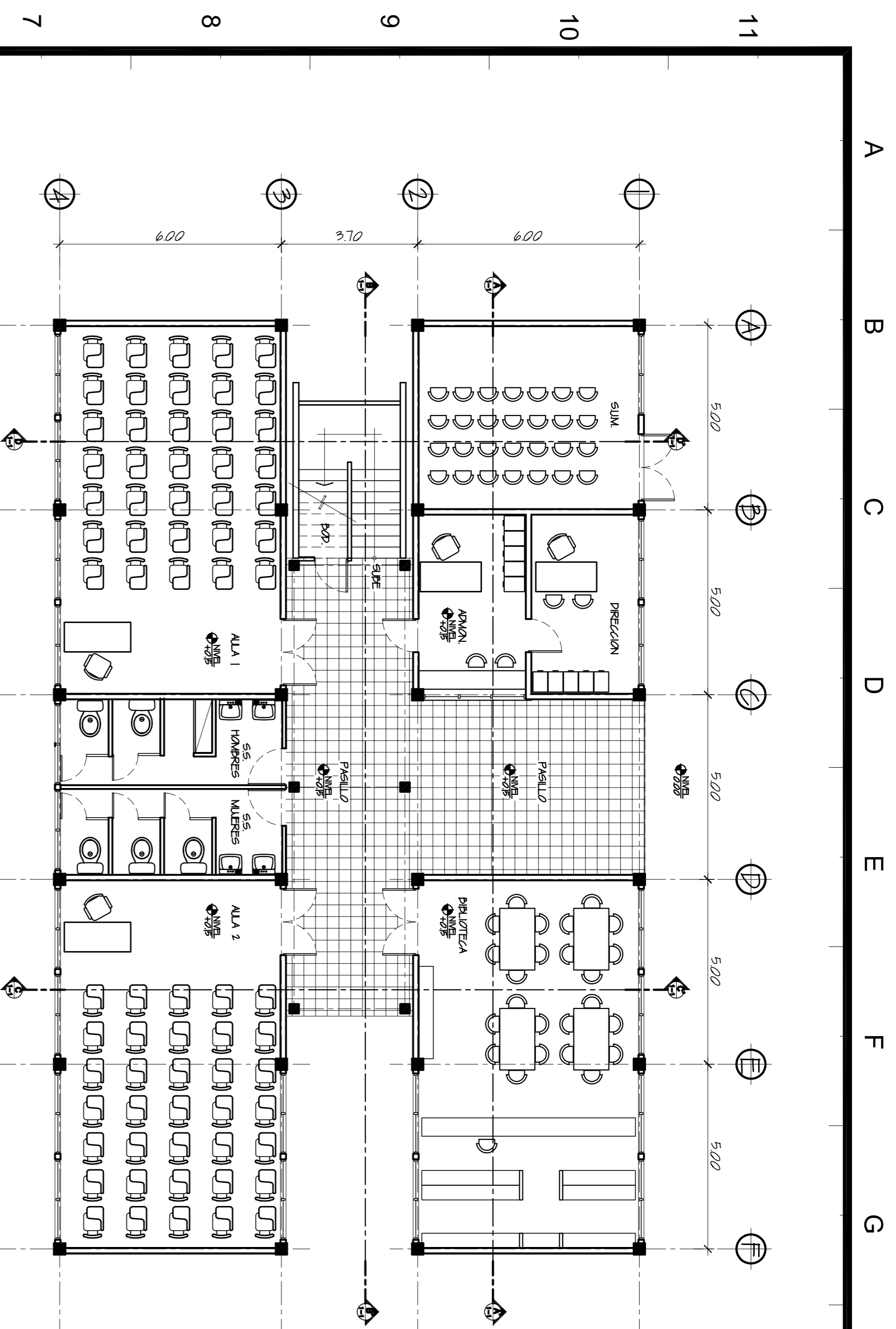
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS 2008
 MÓDULO ALBUM DE SENSIBILIDAD SOCIAL

PROYECTO:	Instituto Básico por Cooperativa, Sta. María, El Tablón	ESCALA:	INDICADA
FECHA:	JULIO 2008	TRABAJA:	HABEL

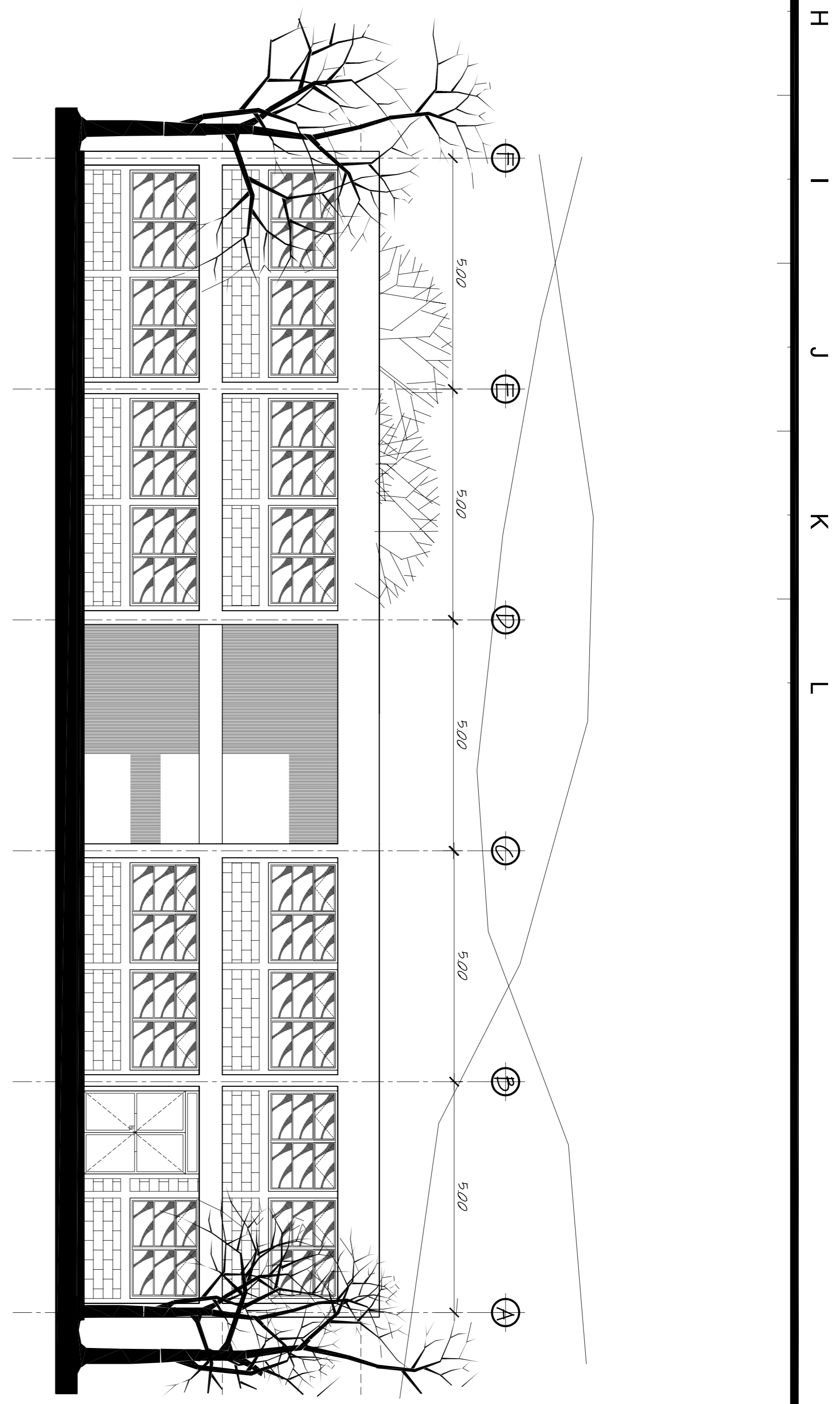
DISENYO Y DESARROLLO:	HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ	ASESOR:	U	A	E	I
CARNE:	2004-30588	ING. SILVIO RODRIGUEZ				

CONTENIDO:	PLANTA TOPOGRÁFICA Y DE CONJUNTO + PLANO DE LOCALIZACION	HORA N.º:	1
		HORA N.º:	14

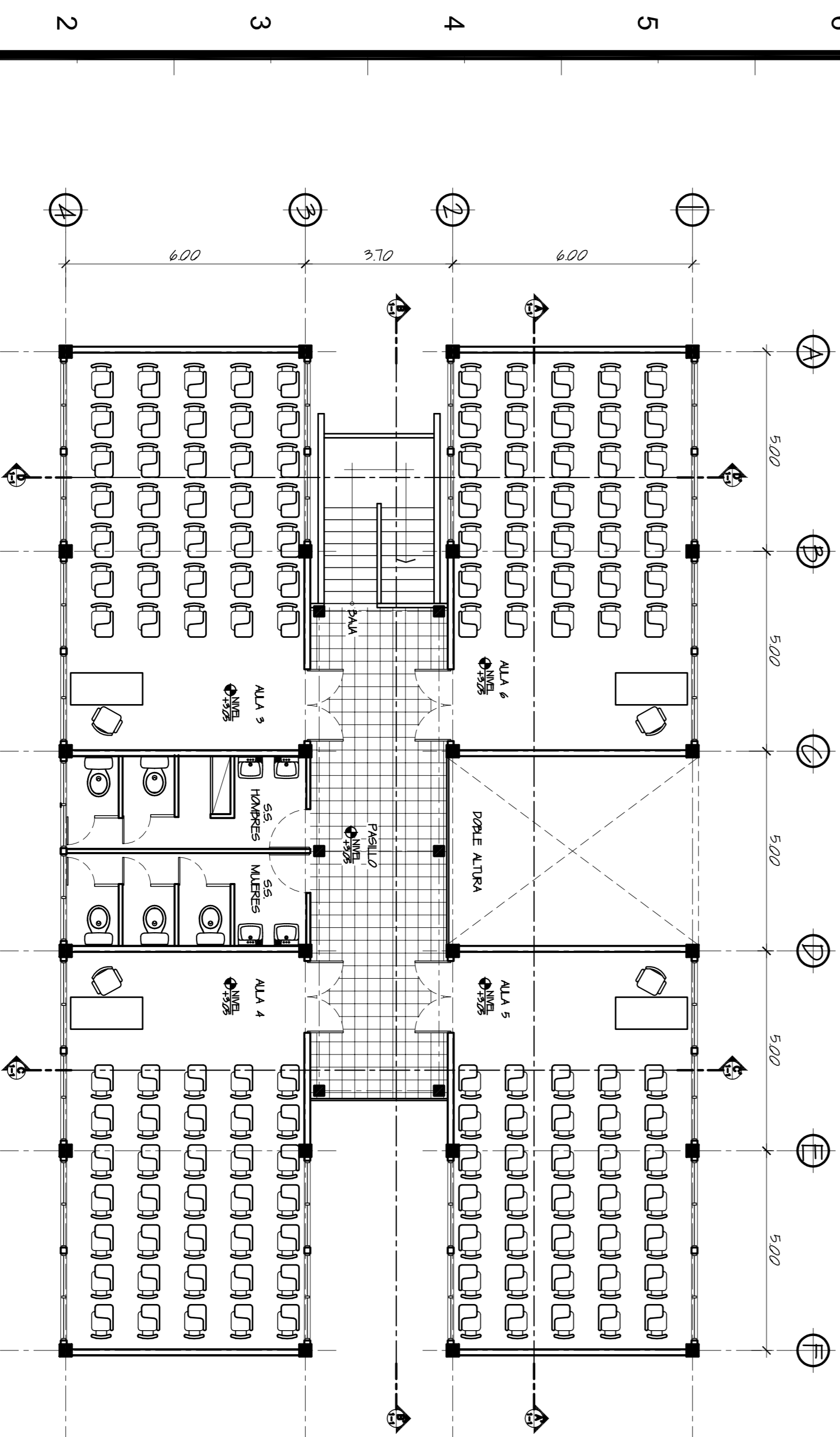
TEL. TERCER NIVEL DE ASesoría PROFESIONAL	HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ
---	-------------------------------



P1 PLANTA PRIMER NIVEL
ESCALA 1:100



E1 ELEVACION FRONTAL
ESCALA 1:75



P2 PLANTA SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:100



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS 2008
MAYOR ALBAÑO DE SAN CARLOS, GUATEMALA

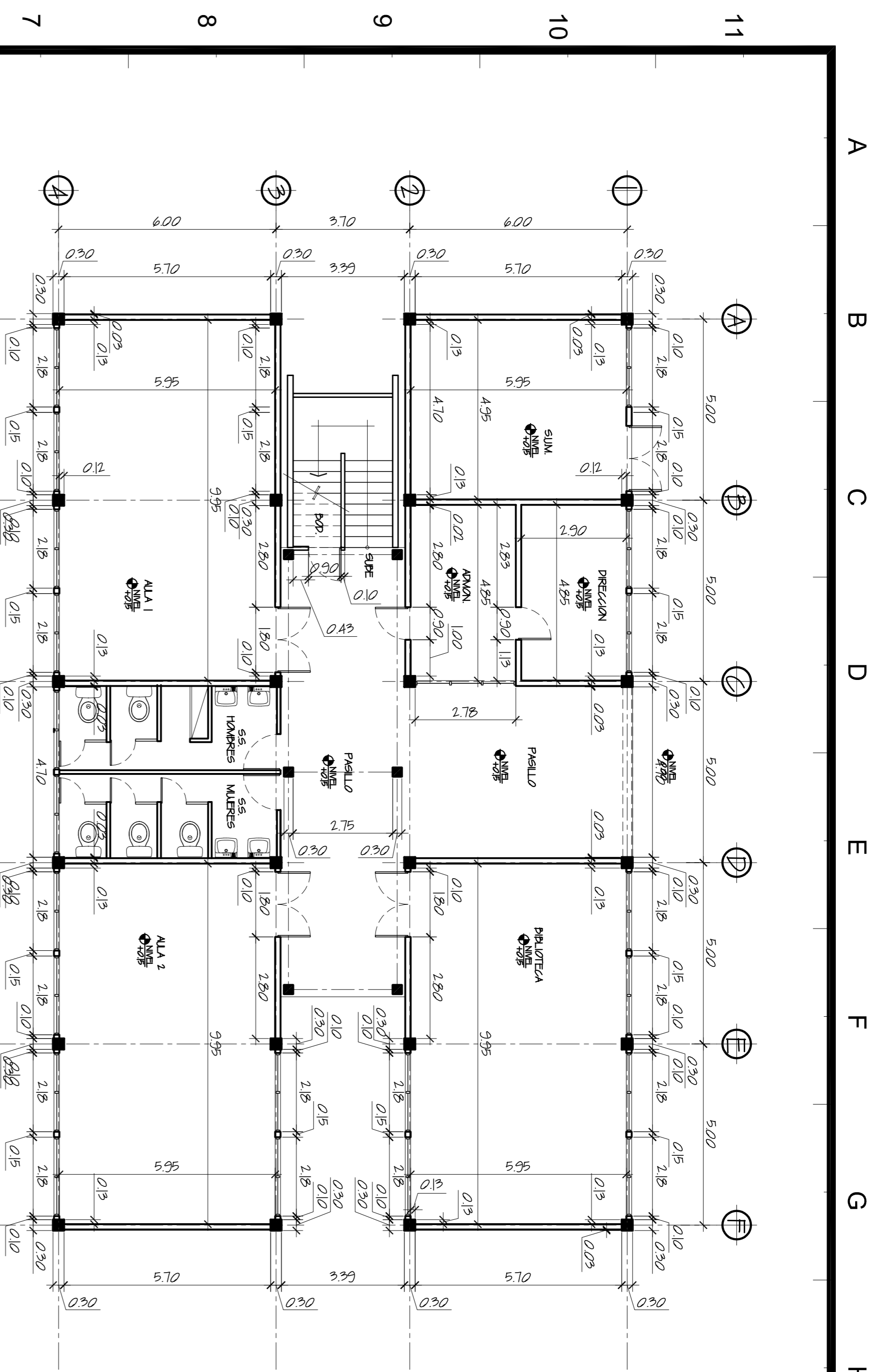
PROYECTO:	ESCALA:	INDICADA
FECHA:	JULIO 2008	
TRABAJA:	HABEL	

DISEÑO Y DESARROLLO:	ASESOR:	U	A	E	I
HOMERO APARICIO ESCOBAR LOPEZ	ING. SILVIO RODRIGUEZ				
CARNE: 2004-30588					

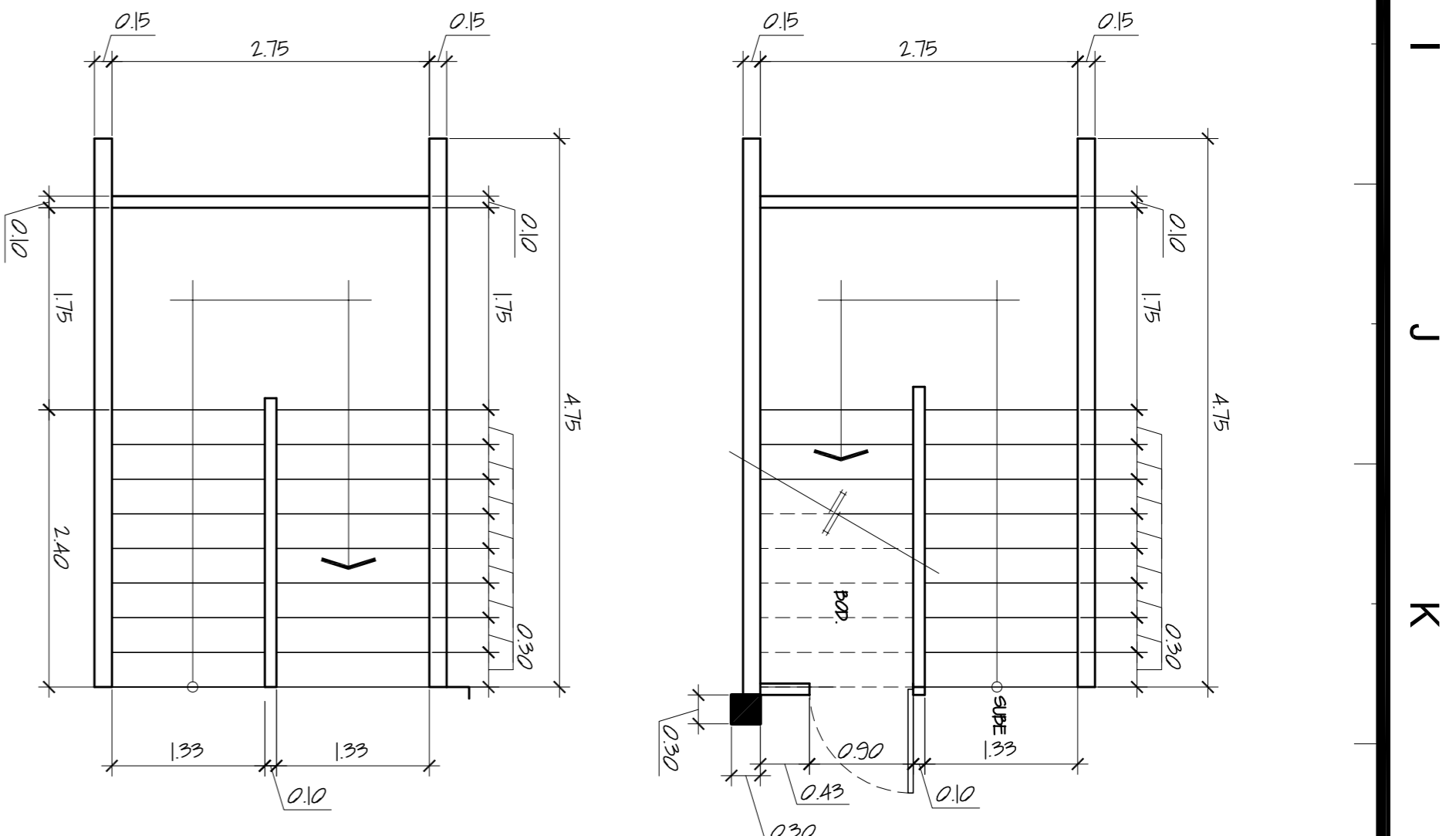
CONTENIDO:	HOLAS N°:
PLANTAS ARQUITECTONICAS + ELEVACION FRONTAL	2 14

ING. SILVIO RODRIGUEZ ASESOR PROFESIONAL	HOMERO APARICIO ESCOBAR LOPEZ EPS INGENIERIA
---	---

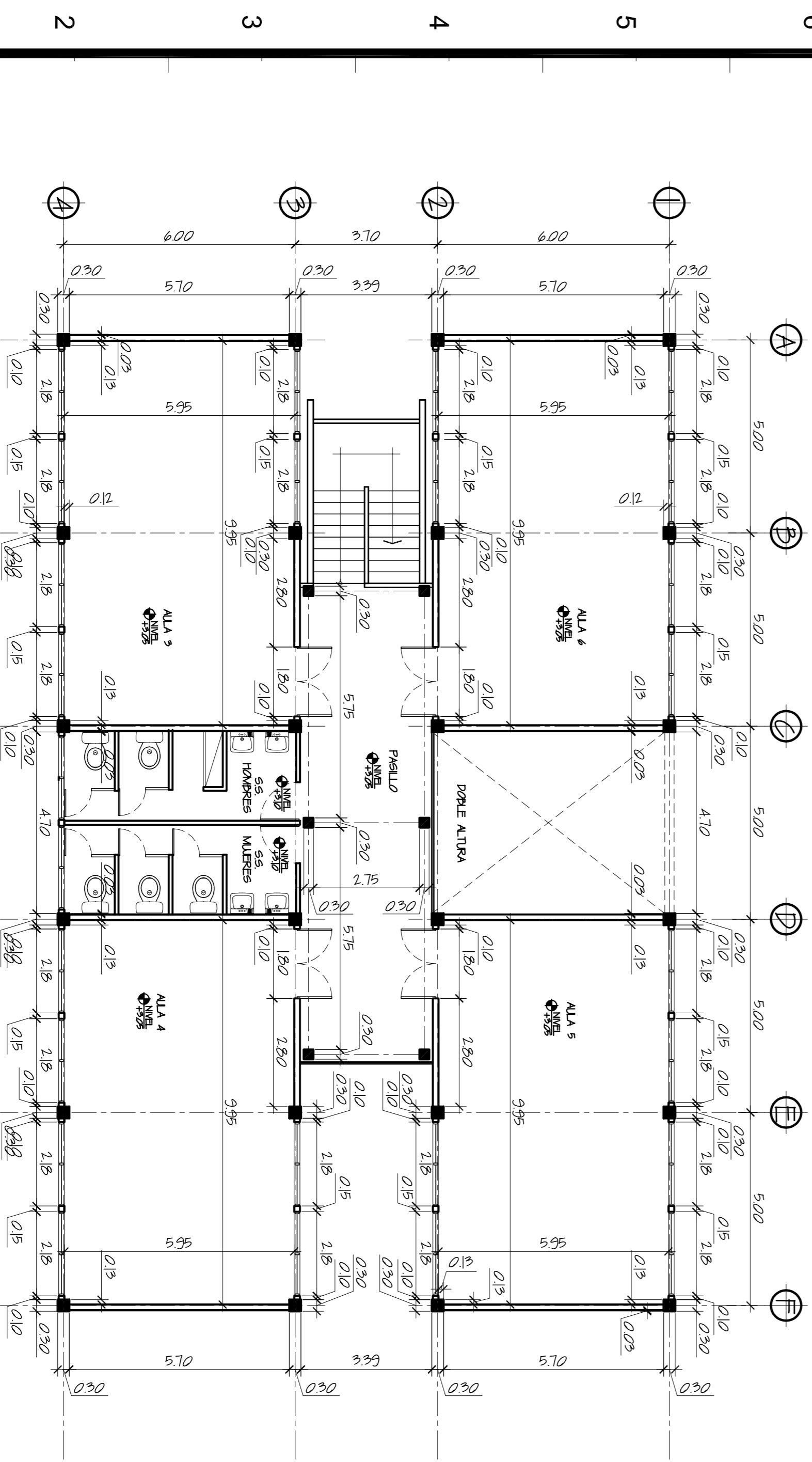
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11
A B C D E F G H I J K L



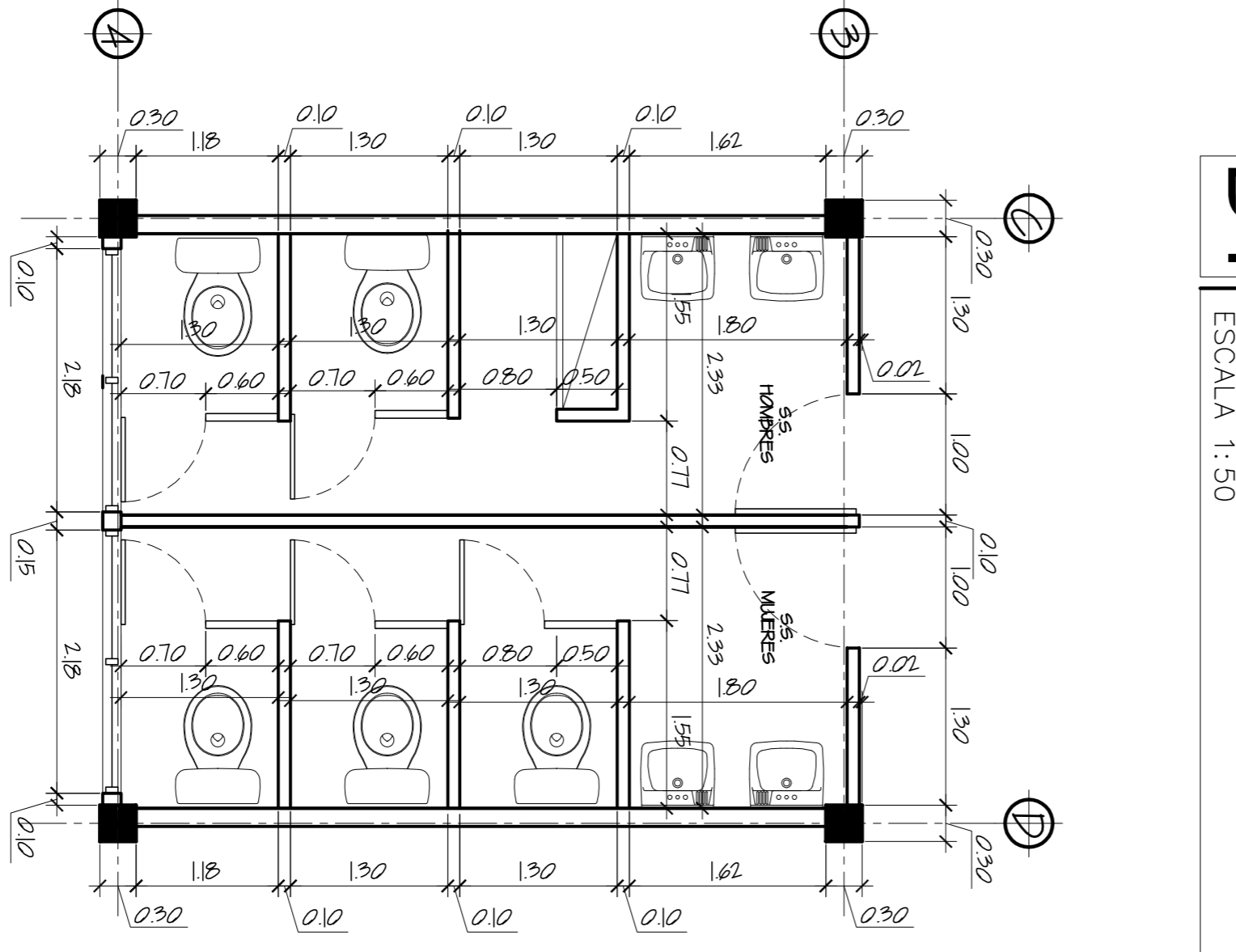
P1 PLANTA PRIMER NIVEL
ESCALA 1:100



**D1 PLANTA ACOTADA
MODULO DE GRADAS**
ESCALA 1:50



P2 PLANTA SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:100



**D2 PLANTA ACOTADA
MODULO TIPICO DE SANITARIOS**
ESCALA 1:50

NOTAS:



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS 2008
MAYOR ALFARO DE SAN CARLOS, GUATEMALA

PROYECTO: Instituto Básico por Cooperativa, Sta. María, El Tablón
ESCALA: INDICADA
FECHA: JULIO 2008
TRABAJO: HUEL

DISENYO Y DESARROLLO:	ING. SILVIO RODRIGUEZ	U	A	E	I
INGENIERO ASESOR:	HOMERO APARICIO ESCOBAR LOPEZ				
CARRERA:	2004-30588				

CONTENIDO:	HORA N°:
PLANTA ACOTADA	3
	14

ING. SILVIO RODRIGUEZ
ASESOR PROFESIONAL

HOMERO APARICIO ESCOBAR LOPEZ
ING. INGENIERO

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

1

2

3

4

5

6

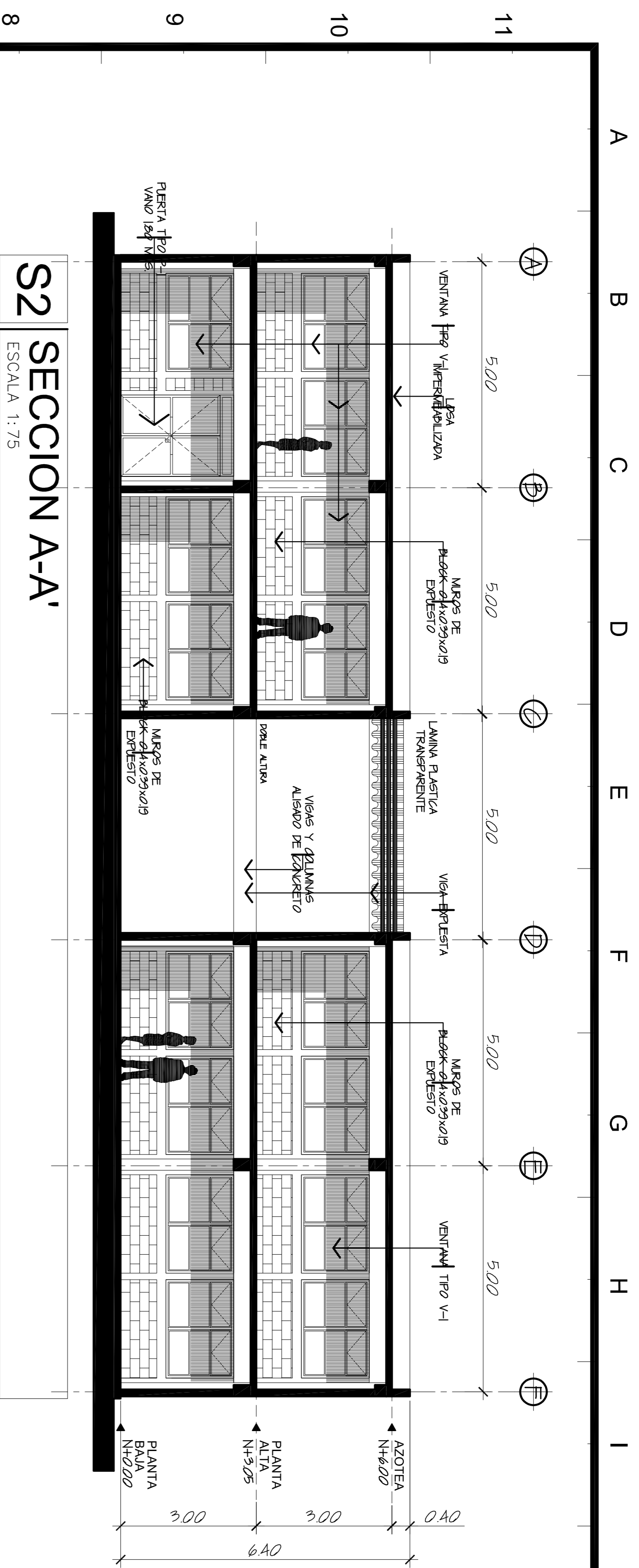
7

8

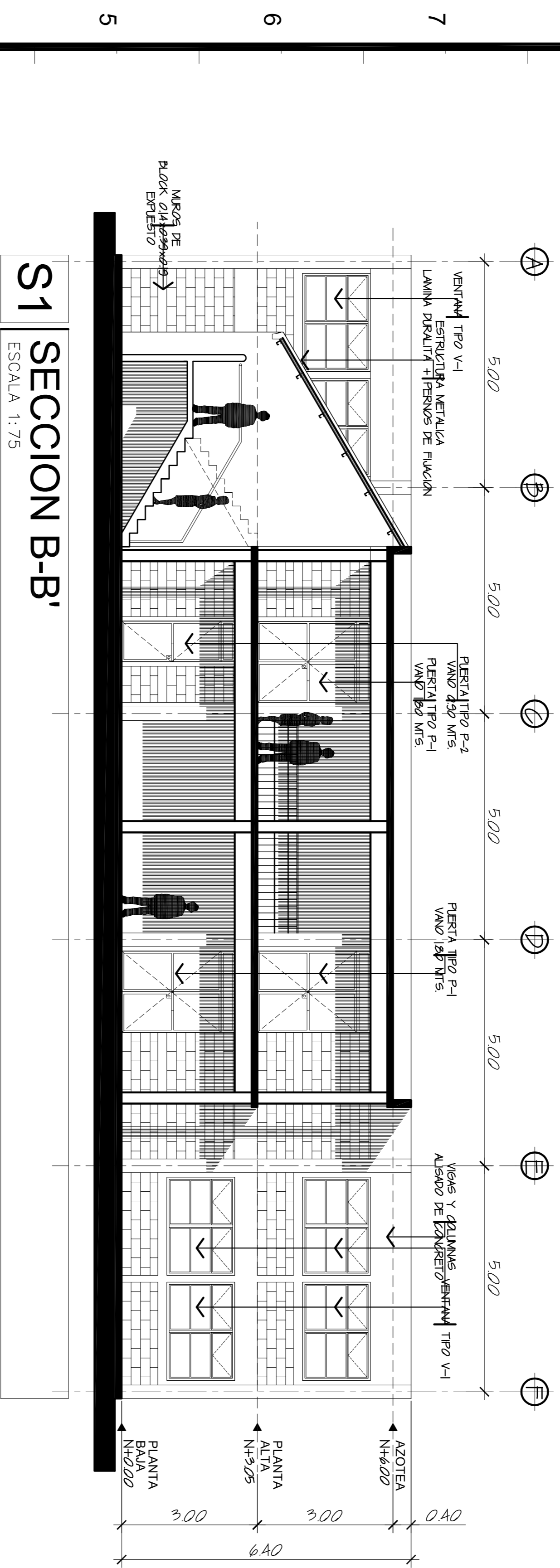
9

10

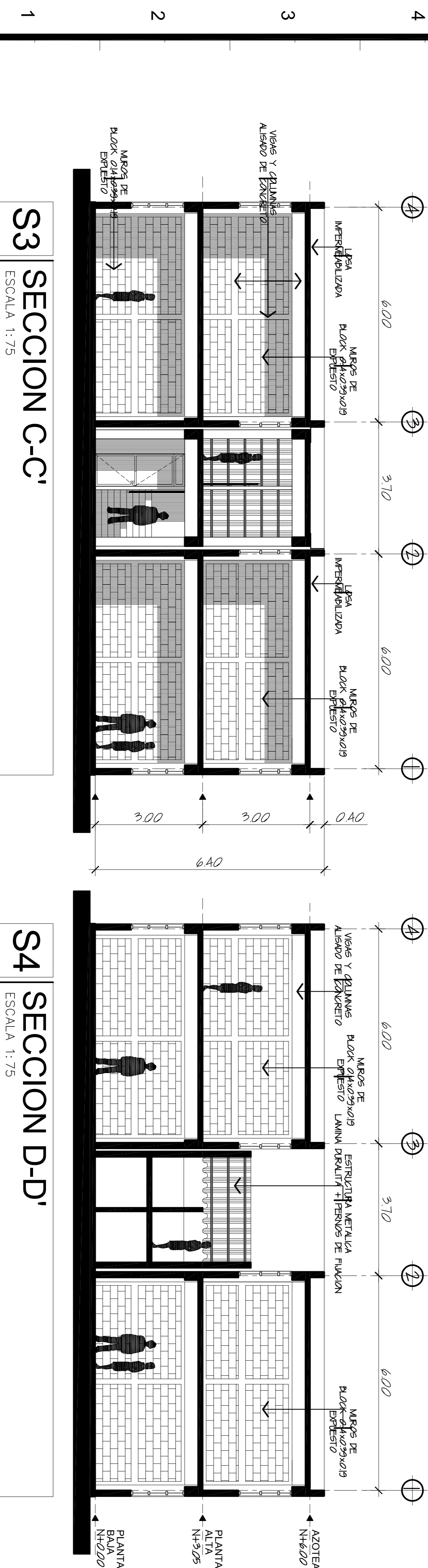
11



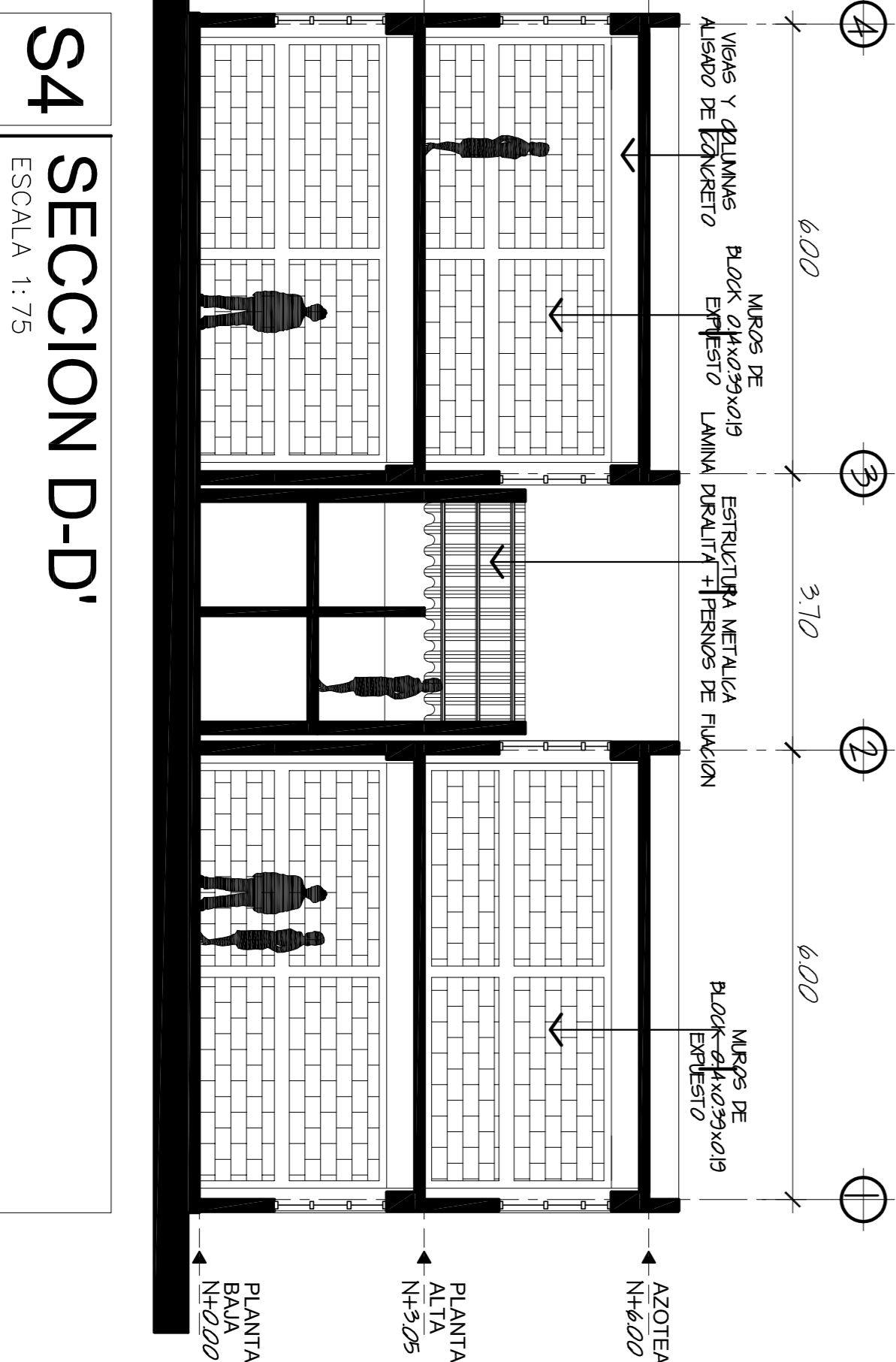
S2 SECCION A-A'
ESCALA 1:75



S1 SECCION B-B'
ESCALA 1:75



S3 SECCION C-C'
ESCALA 1:75



S4 SECCION D-D'
ESCALA 1:75

NOTAS:



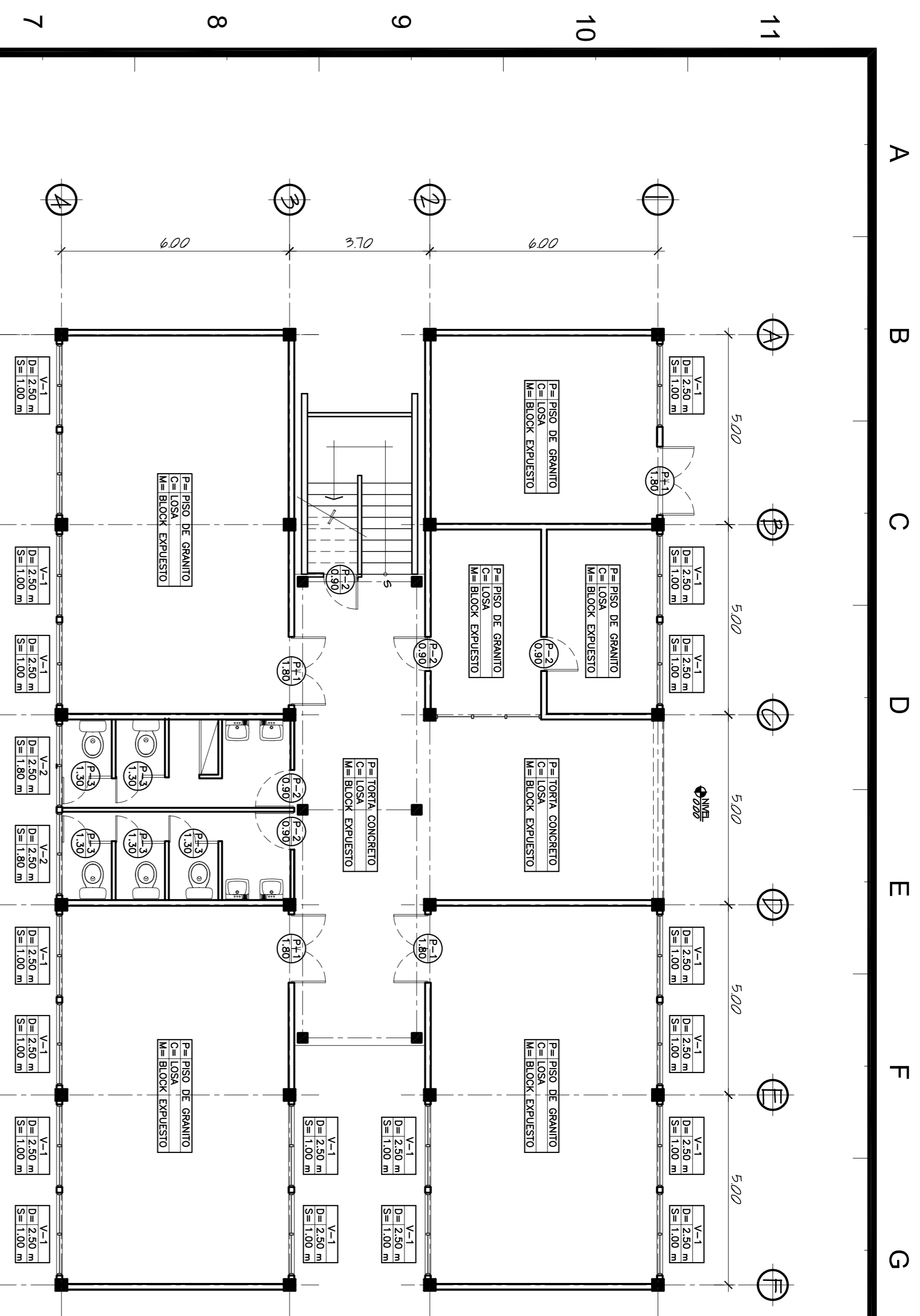
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS 2008
MUNICIPALIDAD DE SOCCA, SOCCA

PROYECTO: Instituto Básico por Cooperativa, Sta. María, El Tablón
ESCALA: INDICADA
FECHA: JULIO 2008
DISEÑO: HABEL

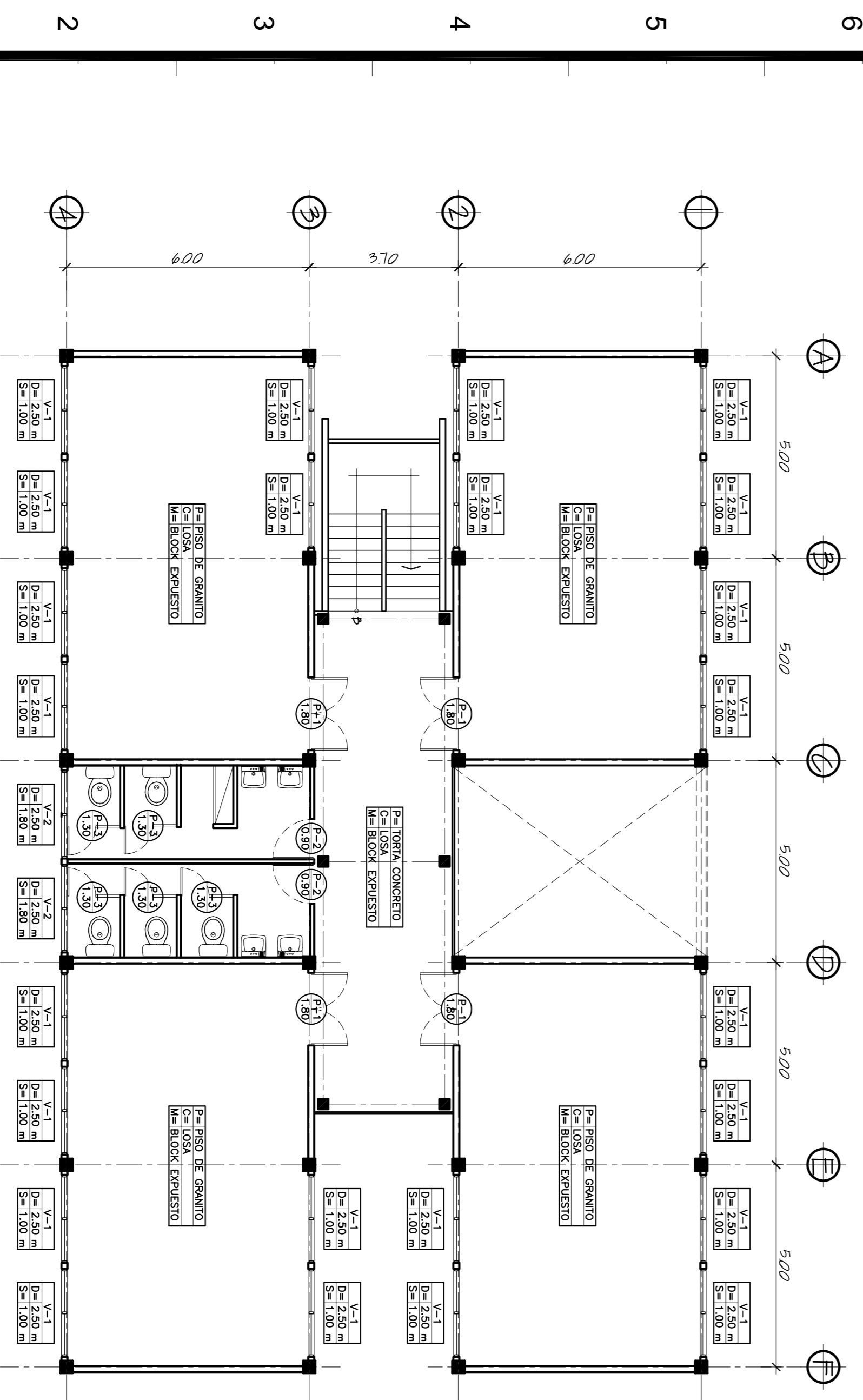
DISEÑO Y DESARROLLO: HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ
CARRIL: 2004-30588
ASESOR: ING. SILVIO RODRÍGUEZ

CONTENIDO	U	A	E	I
SECCIONES			4	
			14	

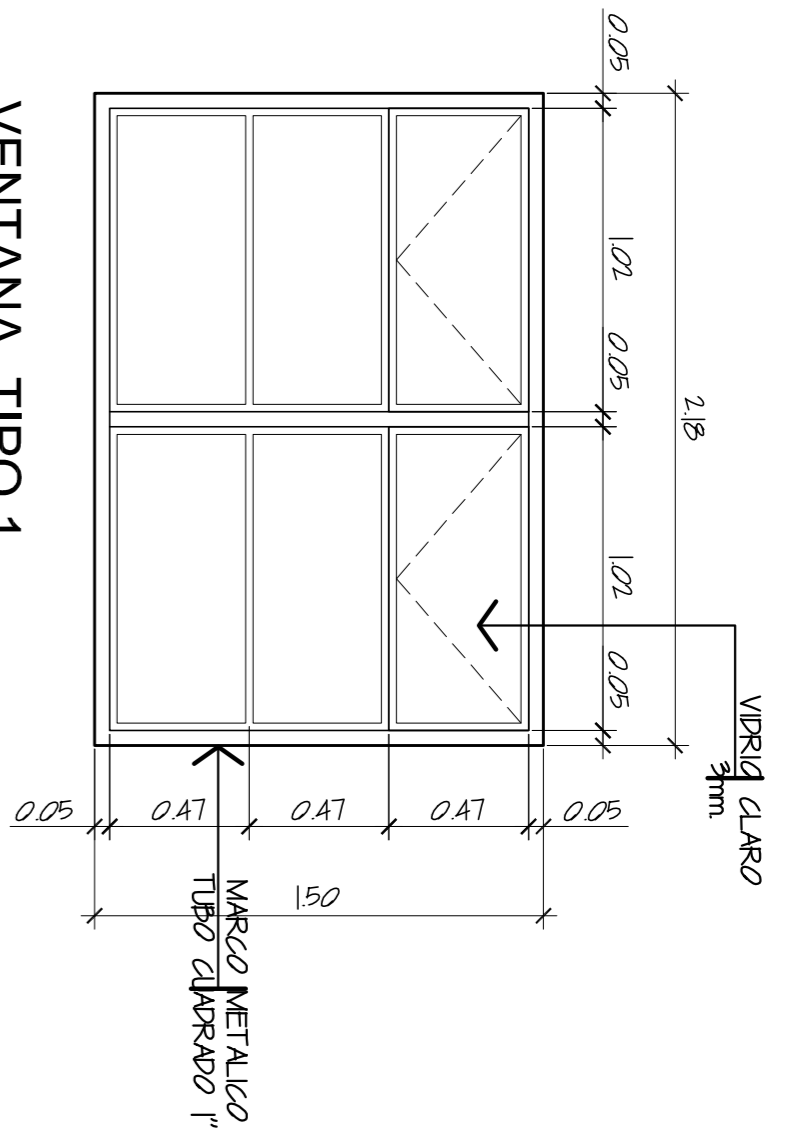
ING. SILVIO RODRÍGUEZ
MUNICIPALIDAD DE SOCCA, SOCCA



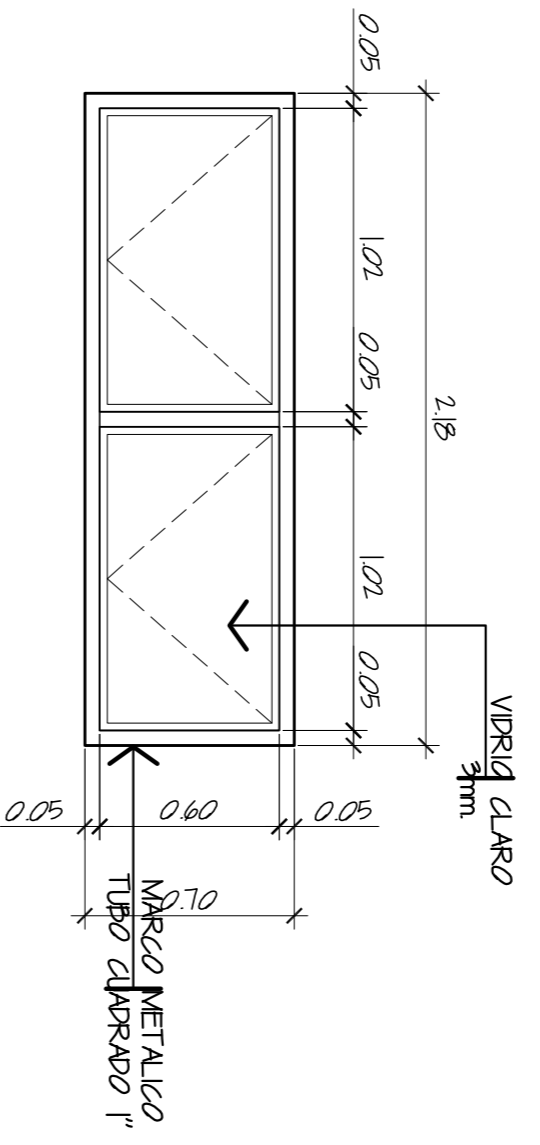
P1 PLANTA PRIMER NIVEL
ESCALA 1:100



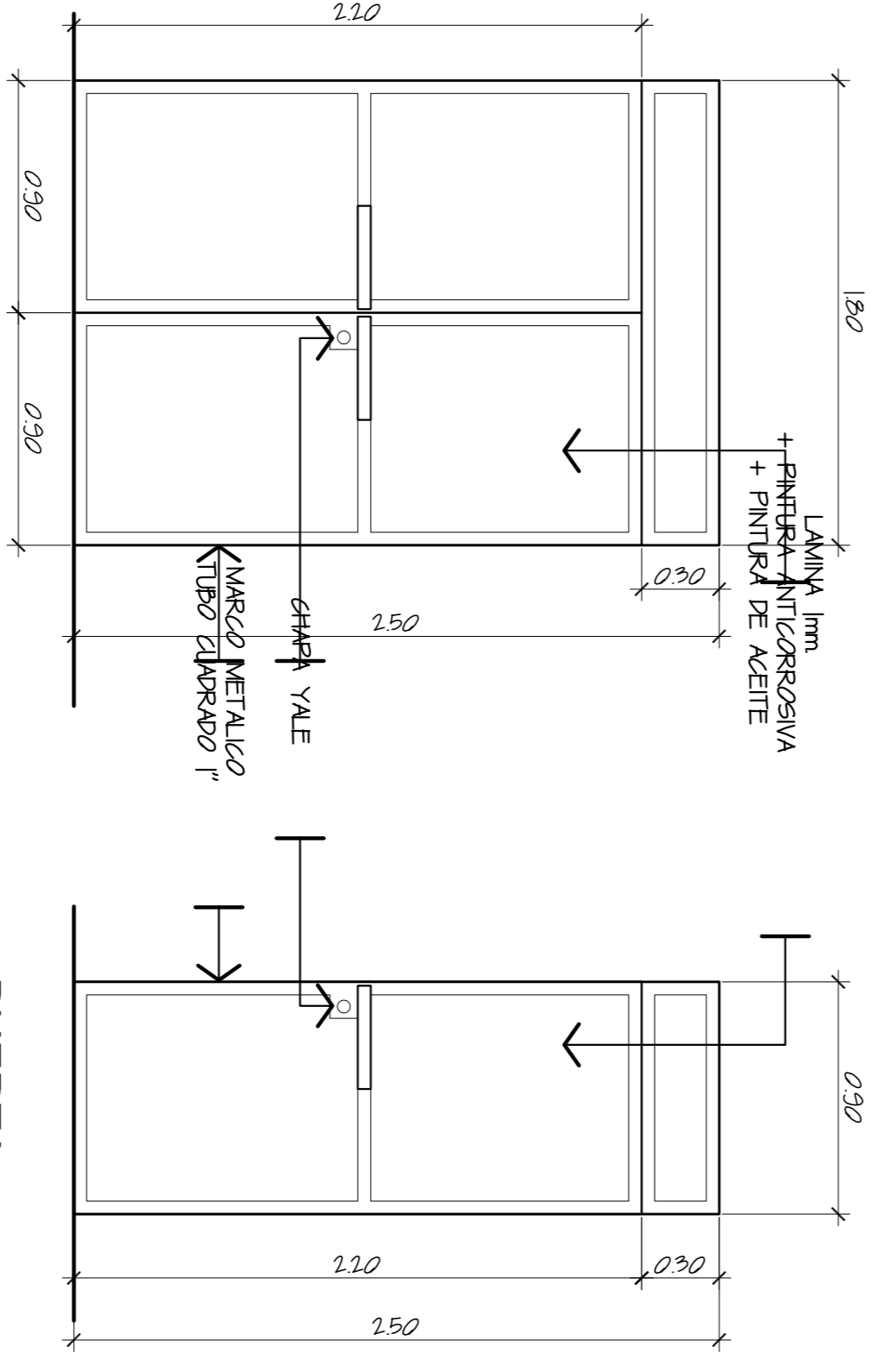
P2 PLANTA SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:100



VENTANA TIPO 1
SILLAR 1.00
DINTEL 2.50

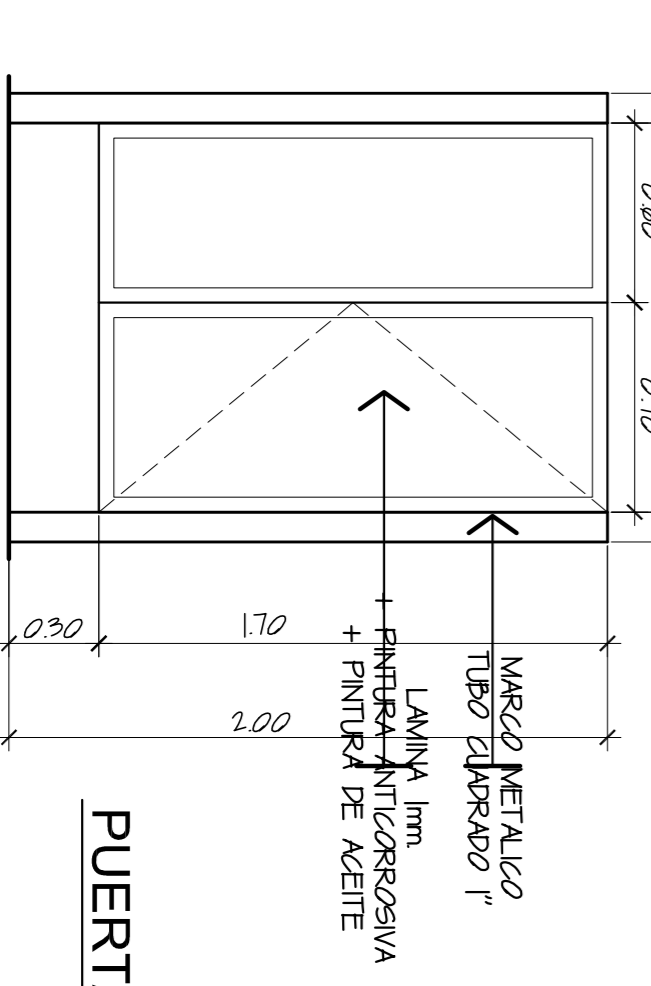


VENTANA TIPO 2
SILLAR 1.80
DINTEL 2.50



PUERTA TIPO 1
VANO 1.80
DINTEL 2.50

PUERTA TIPO 2
VANO 0.90
DINTEL 2.50



PUERTA TIPO 3
VANO 1.30
DINTEL 2.00

NOTAS:

ACABADOS

SIGNO	SIMBOLOGIA	SIGNIFICADO
P=		INDICA ACABADO EN PISO
C=		INDICA ACABADO EN CIELO
M=		INDICA ACABADO EN MURO
V-1		TIPO DE VENTANA
D=2.50 m		INDICA ALTURA DE DINTEL
S=1.00 m		INDICA ALTURA DE SILLAR
(P-1) 1.80		TIPO DE PUERTA
		ANCHO EN MTS. DE VANO

PLANILLA DE PUERTAS Y VENTANAS

TIPO	CANT.	DINTEL	SILLAR	ALTO	ANCHO	HOJAS
P-1	8	---	---	2.50	1.80	2
P-2	7	---	---	2.50	0.90	1
P-3	10	---	---	2.00	1.30	1
V-1	42	2.50	1.00	1.50	2.18	-
V-2	4	2.50	1.80	0.70	2.18	-

SIMBOLOGIA



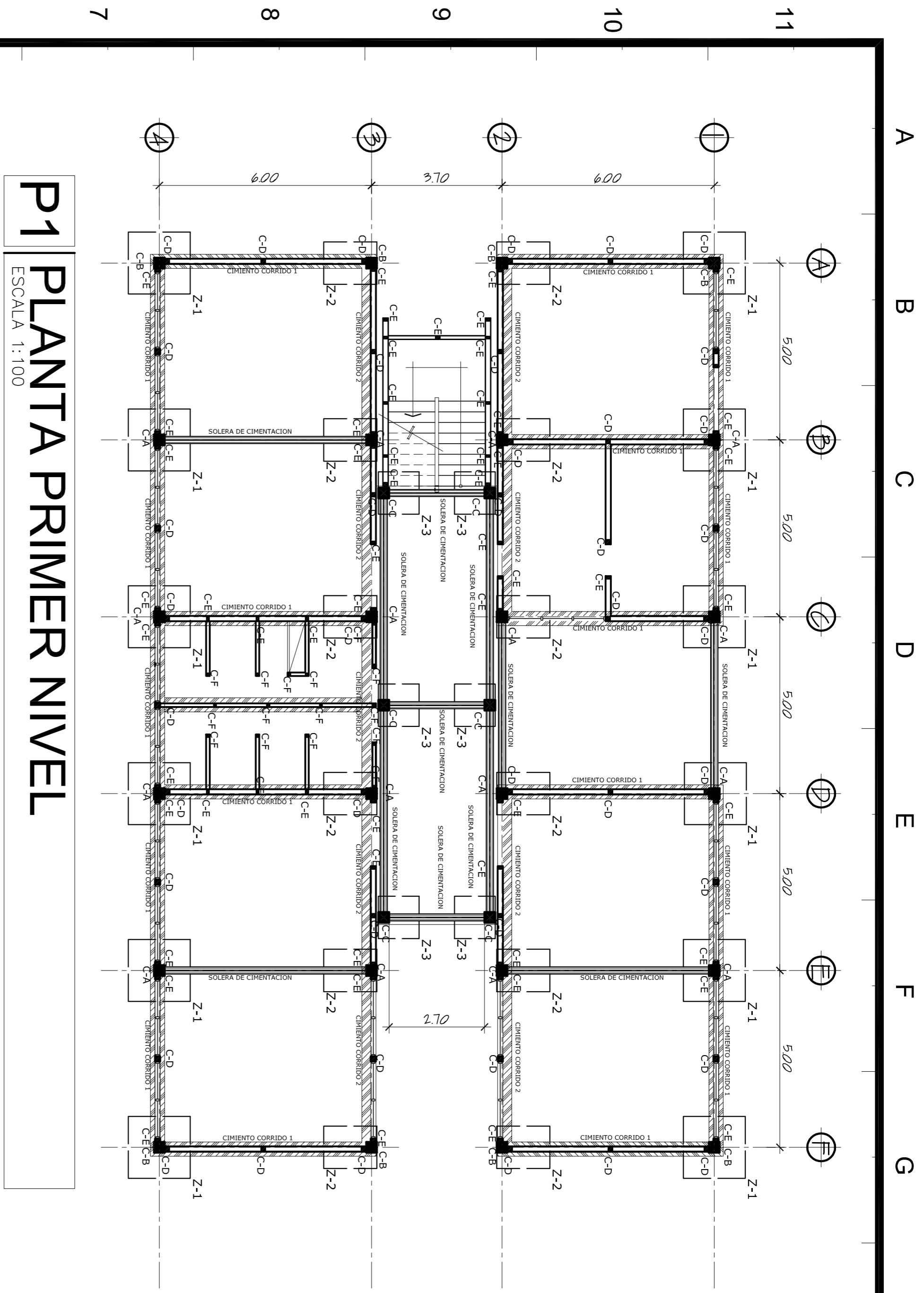
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS 2008
MATERIA: ALABO DE SOLA, SCSA 2008

PROYECTO: Instituto Básico por Cooperativa, Sta. María, El Tablón
FECHA: JULIO 2008
DISEÑADOR: HABEL

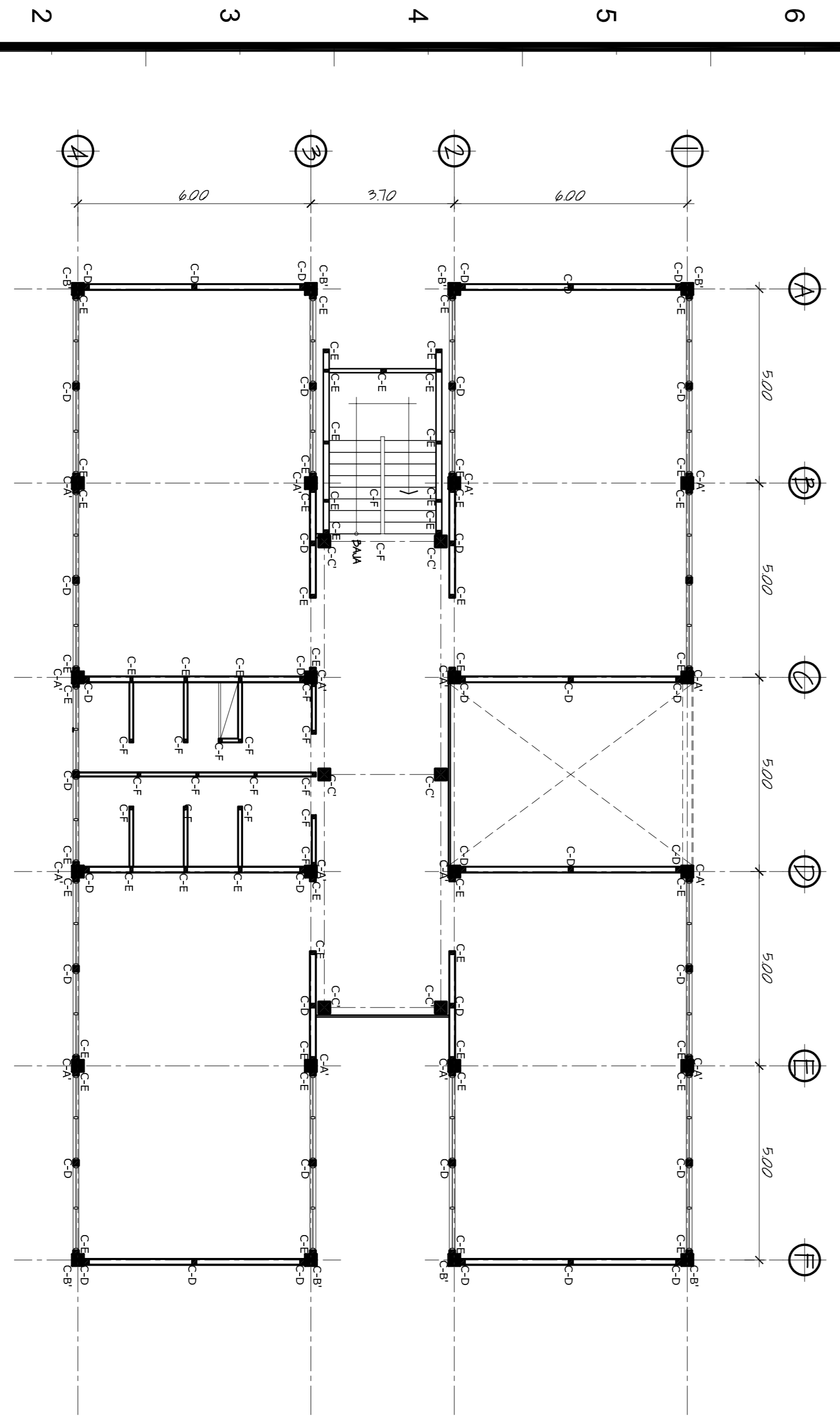
DISEÑO Y DESARROLLO	ASESOR	U	A	E	I
HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ CÁRTEL: 2004-30588	ING. SILVIO RODRÍGUEZ				

CONTENIDO	HORA N°
PLANTA DE ACABADOS	5
+ PLANTILLA DE PUERTAS Y VENTANAS	14

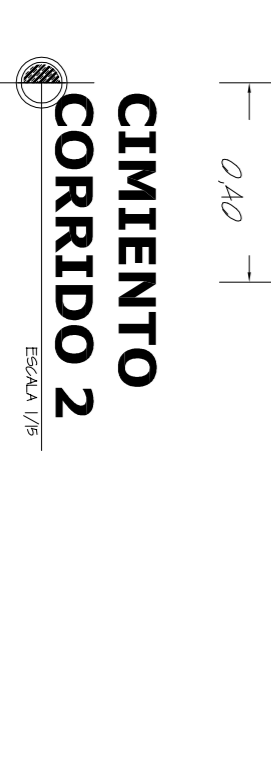
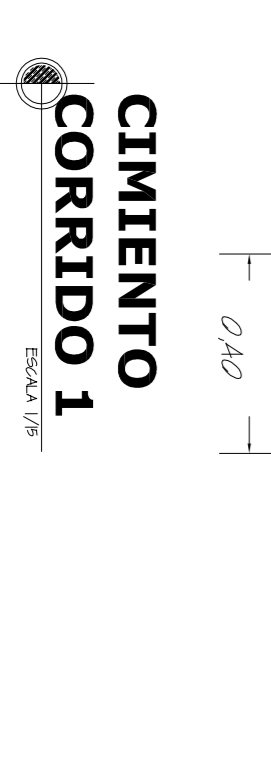
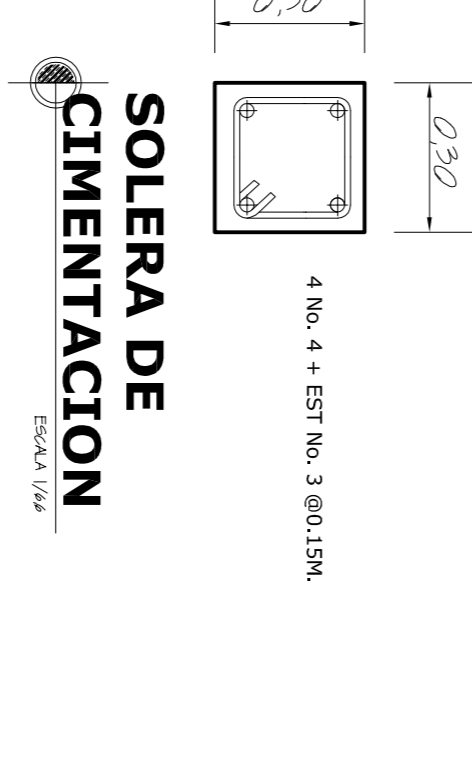
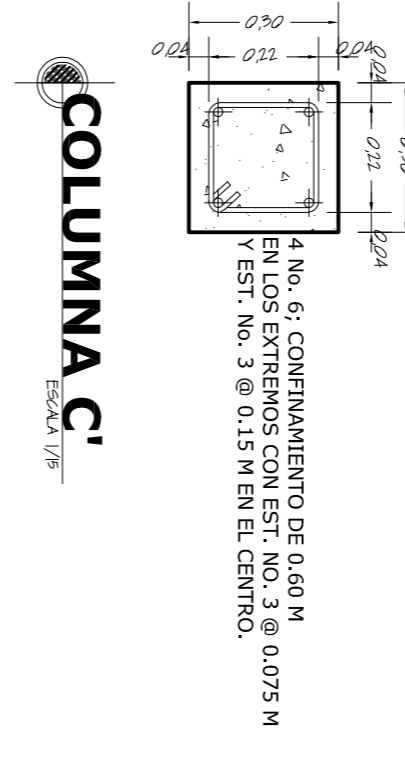
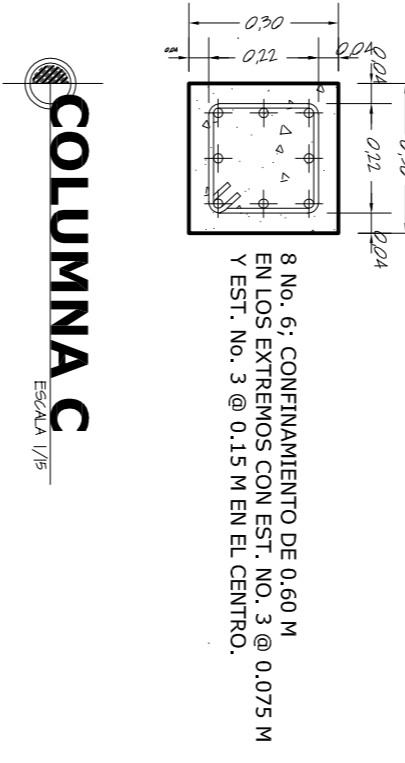
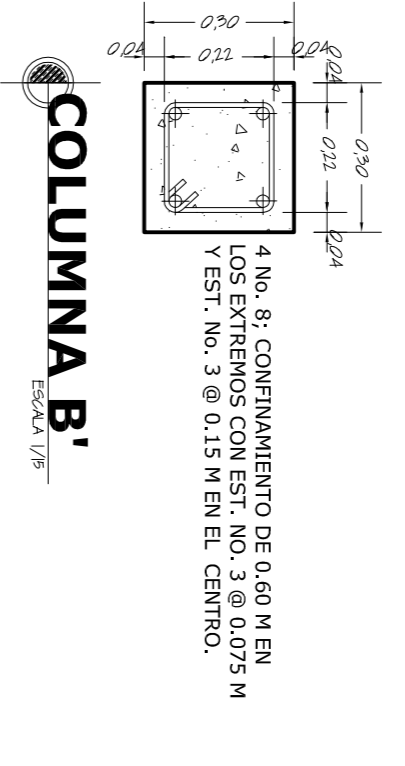
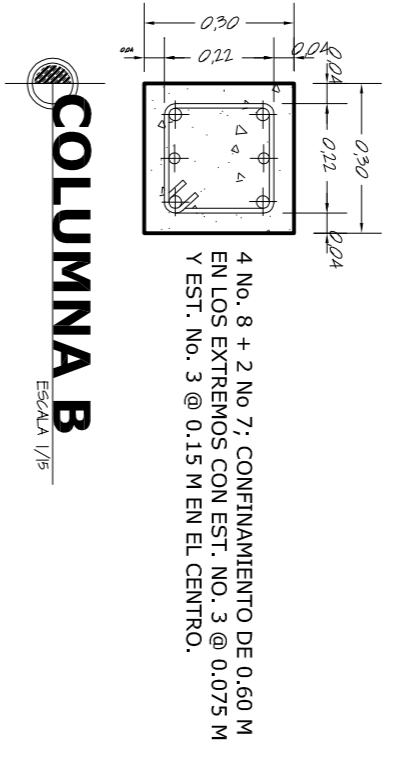
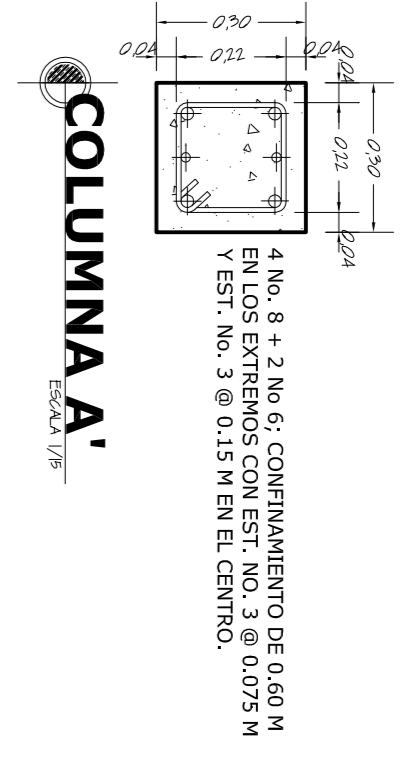
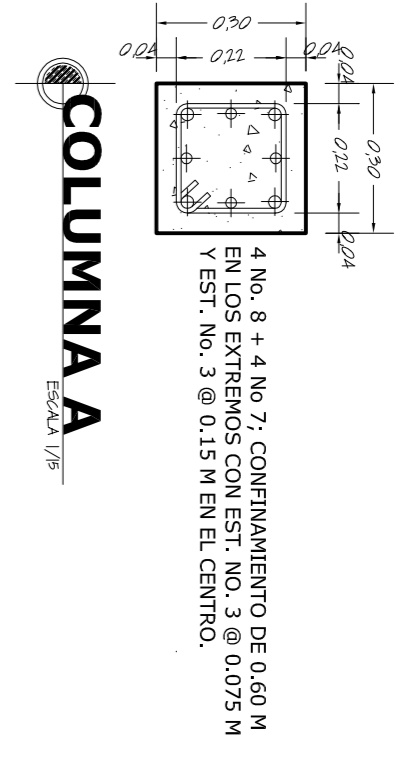
TEL: 2004-30588
ING. SILVIO RODRÍGUEZ
ASESOR PROFESIONAL



P1 PLANTA PRIMER NIVEL
ESCALA 1:100



P2 PLANTA SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:100



NOTAS:

RECUBRIMIENTO MINIMO	
1 COLUMNAS	0.040 m
2 VIGAS	0.040 m
3 CIMENTOS	0.075 m Cap. 7
4 LOSAS	0.025 m

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

1 CONCRETO	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	A.C.I. 318 - 05
2 ACERO DE REFUERZO	$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$	Cap. 21
3 REFUERZO A CORTE	$f_v = 2810 \text{ kg/cm}^2$	21.2.4-1,2.5
4 RES. DE BLOCK	$f_m = 25 \text{ kg/cm}^2$	

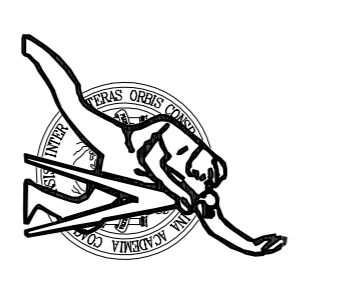
- EL CEMENTO DEBE CUMPLIR CON LO ESPECIFICADO EN EL CODIGO A.C.I. 318 - 05 SECC. 3.2
- LOS AGREGADOS DEBEREN CUMPLIR CON LO ESPECIFICADO EN EL CODIGO A.C.I. 318-05 SECC. 3.3.
- EL AGREGADO FINO SERA ARENA DE RIO LIBRE DE BASURA Y AGENTES CONTAMINANTES.
- EL AGREGADO GRUESO A USAR SERA:
- VIGAS Y COLUMNAS USAR DE $\frac{1}{2}$ Y $\frac{1}{4}$ MOCHETOS O CANTILLAS USAR DE $\frac{1}{2}$ CIMENTOS Y ZAPATAS USAR DE $\frac{1}{4}$ "
- EL ACERO DE REFUERZO ES GRADO 40
- LA PROPORCIÓN A UTILIZAR PARA EL TERCEADO DEL CONCRETO ES:
1:2:3 CEMENTO: ARENA: PIEDRA

LOS EMPALMES EN EL REFUERZO SERAN POR TRASLAPO Y CUMPLIRAN CON LAS ESPECIFICACIONES EXPUESTAS EN LA SECCION 12.15 Y 12.16 DEL CODIGO A.C.I. 318-05.

SE SUGIERE QUE LOS EMPALMES SEAN EN PUNTOS DE ESFUERZO MINIMO Y ESCALONADOS, PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS EN ZONAS DE ESFUERZO CRITICO.

LONGITUD DE EMPALMES (m)			
BARA	COLUMNAS (compresion)	VIGAS Y LOSAS CLASE B	
3	0.30	0.47	
4	0.40	0.63	A.C.I. 318 - 05
5	0.50	0.78	Cap. 12
6	0.60	0.94	12.15.1-12.16.1
7	0.70		
8	0.80		

EN EMPALMES EL ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS SERA DE 10 CM



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS 2008
MAYORALDO DE SANCIA, SANCIA

PROYECTO: Instituto Básico por Cooperativa, Sta. María, El Tablón
ESCALA: INDICADA
FECHA: JULIO 2008
DIBUJO: HANEL

DISEÑO Y DESARROLLO	ASESOR	U	A	E	I
HOMERO APARICIO ESCOBAR LOPEZ CARRI: 2004-30588	ING. SILVIO RODRIGUEZ				

PLANTA DE ESTRUCTURAS + DETALLES		HORA N°
		6
		14

ING. SILVIO RODRIGUEZ
ING. HANIEL

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

11

10

9

8

7

6

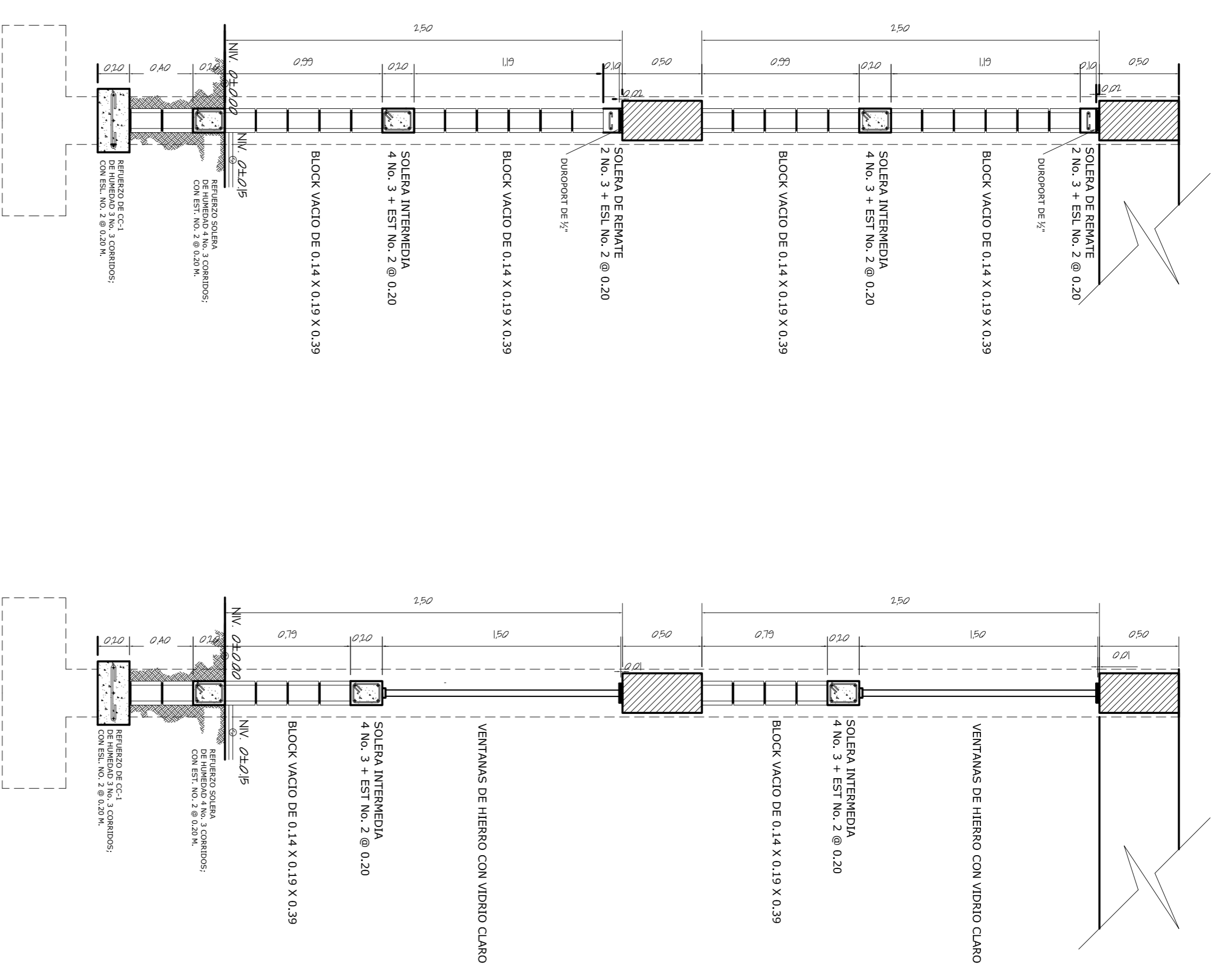
5

4

3

2

1



DETALLE DE MUROS
ESCALA 1/75

DETALLE DE MUROS CON VENTANAS
ESCALA 1/75

DETALLE DE GANCHOS ESTANDAR
ESCALA 1/75

DETALLE DE ARMADO DE GRADAS
ESCALA 1/75

SOLETA DE REMATE TIPO A
ESCALA 1/10

SOLETA DE REMATE TIPO B
ESCALA 1/10

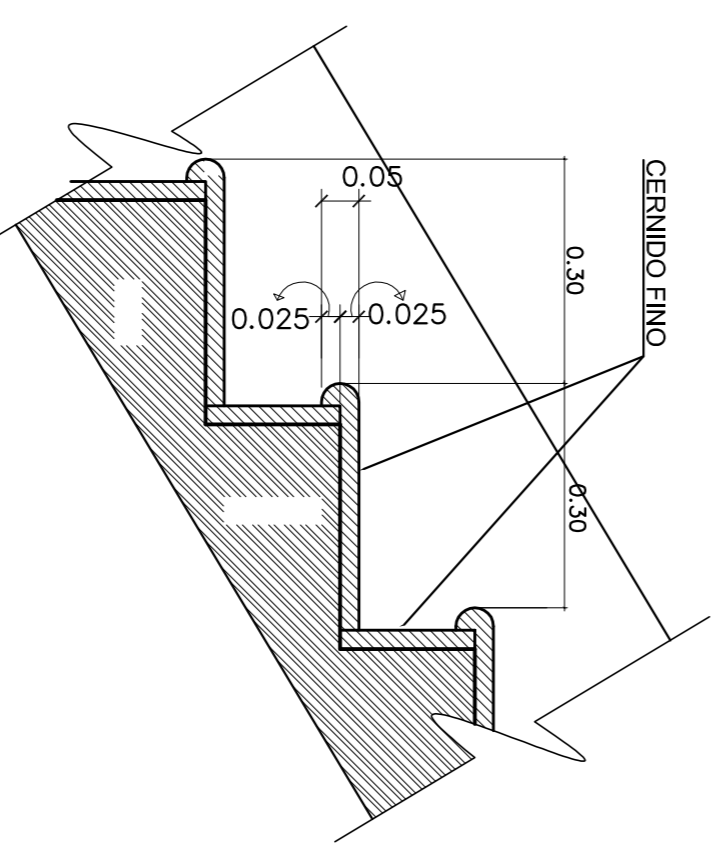
SOLETA INTERMEDIA TIPO A
ESCALA 1/10

SOLETA INTERMEDIA TIPO B
ESCALA 1/10

SOLETA DE HUMEDAD
ESCALA 1/10

SEPARACION S.S. HOMBRES Y S.S. MUJERES
ESCALA 1/10

SOLETA DE REMATE TIPO B
ESCALA 1/10

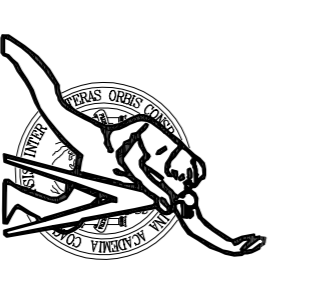


DETALLE DE HUELLA Y CONTRAHUELLA
ESCALA 1/10

NOTAS:

- GANCHOS ESTANDAR (A.C.I. 318-05, cap. 7.1, cap. 21.1)
- Para estribos: Barra No 2 y 3, dobléz de 135° más extensión de 7.5 cm.
- Para estabones: Doblez de 180° mas una extensión de 12 db en el extremo libre de la barra.
- Ganchos a 90°: Doblez de 90° más una extensión de 12 db en el extremo libre de la barra.

LOS ESTRIBOS SE CERRARAN CON UN GANCHO SISMICO CON UN DOBLEZ DE 135° EN LOS ESALBONES CON UN DOBLEZ DE 180° AMBOS DOBLECES CON UN EXTENSION DE:		A.C.I. 318 - 05 CAP. 21 21.1
BARRA	EXTENSION (M)	
2	0.075	
3	0.075	
4	0.080	



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS 2008
MATERIA: ALBOS DE SOSTENIDA, SOSTENIDA

PROYECTO: Instituto Básico por Cooperativa, Sta. María, El Tablón
ESCALA: INDICADA
FECHA: JULIO 2008
DISEÑADOR: HAMEL

DISEÑO Y DESARROLLO	ASESOR	U	A	E	I
HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ CÁRNE: 2004-30588	ING. SILVIO RODRIGUEZ				

CONTENIDO	HORA No.
DETALLES VARIOS ESTRUCTURAS	8
	14

ING. SILVIO RODRIGUEZ
ASESOR PROFESIONAL

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

11

10

9

8

7

6

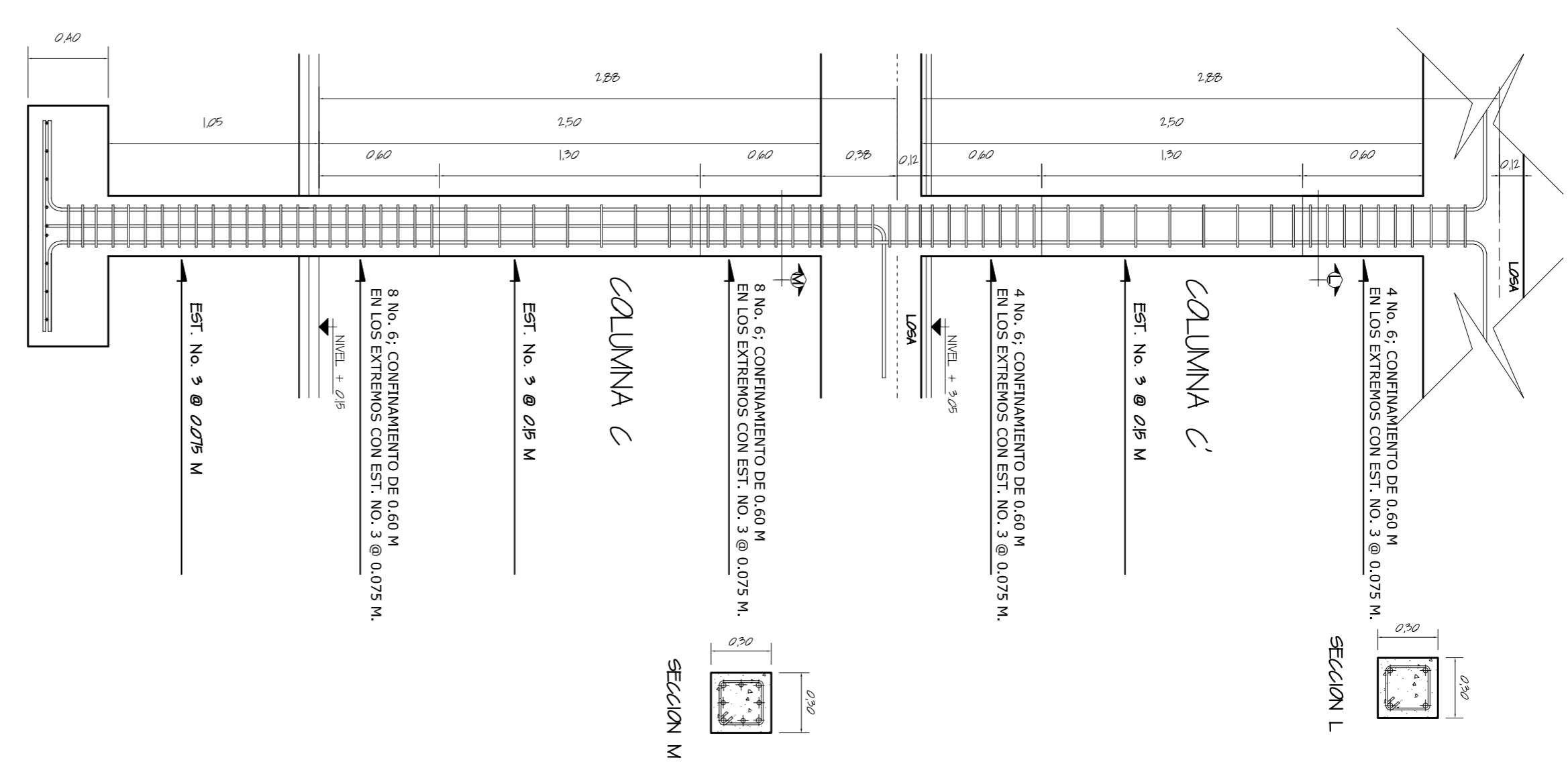
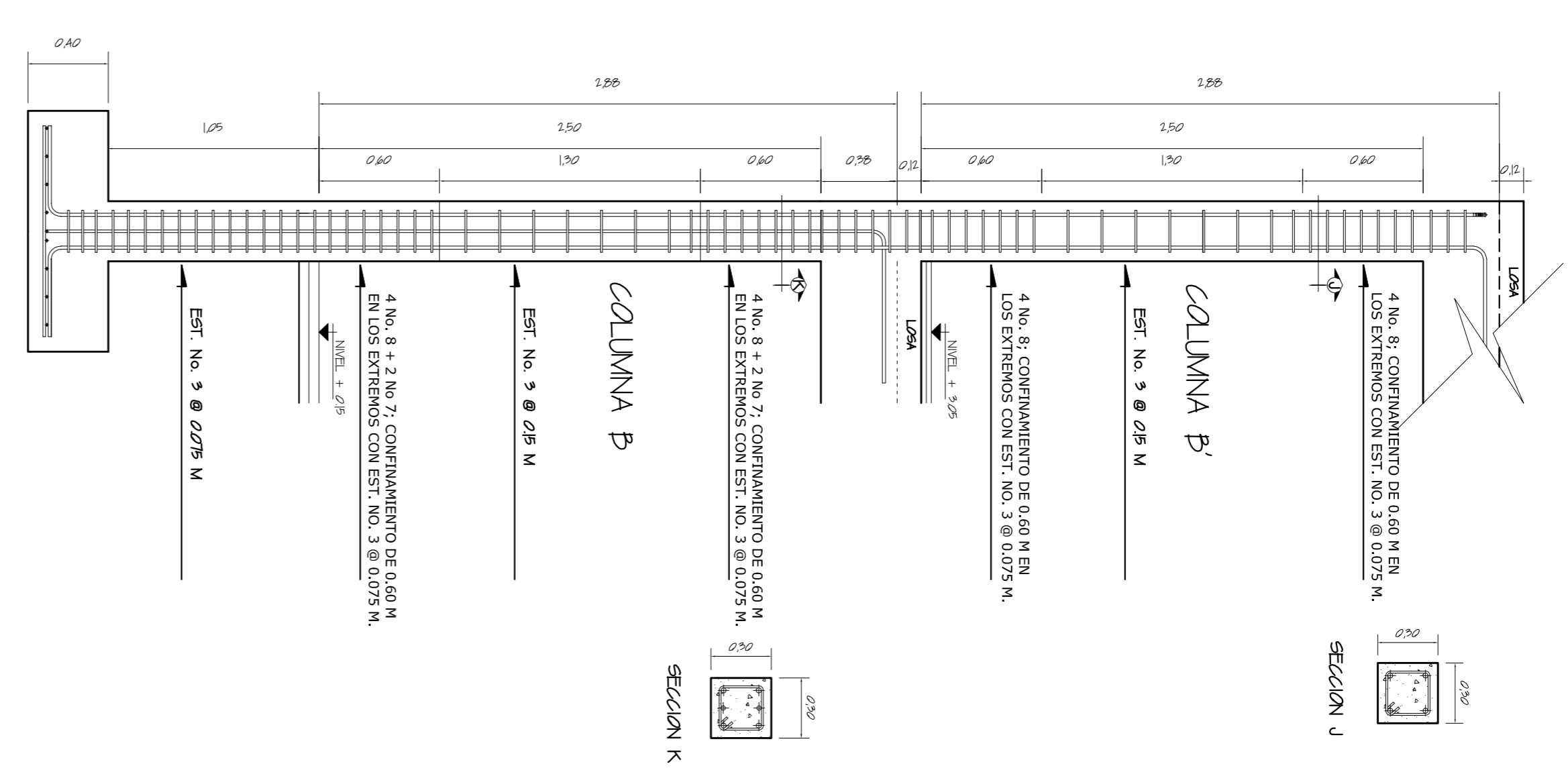
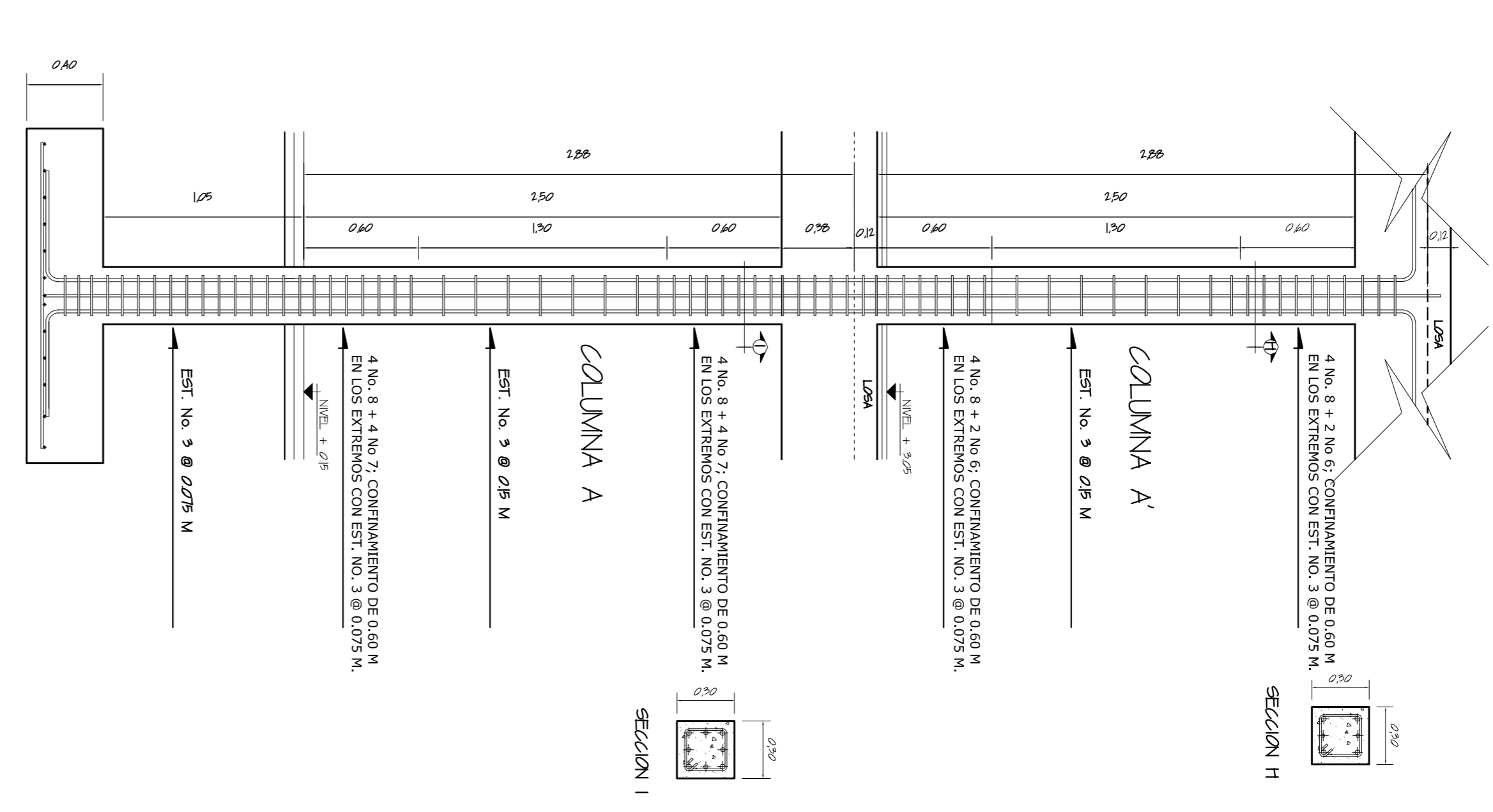
5

4

3

2

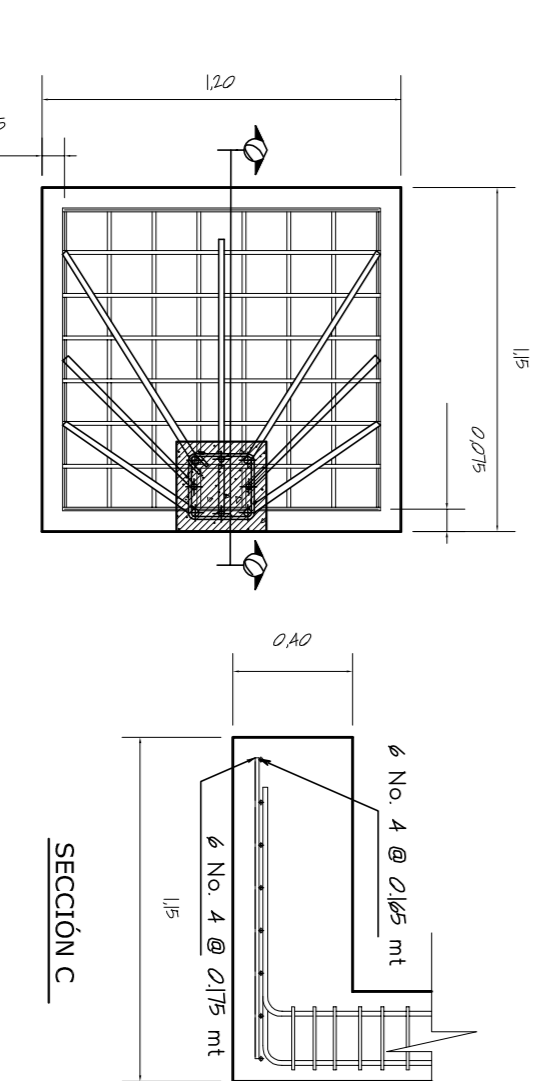
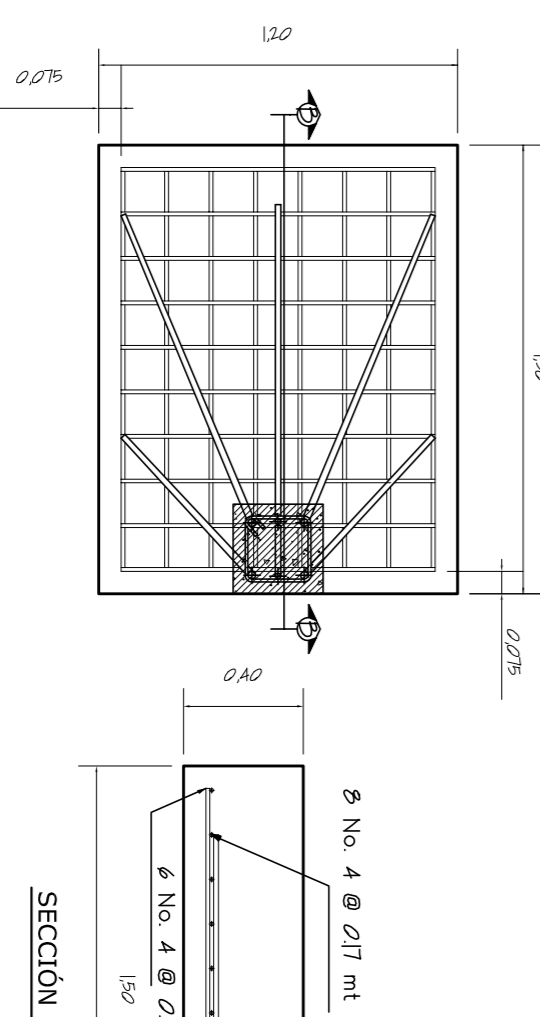
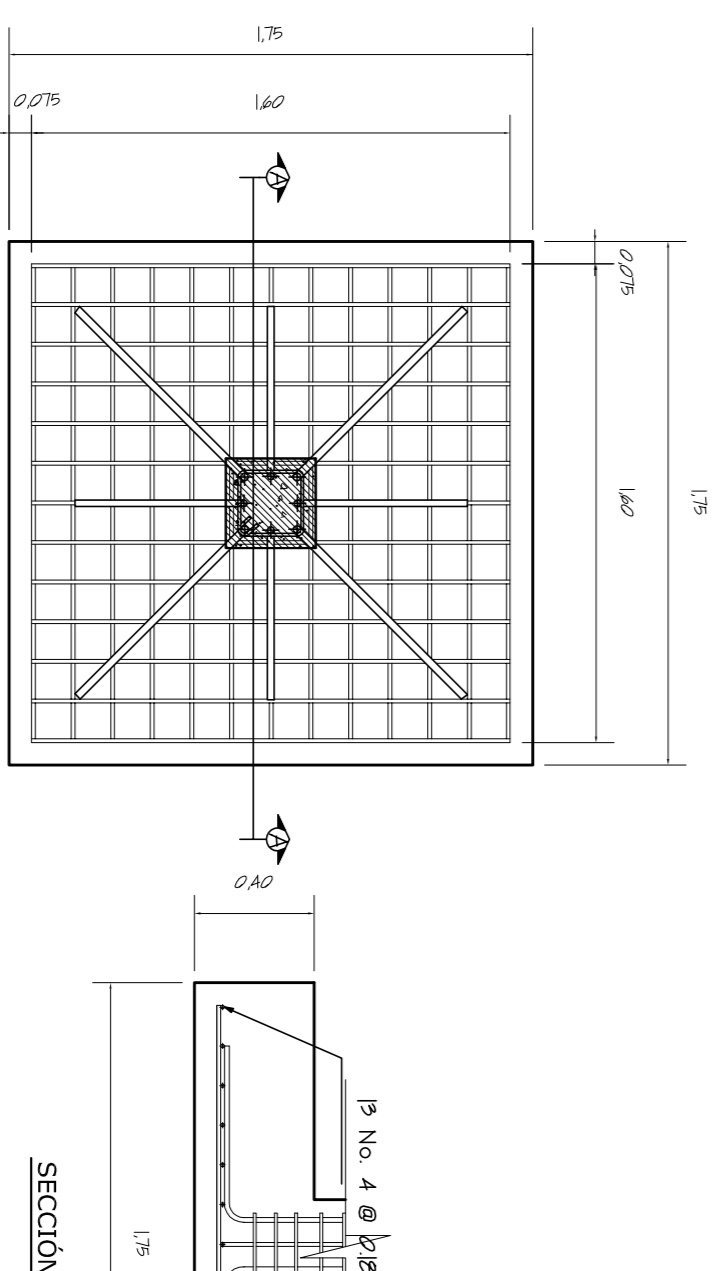
1



DETALLE SECCIÓN DE COLUMNAS A Y A'
ESCALA 1/75

DETALLE SECCIÓN DE COLUMNAS B Y B'
ESCALA 1/75

DETALLE SECCIÓN DE COLUMNAS C Y C'
ESCALA 1/75



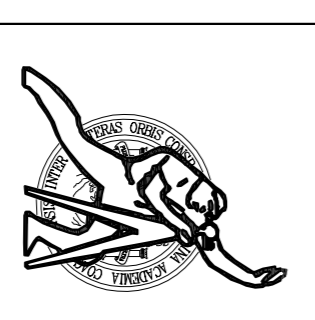
ZAPATA TIPO 1
ESCALA 1/75

ZAPATA TIPO 2
ESCALA 1/75

ZAPATA TIPO 3
ESCALA 1/75

NOTAS:

CARGAS VIVAS DE DISEÑO		
1	TECHOS	100 kg/m ²
2	AULAS	250 kg/m ²
3	PASILLOS	500 kg/m ²



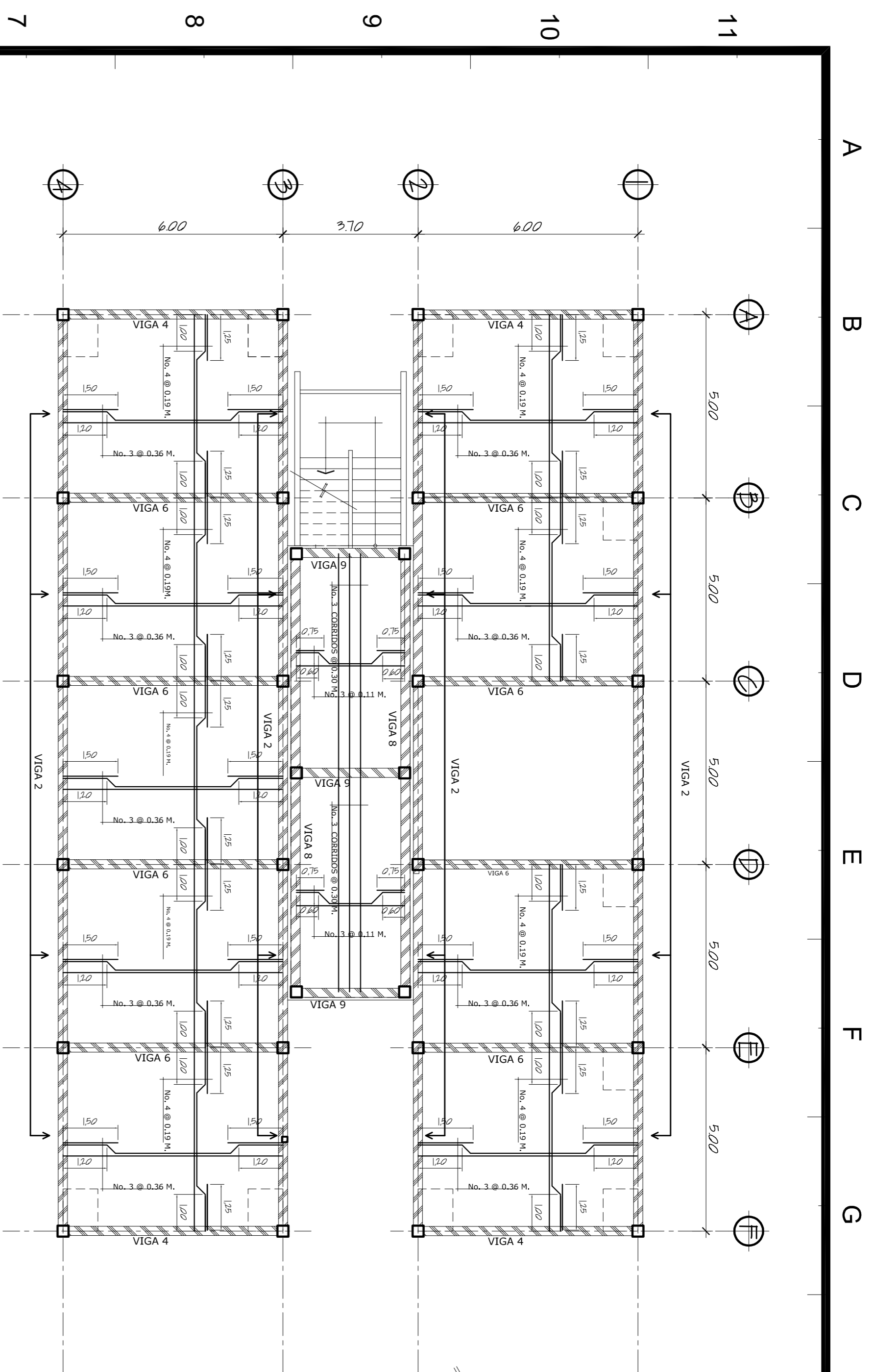
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS 2008
MAYOR ALDO DE SANCIA SANCIA

PROYECTO:
Instituto Básico por Cooperativa, Sta. María, El Tablón
FECHA: JULIO 2008
DISEÑADOR: HABEL

DISEÑO Y DESARROLLO: HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ CARRTEL: 2004-30588	ASESOR: ING. SILVIO RODRIGUEZ	U A E I
--	----------------------------------	------------------

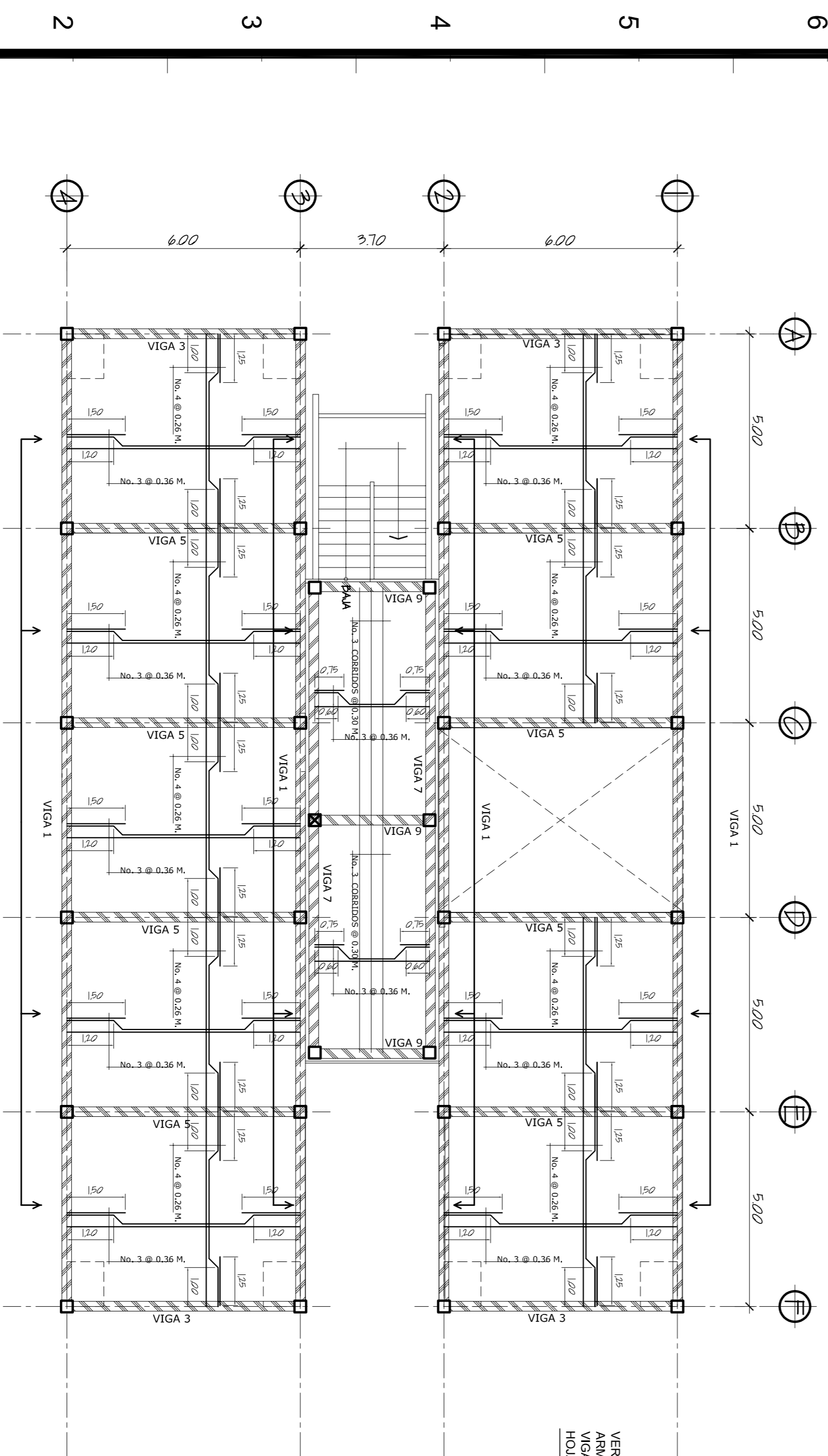
CONTENIDO: CORTES TÍPICOS DE COLUMNAS + DETALLES DE ZAPATAS	HOJA No. 7 14
---	---------------------

ING. SILVIO RODRIGUEZ
ASESOR PROFESIONAL
HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ
ASESOR PROFESIONAL



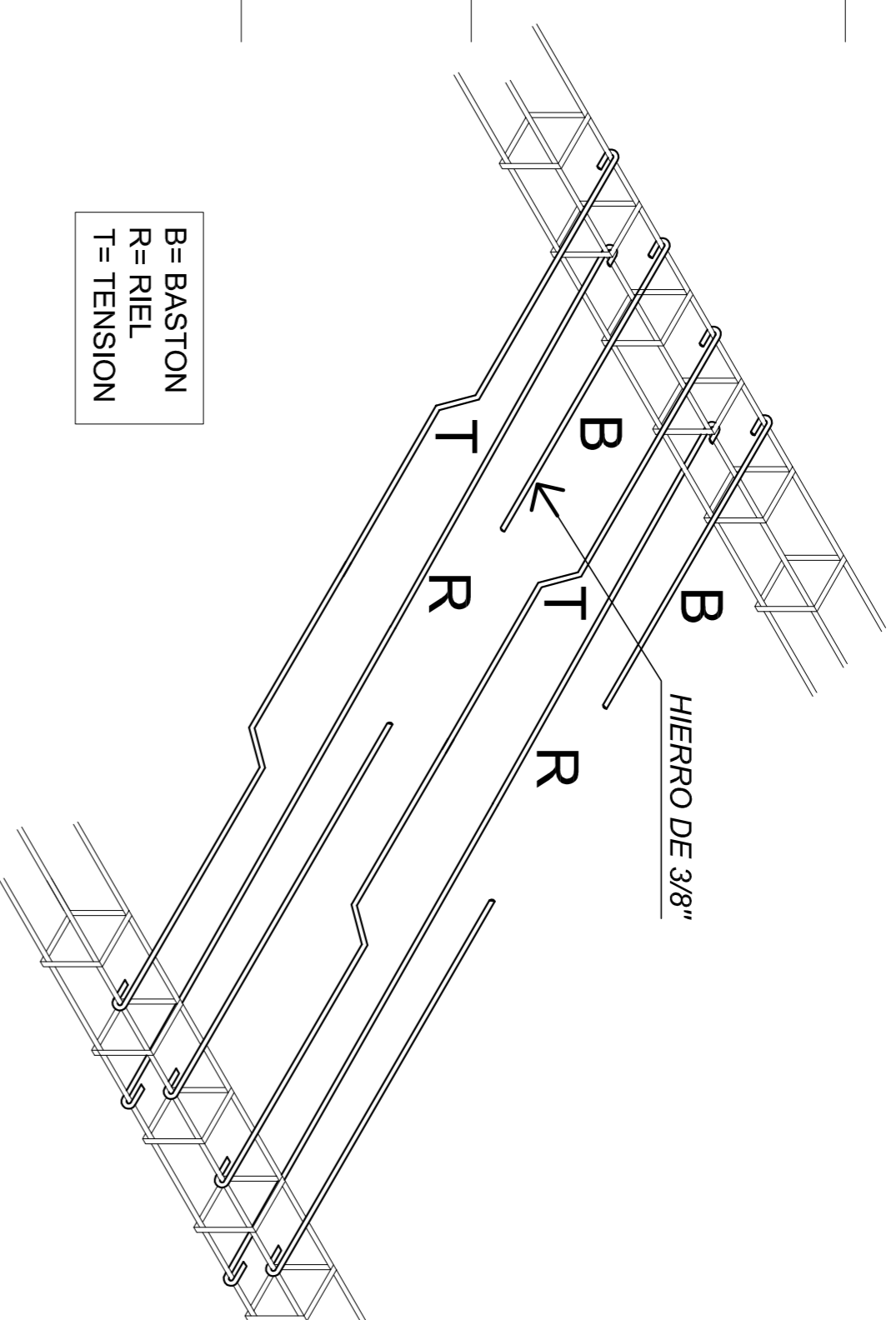
P1 PLANTA PRIMER NIVEL

ESCALA 1:100



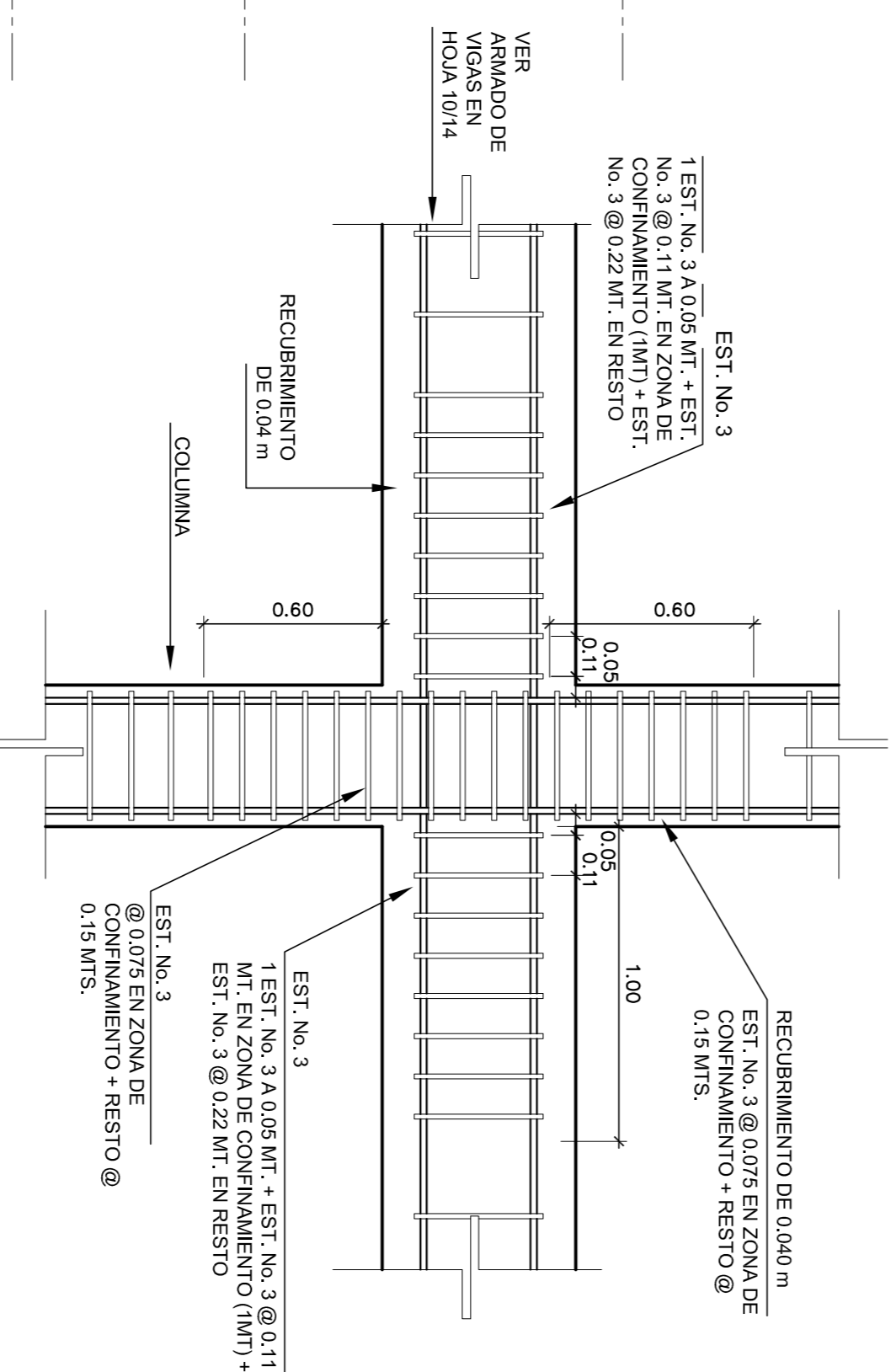
P2 PLANTA SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1:100



DETALLE DE ARMADO DE LOSA

SN ESCALA



DETALLE DE NUDO VIGA-COLUMNA, 1er. NIVEL

SN ESCALA

NOTAS:

CARGAS VIVAS DE DISEÑO		
1	TECHOS	100 kg/m ²
2	AULAS	250 kg/m ²
3	PASILLOS	500 kg/m ²



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS 2008
 MARCO ALBERTO DE SANCIA, SANCIA

PROYECTO: Instituto Básico por Cooperativa, Sta. María, El Tablón
 ESCALA: INDICADA
 FECHA: JULIO 2008
 INGENIERO: HABEL

DESIGNO Y DESARROLLADO	ASESOR	U	A	E	I
HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ CARNÉ: 2004-30588	ING. SILVIO RODRIGUEZ				

CONTENIDO	HOLAS N°
PLANTA DE LOSAS + DETALLES	9

ING. SILVIO RODRIGUEZ ASESOR PROFESIONAL	HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ ASESOR PROFESIONAL
---	---

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

1

2

3

4

5

6

7

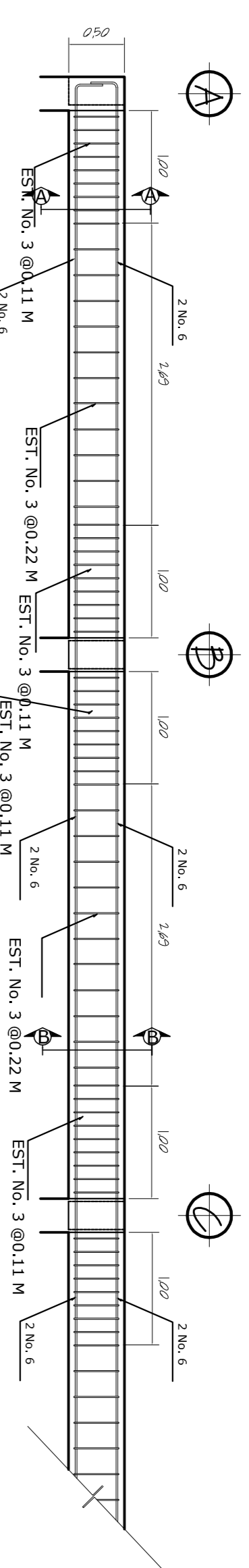
8

9

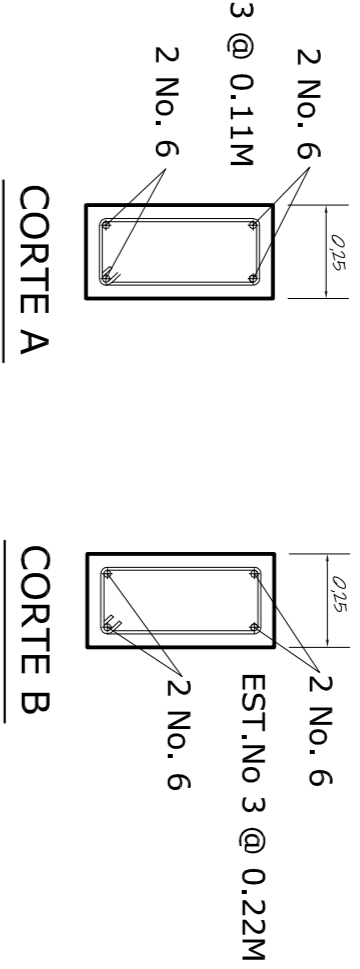
10

11

11

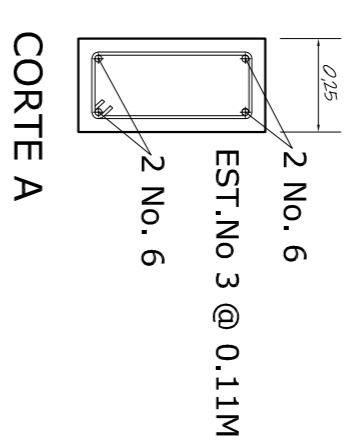


DETALLE DE VIGA 1

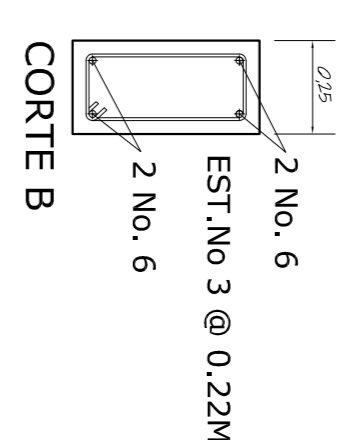
ESCALA 1/45
ESCALA CORTES 1/20

CORTE A

CORTE B

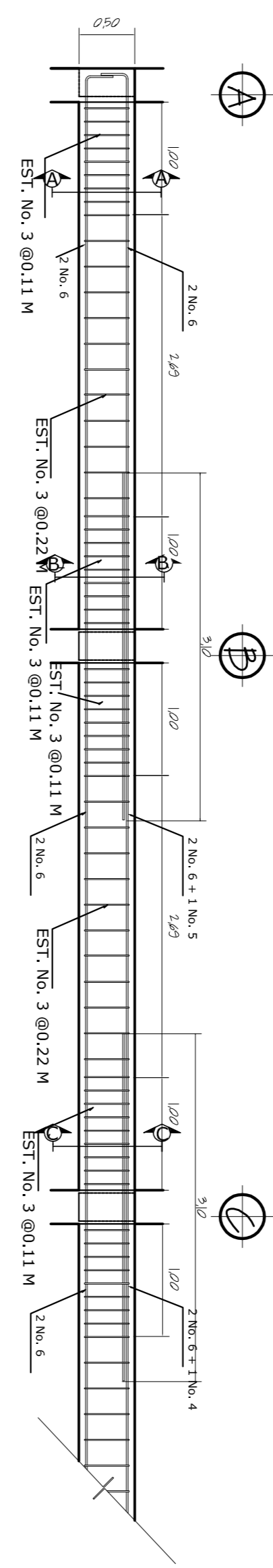


CORTE A

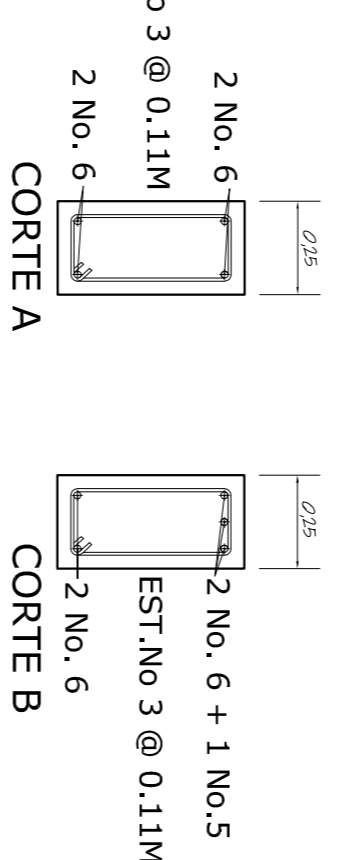


CORTE B

DETALLE DE VIGA 3

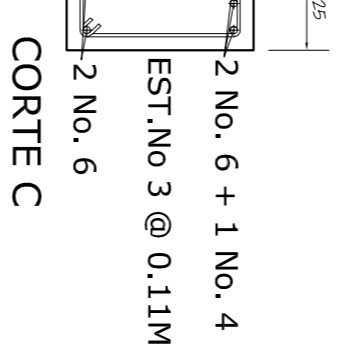
ESCALA 1/45
ESCALA CORTES 1/20

DETALLE DE VIGA 2

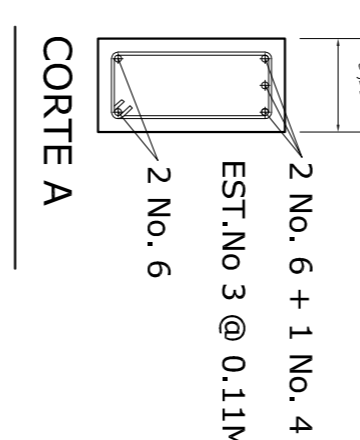
ESCALA 1/45
ESCALA CORTES 1/20

CORTE A

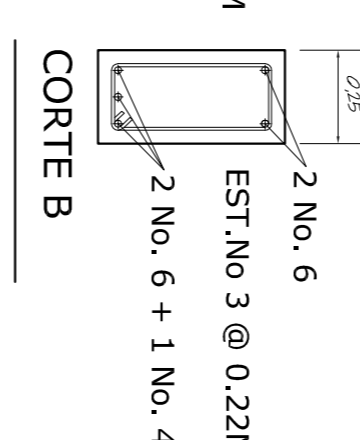
CORTE B



CORTE C

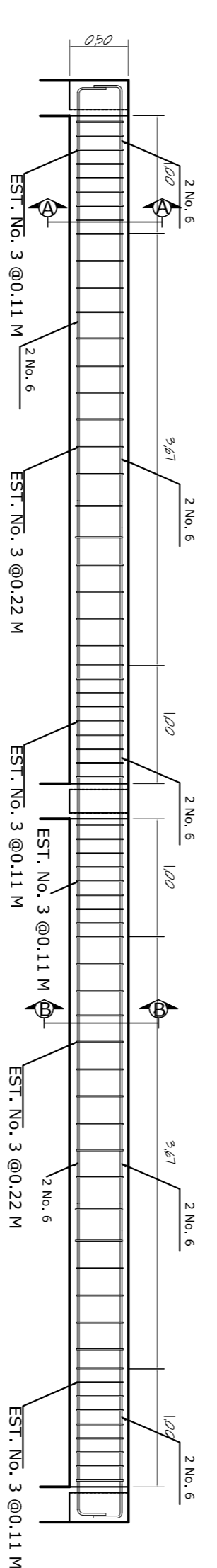


CORTE A

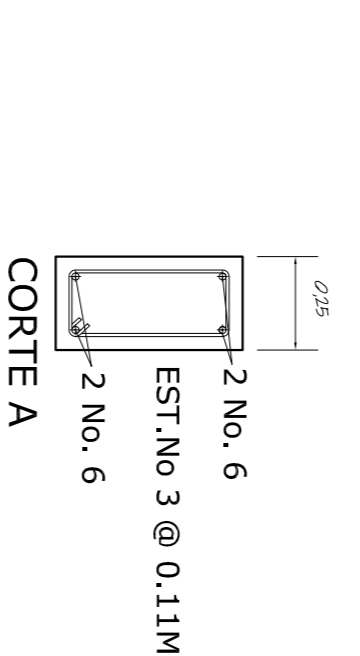


CORTE B

DETALLE DE VIGA 4

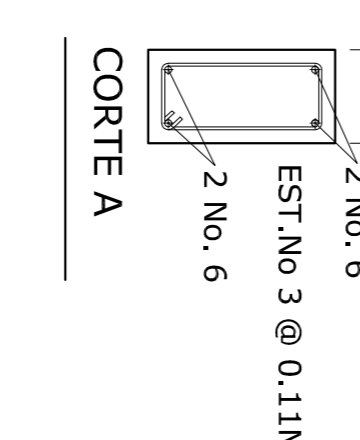
ESCALA 1/45
ESCALA CORTES 1/20

DETALLE DE VIGA 7

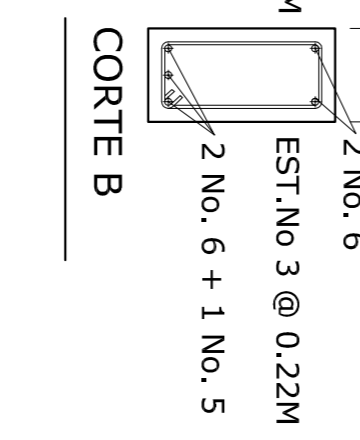
ESCALA 1/45
ESCALA CORTES 1/20

CORTE A

CORTE B

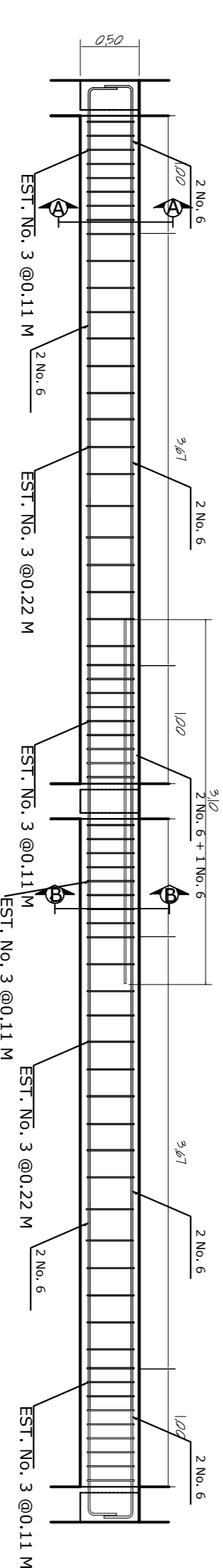


CORTE A

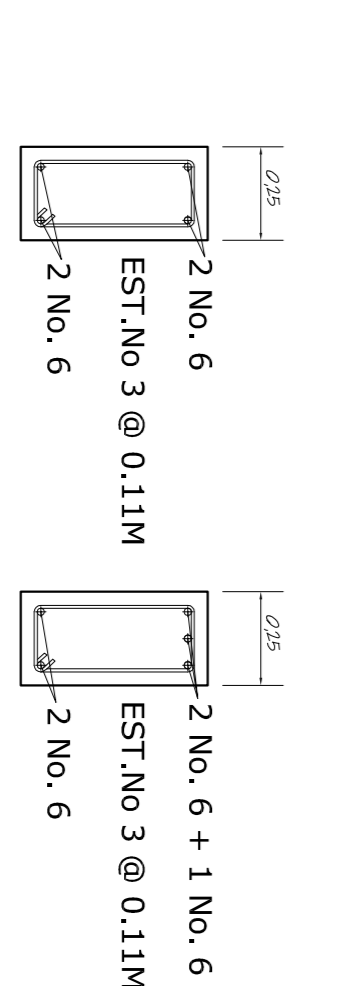


CORTE B

DETALLE DE VIGA 5

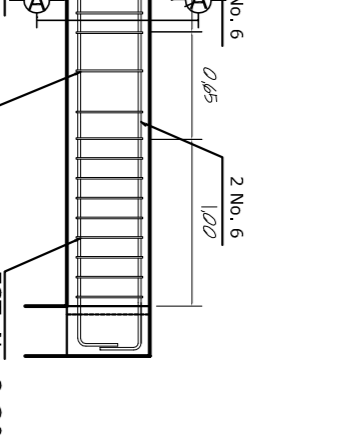
ESCALA 1/45
ESCALA CORTES 1/20

DETALLE DE VIGA 8

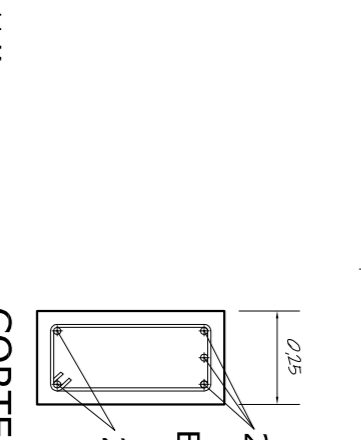
ESCALA 1/45
ESCALA CORTES 1/20

CORTE A

CORTE B

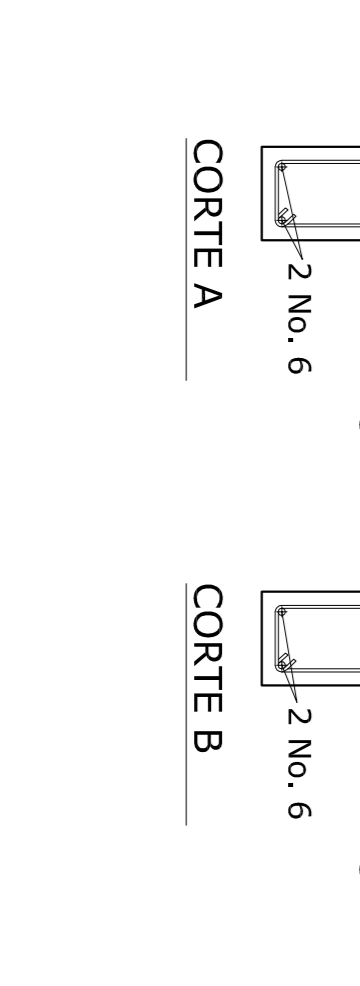


CORTE A



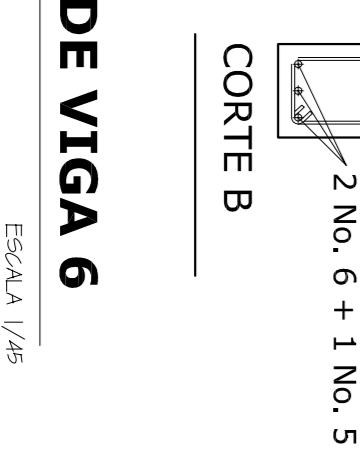
CORTE B

DETALLE DE VIGA 9

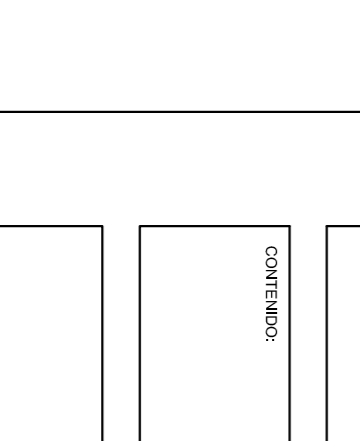
ESCALA 1/45
ESCALA CORTES 1/20

CORTE A

DETALLE DE VIGA 6

ESCALA 1/45
ESCALA CORTES 1/20

CORTE A



CORTE B

RECURRIMIENTO MINIMO

1	COLUMNAS	0.040 m	
2	VIGAS	0.040 m	A.C.I. 318 - 05
3	CIMENTOS	0.075 m	Cap. 7
4	LOSAS	0.025 m	

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

1	CONCRETO	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	
2	ACERO DE REFUERZO	$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$	A.C.I. 318 - 05 Cap. 21 21.2.4-1,2,5
3	REFUERZO A CORTE	$f_v = 2810 \text{ kg/cm}^2$	
4	RES. DE BLOCK	$f_m = 25 \text{ kg/cm}^2$	

- EL CEMENTO DEBE CUMPLIR CON LO ESPECIFICADO EN EL CODIGO A.C.I. 318 - 05 SECC. 3.2
- LOS AGREGADOS DEBEREN CUMPLIR CON LO ESPECIFICADO EN EL CODIGO A.C.I. 318-05 SECC. 3.3.
- EL AGREGADO FINO SERA ARENA DE RIO LIBRE DE BASURA Y AGENTES CONTAMINANTES.
- EL AGREGADO GRUESO A USAR SERA:
- VIGAS Y COLUMNAS USAR DE $\frac{1}{2}$ " Y $\frac{3}{4}$ "
- MOCHETAS O COSTILLAS USAR DE $\frac{1}{4}$ "
- CIMENTOS Y ZAPATAS USAR DE $\frac{1}{2}$ " Y 1"
- EL ACERO DE REFUERZO ES GRADO 40
- LA PROPORCION A UTILIZAR PARA EL TERCEDO DEL CONCRETO ES:

1:2:3 CEMENTO: ARENA: PIEDRIN

LOS EMPALMES EN EL REFUERZO SERAN POR TRASLAPLO Y CUMPLIRAN CON LAS ESPECIFICACIONES EXPUESTAS EN LA SECCION 12.15 Y 12.16 DEL CODIGO ACI 318-05.

SE SUGIERE QUE LOS EMPALMES SEAN EN PUNTOS DE ESFUERZO MINIMO Y ESCALONADOS, PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS EN ZONAS DE ESFUERZO CRITICO.

LONGITUD DE EMPALMES (m)

BARA	COLUMNAS (compresion)	VIGAS Y LOSAS CLASE B	
3	0.30	0.47	
4	0.40	0.63	A.C.I. 318 - 05
5	0.50	0.78	Cap. 12
6	0.60	0.94	12.15.1-12.16.1
7	0.70		
8	0.80		

EN EMPALMES EL ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS SERA DE 10 CM



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS 2008
MATERIA: FUNDAMENTO DE SOLUCION DE ESTRUCTURAS

PROYECTO: Instituto Básico por Cooperativa, Sta. María, El Tablón
ESCALA: INDICADA
FECHA: JULIO 2008
DISEÑADOR: HABEL

DISEÑO Y DESARROLLO: HOMERO APARICIO ESCOBAR LOPEZ
ASISTENTE: ING. SILVIO RODRIGUEZ

CONTENIDO: ARMADO DE VIGAS
HOJA No. 10 de 14

REVISOR: ING. SILVIO RODRIGUEZ
DISEÑADOR: HABEL

1

2

3

4

5

6

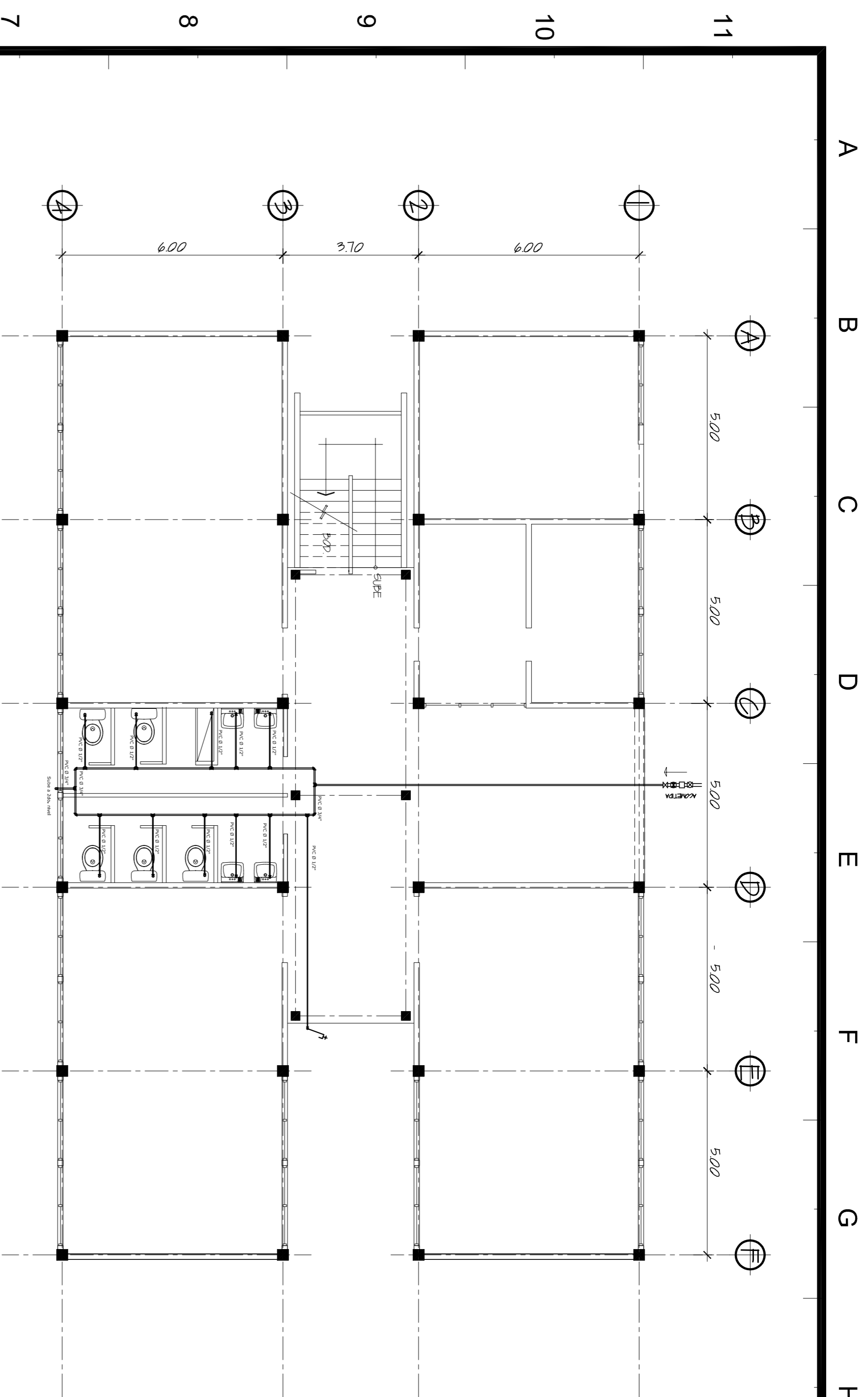
7

8

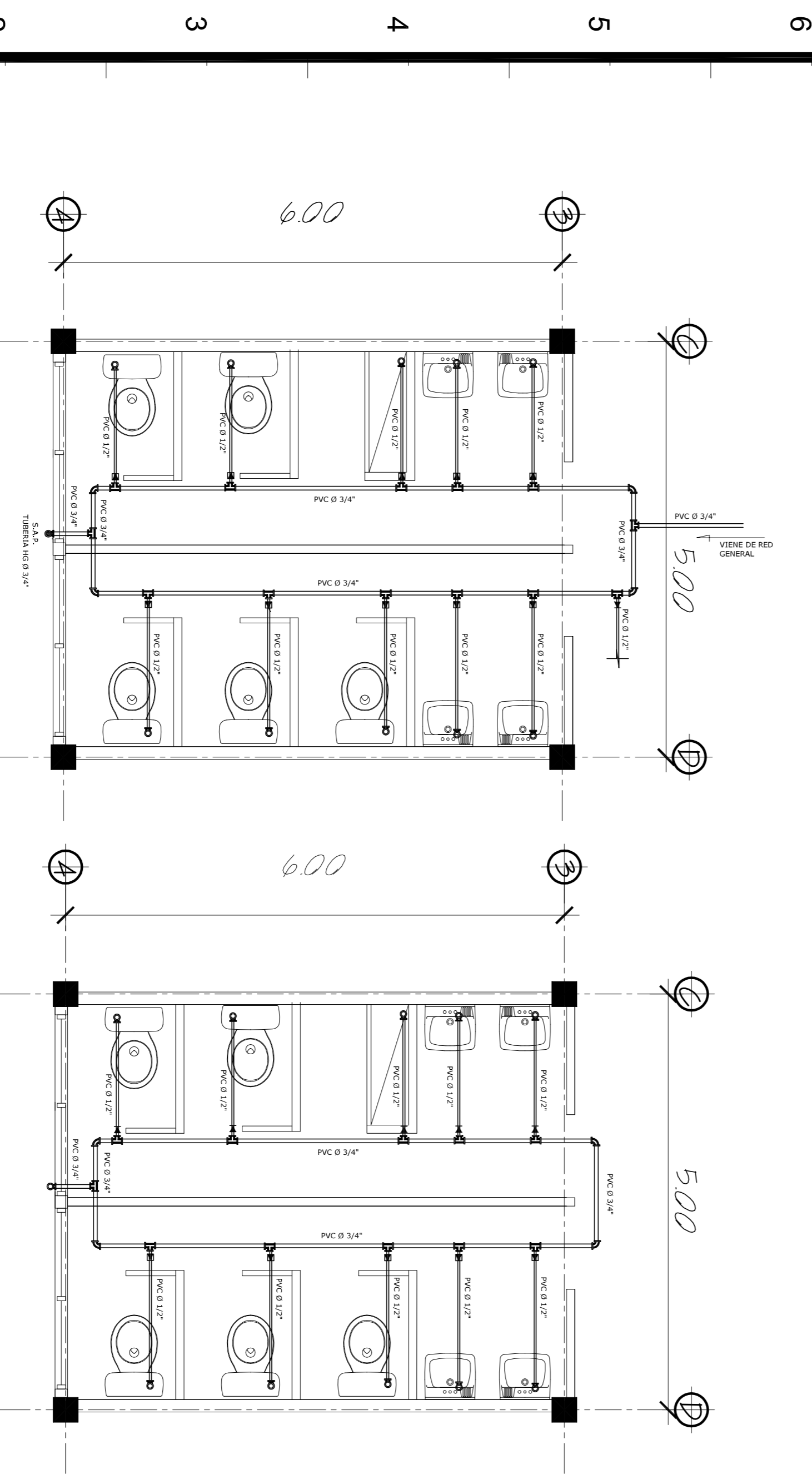
9

10

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

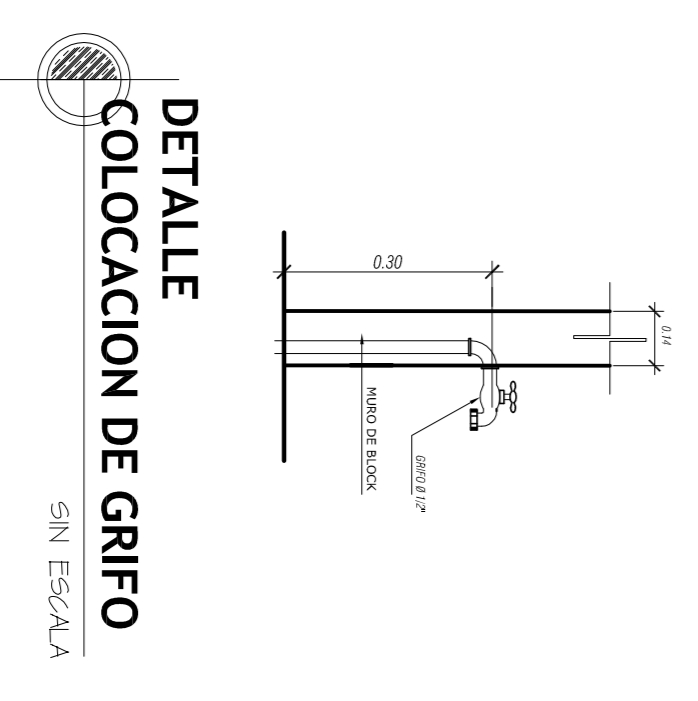
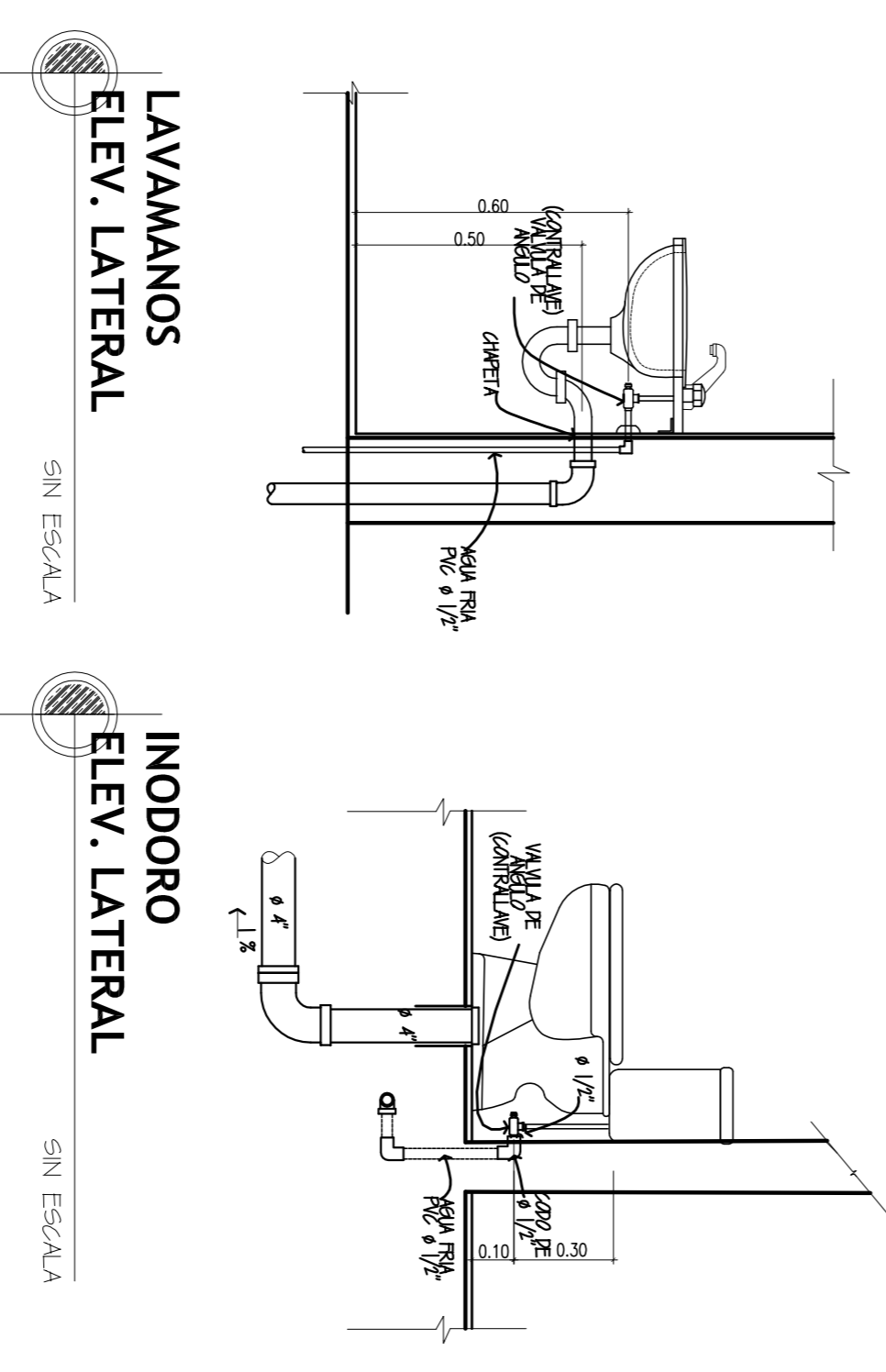
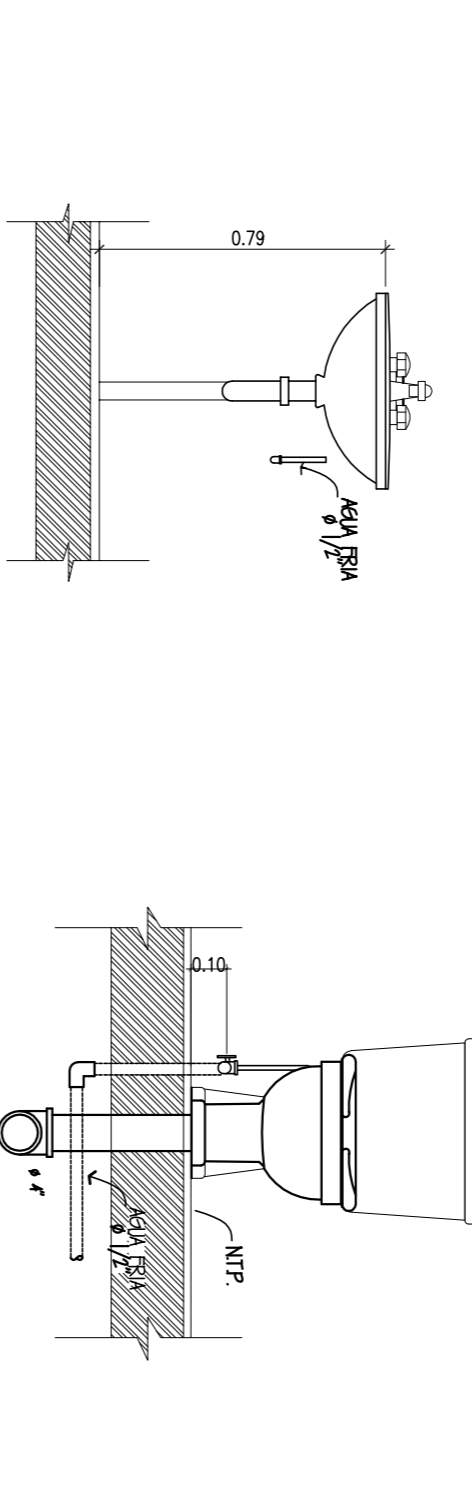
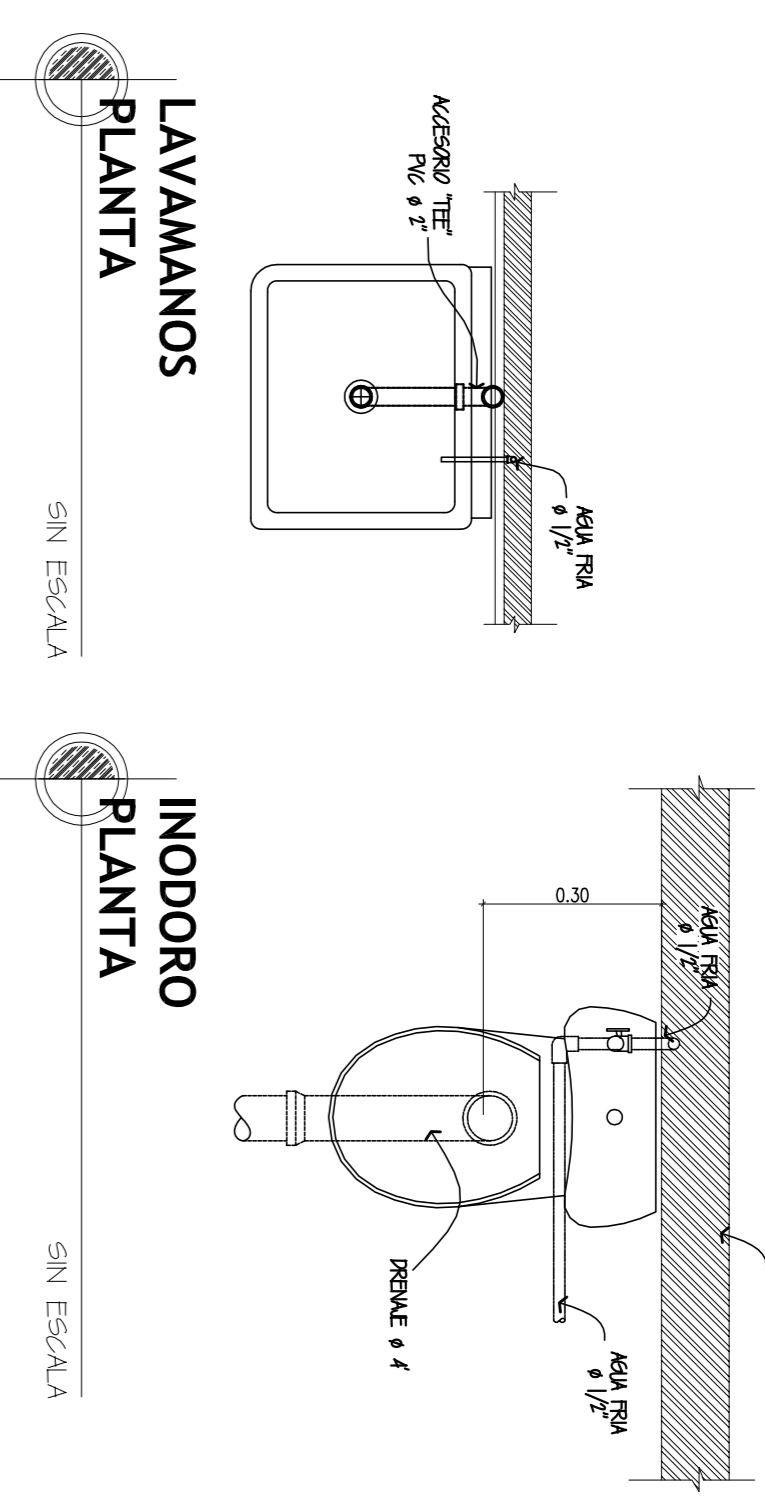


P1 PLANTA PRIMER NIVEL
ESCALA 1:100



D2 MODULO TIPICO DE SANITARIOS
PRIMER NIVEL
ESCALA 1:50

D3 MODULO TIPICO DE SANITARIOS
SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:50



NOTAS:

EL DIAMETRO DE LA TUBERIA DEL CIRCUITO PAL. SERÁ DE 3/4" REDUCIENDOSE A 1/2" EN CADA RAMAL Y DERIVACION HACIA ARTEFACTO.

SIMBOLOGIA

	LAME DE PASO		CONDICION
	LAME DE COMPUERTA		LAME DE CHEQUE
	TUBERIA PVC Ø INODORO		TEE PVC HORIZONTAL
	CORDO PVC VERTICAL A 90°		CORDO PVC HORIZONTAL A 90°
	GRIFO Ø 1/2"		SUBE AGUA FORABLE
	INDICA SENTIDO DE FLUIDO CHEQUE		TEE PVC VERTICAL

- TODA LA TUBERIA SERÁ DE P. V. C. DE DIAMETRO INDICADO
- LA PROFUNDIDAD A LA QUE ESTARÁ ENTERRADA SERÁ DE 0.30 MTS
- PREVIO A SER COLOCADA LA TUBERIA DENTRO DE LA ZANJA SE LE APLICARA UNA BASE DE CONCRETO PORRE DE 0.05 MTS
- EL DIAMETRO DE LA TUBERIA DEL CIRCUITO PAL. SERÁ DE 3/4" REDUCIENDOSE A 1/2" EN CADA RAMAL Y DERIVACION HACIA ARTEFACTO
- LA SEPARACION ENTRE DOS O MAS TUBERIAS QUE CORRAN PARALELAS O QUE SE INTERSECTEN SERÁ DE 0.20 MTS
- TODOS LOS ARTEFACTOS DE INTALACIONES HIDRAULICAS SERÁN LIMPIADOS PREVIO A SU INTALACION
- LA TUBERIA SERÁ PARA UNA PRESION DE TRABAJO DE 160 PSI
- EN LAS UNIONES ENROSACADAS SE UTILIZARA CINTA TEFLON



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS 2008
MATERIA: HIDRAULICA DE SERVICIO SANITARIO

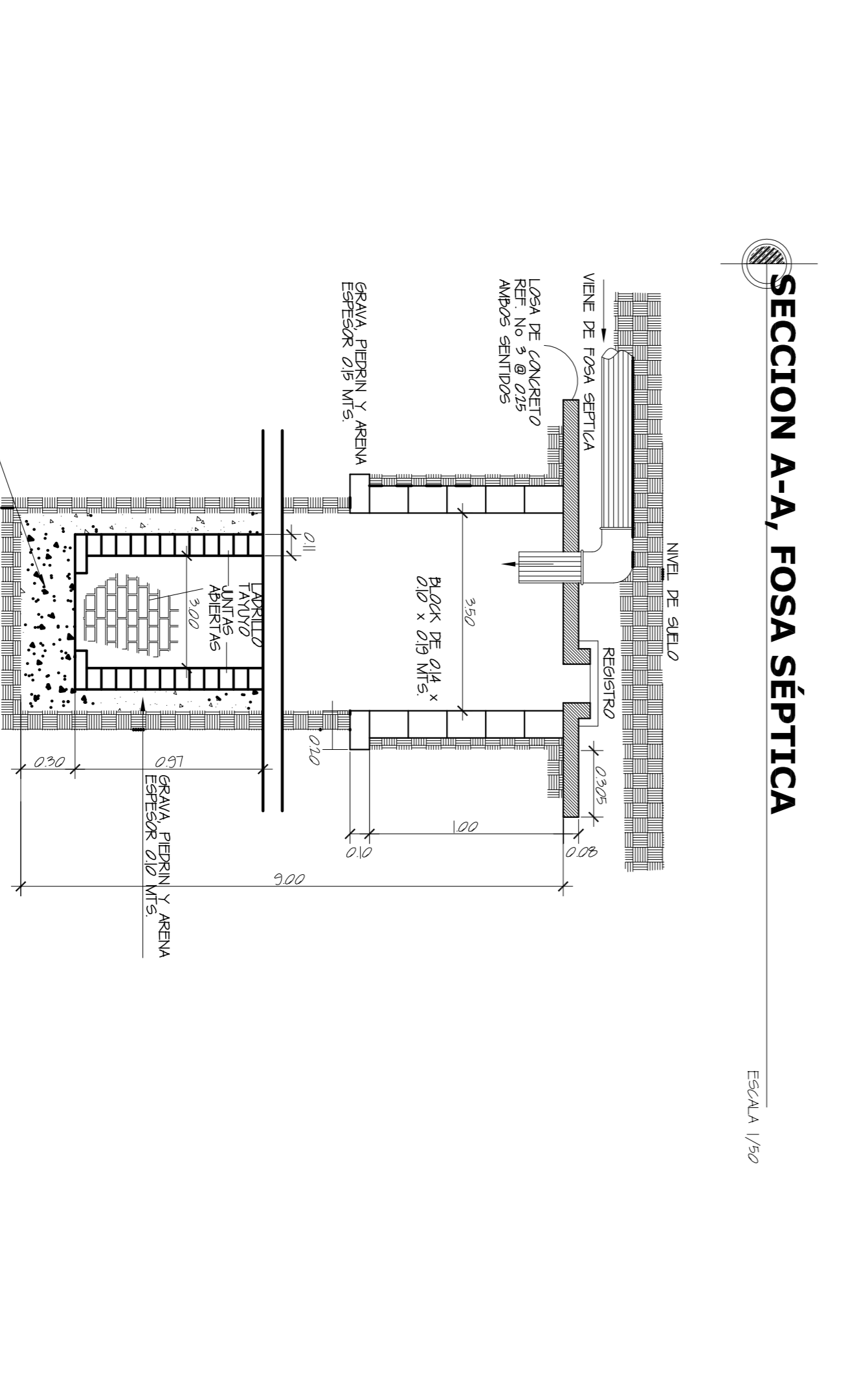
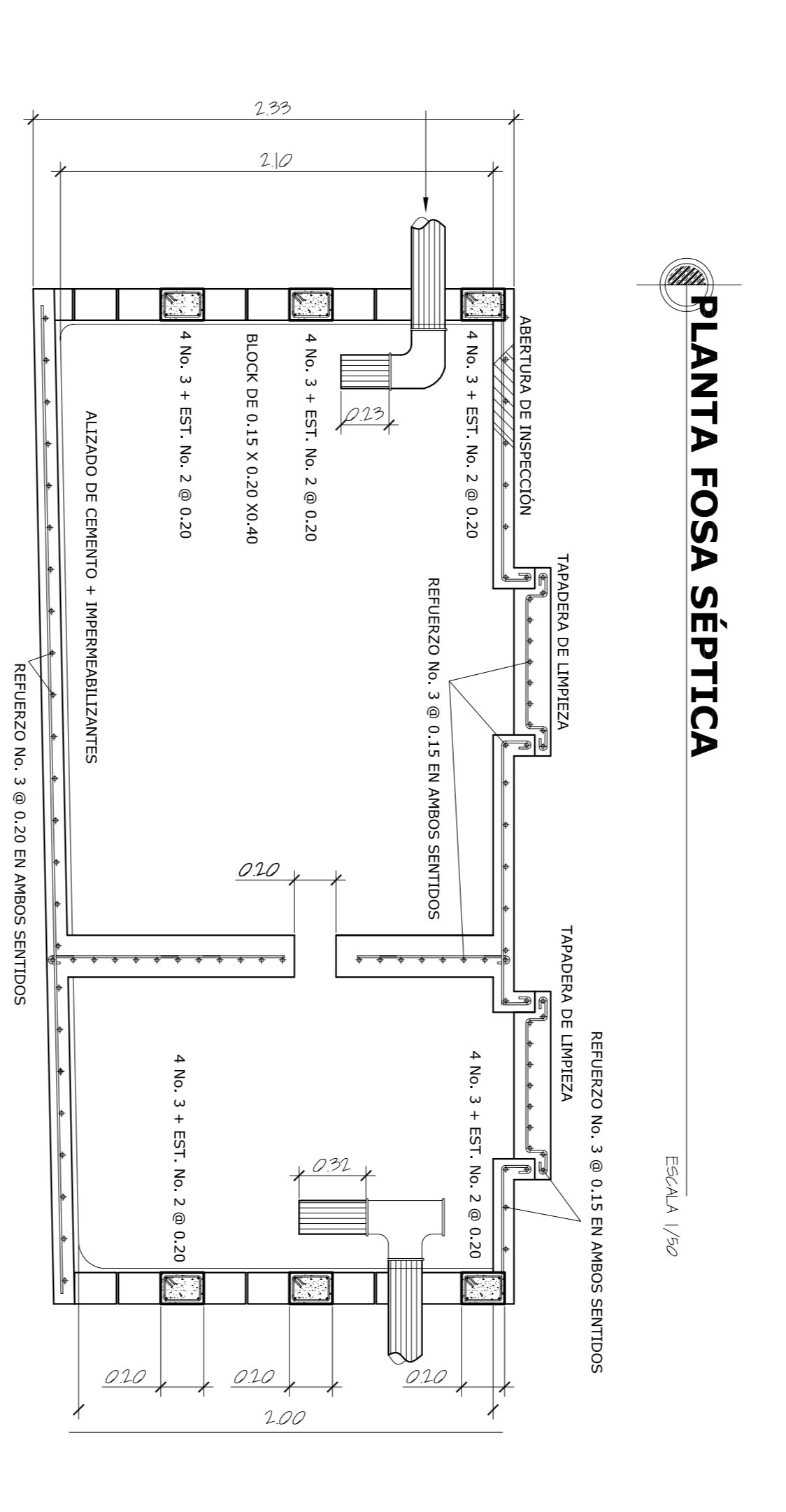
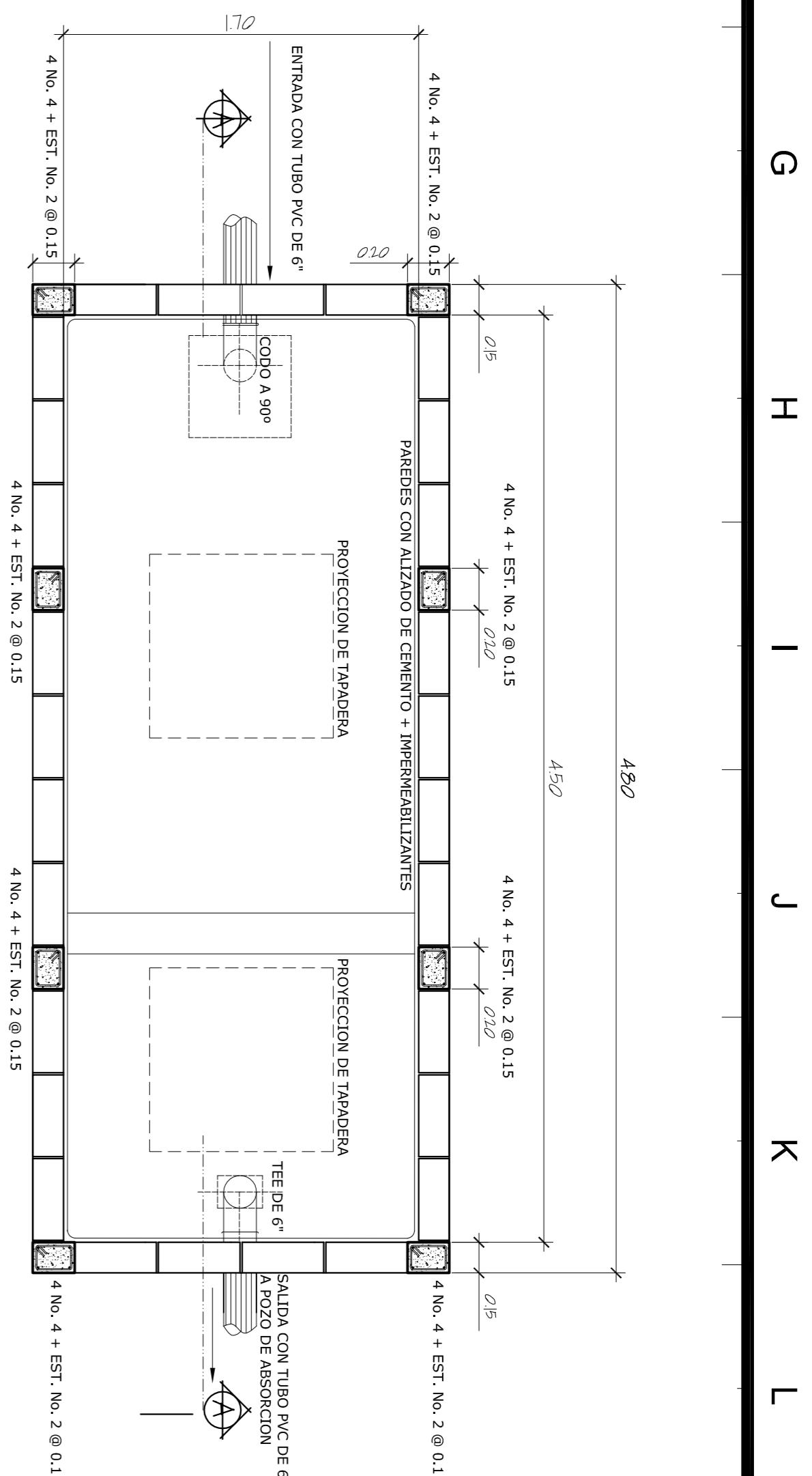
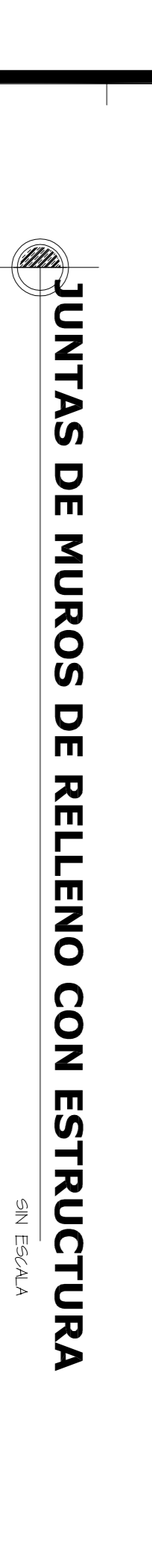
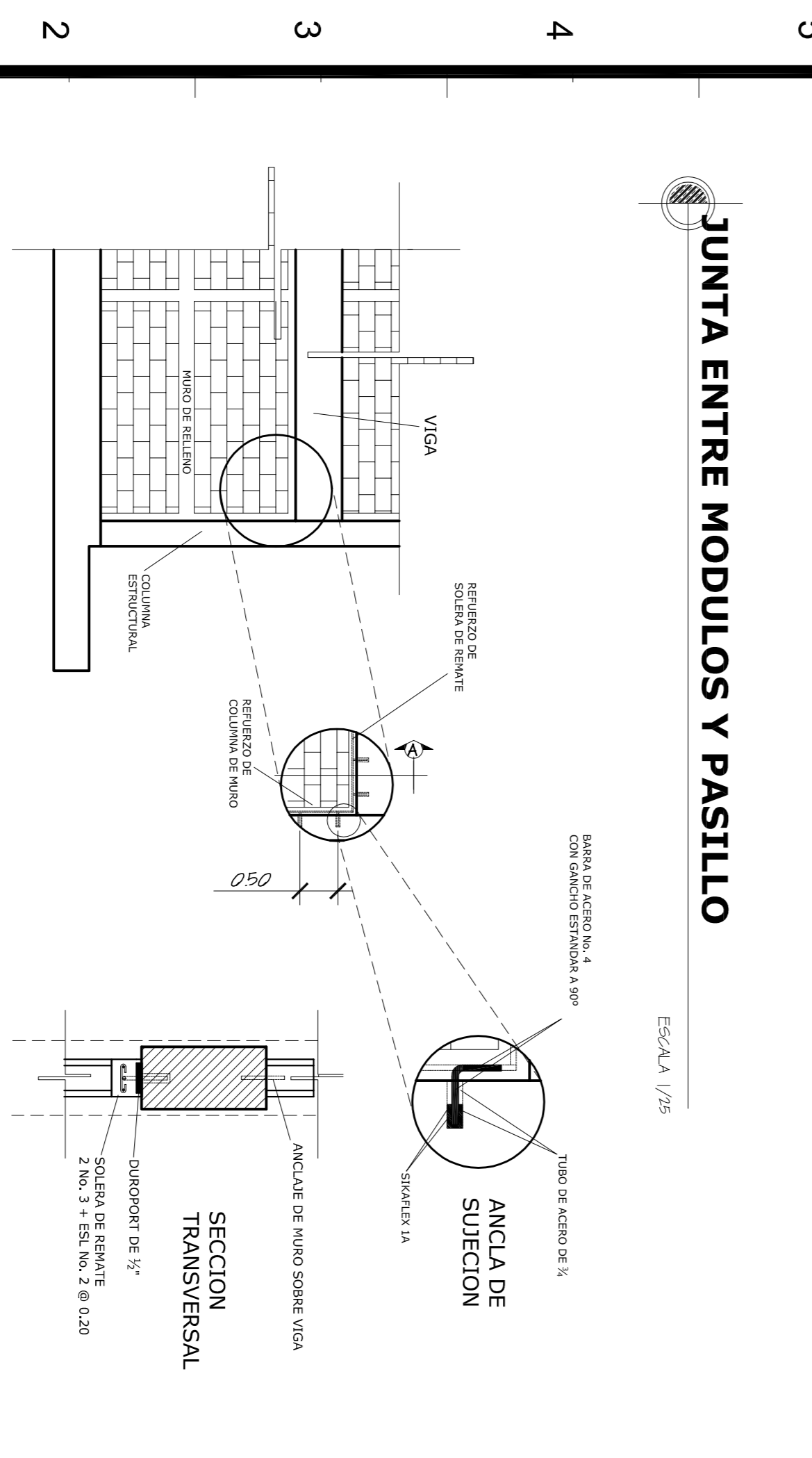
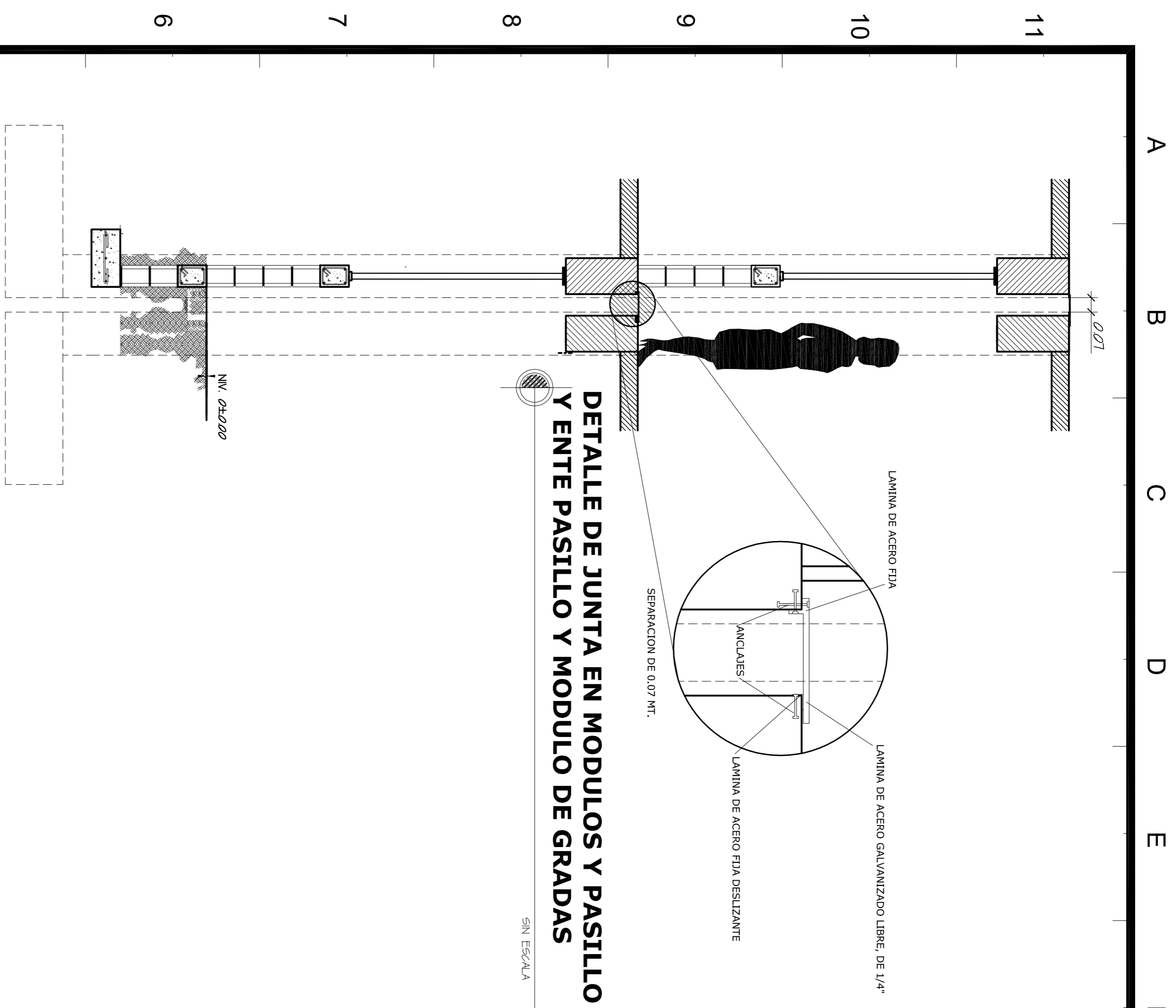
PROYECTO: Instituto Básico por Cooperativa, Sta. María, El Tablón
ESCALA: INDICADA
FECHA: JULIO 2008
TRABAJA: HABEL

DISENYO Y DESARROLLO:	ASESOR:	U	A	E	I
HOMERO APARICIO ESCOBAR LOPEZ CARNÉ: 2004-30588	ING. SILVIO RODRIGUEZ				

CONTENIDO:	HORA N°:
PLANTA DE INSTALACIONES HIDRAULICAS + DETALLES	11 14

TEL: 502 23112121
ASESOR PROFESIONAL

HOMERO APARICIO ESCOBAR LOPEZ
ING. ESPECIALISTA EN
DISEÑO Y DESARROLLO



NOTAS:

JUNTAS ENTRE MÓDULOS:

- ACI 224.3R-95 (JOINTS IN CONCRETE CONSTRUCTION).
- La separación se determinó en función al desplazamiento de los módulos, determinado en el análisis estructural.

JUNTAS ENTRE MUROS Y ESTRUCTURA:

- Se consideraran anclas de sujeción entre muros y estructura para evitar el volteo de los muros
- Las anclas deberán colocarse a cada 0.50 mt.

- Los tubos embebidos en el concreto deben ser de acero, NO de aluminio para evitar la reacción concreto-aluminio, o la acción electroquímica entre el aluminio y el concreto.

- Se ajustaran las anclas con Sikaflex 1A, para permitir las deformaciones mínimas en la estructura provocadas por efectos de sismo y evitar la transmisión mecánica de fuerzas a los muros.

FOSA SÉPTICA:

- La proporción del concreto será de 1:2:3 (cemento: arena: piedra)
- El acero de refuerzo será grado 40
- La pendiente en el fondo de la fosa séptica será del 2%.
- La fosa séptica tendrá una capacidad de 15.3 metros cúbicos para 150 personas.

POZO DE ABSORCIÓN:

- El fondo del mismo debe quedar por lo menos a una distancia de 1.5 m sobre el nivel freático
- Realizar un estudio más detallado para determinar la ubicación más adecuada del pozo

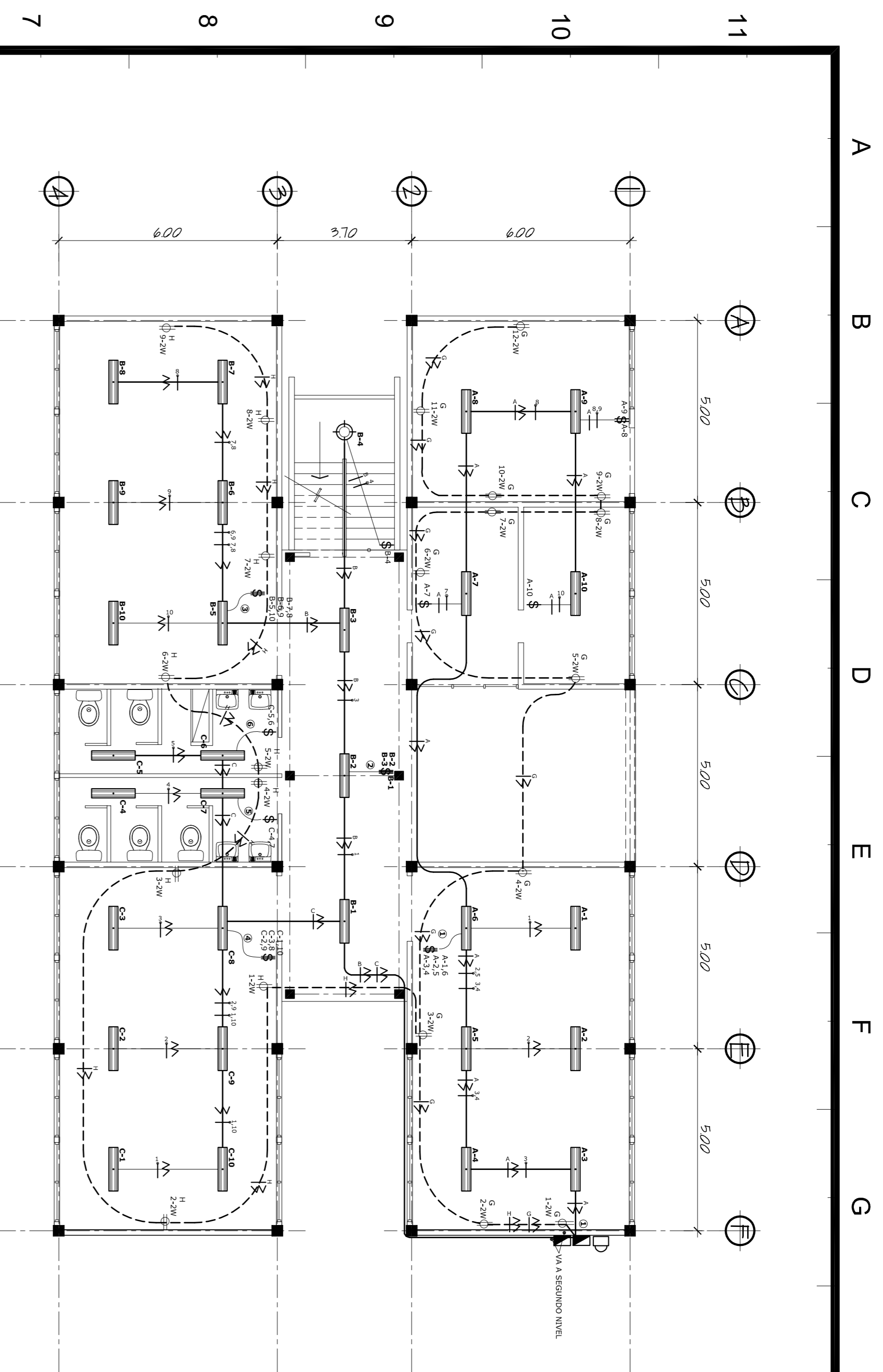
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS 2008
 MÓDULO: ALIBO DE SANITARIA, SECCION A

PROYECTO: Instituto Básico por Cooperativa, Sta. María, El Tablón
 ESCALA: INDICADA
 FECHA: JULIO 2008
 TÍTULO: HUEL

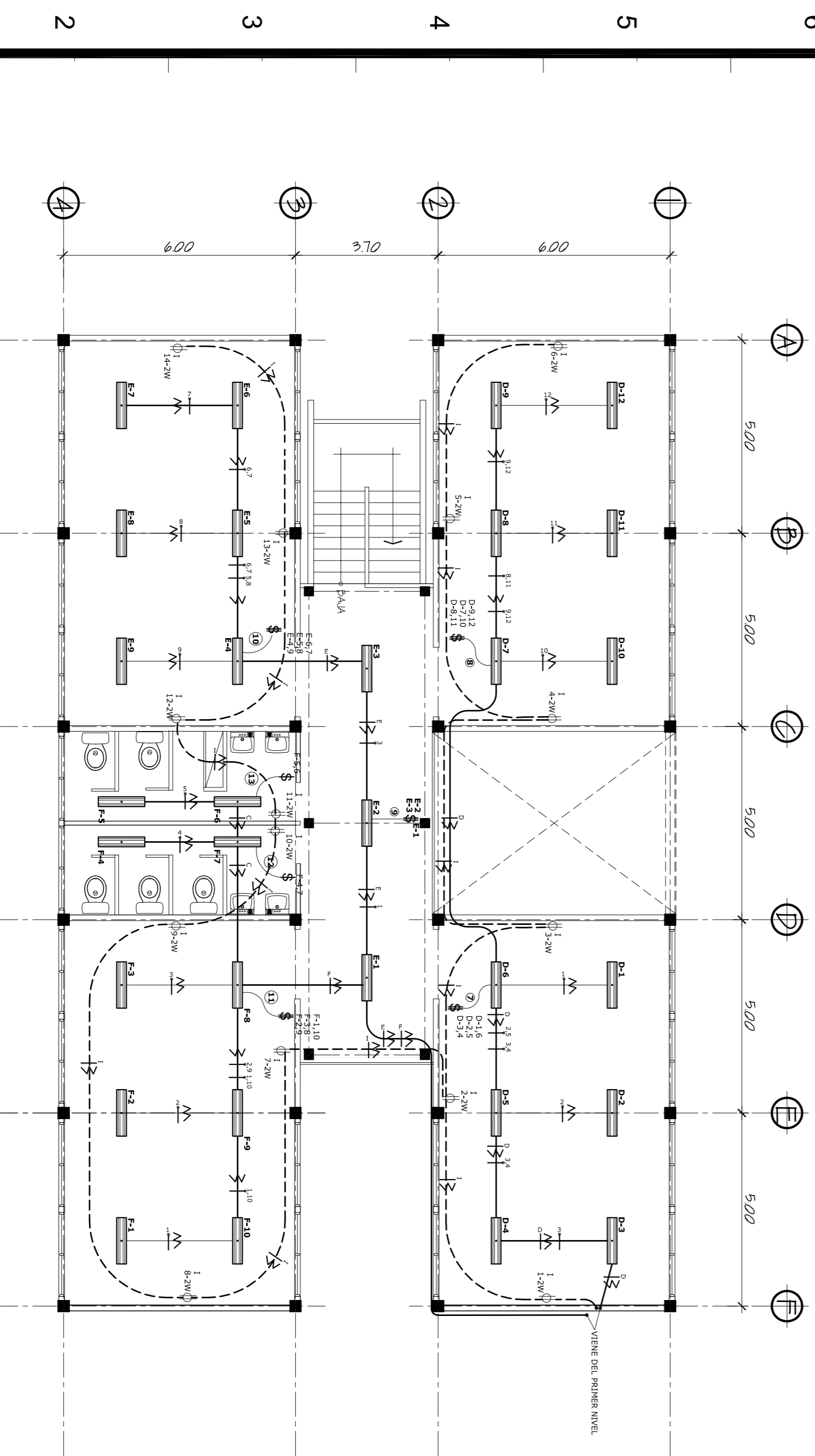
ING. SILVIO RODRIGUEZ
 INGENIERO EN ELECTRICIDAD

ING. SILVIO RODRIGUEZ
 INGENIERO EN ELECTRICIDAD

CONTENIDO:
 13
 14



P1 PLANTA PRIMER NIVEL
ESCALA 1:100



P2 PLANTA SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:100

ILUMINACION PRIMER NIVEL (SWITCHES)

- 1** A 1,6 2,5 3,4
- 2** B 1 2 3
- 3** B 7,8 6,9 5,10
- 4** C 3,8 2,9 1,10
- 5** C 4,7
- 6** C 5,6
- 7** D 1,6 2,5 3,4
- 8** D 7,10 8,11 9,12
- 9** E 1 2 3
- 10** E 4,9 5,8 6,7
- 11** F 1,10 2,9 3,8
- 12** C 4,7
- 13** C 5,6

ILUMINACION SEGUNDO NIVEL (SWITCHES)

- 14** G H

FUERZA SEGUNDO NIVEL (SWITCHES)

NOTAS:

SIMBOLOGÍA ILUMINACIÓN	
	CONTADOR
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN
	LAMPARA DE CIELO 2 X 32W
	INTERRUPTOR SIMPLE
	INTERRUPTOR TRIPLE
	POLIDUCTO DE ELECTRICO
	POLIDUCTO DE ELECTRICO (SUBTERRANEO)
	LINEA NEGATIVA # 12 AWG
	LINEA POSITIVA # 12 AWG
	LINEA DE RETORNO # 12 AWG

SIMBOLOGÍA FUERZA

	CONTADOR
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	POLIDUCTO DE ELECTRICO (SUBTERRANEO)
	LINEA NEGATIVA
	LINEA POSITIVA
	TOMACORRIENTE DOBLE 110 V
	I INDICA CIRCUITO
	X NUMERO DE ELEMENTO
	2W INDICA 2 ENTRADAS DE TOMA.

- LOS CONDUCTORES DE LOS CIRCUITOS SERÁN # 12 AWG SALVO QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO; CONDUCTOR POSITIVO TENDRA FORRO TW COLOR ROJO, CONDUCTOR NEUTRO TENDRA FORRO TW COLOR BLANCO Y EL CONDUCTOR DE RETORNO TENDRA UN FORRO TW COLOR AMARILLO
- LOS CONDUCTORES DE LA ACOMETIDA SERÁN # 4 AWG, CON FORRO TW ROJO EL POSITIVO Y TW BLANCO EL NEUTRO.
- LAS CAJAS RECTANGULARES PARA LOS INTERRUPTORES SE COLOCARAN A UNA ALTURA DE 1,40 MTS. SOBRE EL NIVEL DEL PISO.
- LAS CAJAS DE LOS INTERRUPTORES IRÁN A UNA DISTANCIA DE 0,30 MTS. DEL FILO DEL VANO DE LA PUERTA A CENTRO DE LA CALA.
- LA TUBERÍA A UTILIZAR SERÁ PVC ELECTRICO DE DIAMETRO DE 3/4".
- EL TABLERO DE DISTRIBUCIÓN DE CIRCUITOS SE COLOCARA EN EL AMBIENTE INDICADO EN PLANOS A 1,70 METROS SOBRE EL NIVEL DE PISO. LOS FLIPONES PARA LOS CIRCUITOS DE ILUMINACIÓN SERÁN DE 20 AMPERIOS.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS 2008
MATERIA: TABLERO DE SW, SCS, SCSA

PROYECTO: Instituto Básico por Cooperativa, Sta. María, El Tablón
ESCALA: INDICADA
FECHA: JULIO 2008
TRABAJO: HUEL

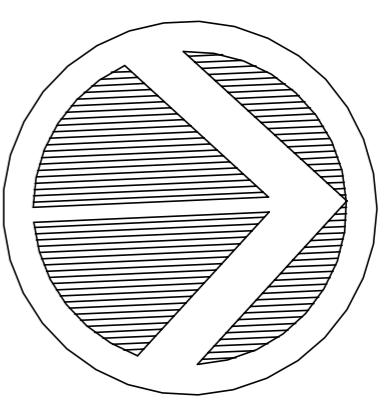
DISEÑO Y DESARROLLO: HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ
CÁRTEL: 2004-30588

ASESOR: ING. SILVIO RODRIGUEZ

CONTENIDO: INSTALACIONES ILUMINACION Y FUERZA
HORA N.º: 14
14

TEL. 504 2311 1111
ASESOR PROFESIONAL

HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ
EPS INGENIERIA



A LOS ENCUENTROS

A LOS CHURRUNELES

Ubicación de la Edificación.
ÁREA 272.0 mt²

Área prevista para futuras ampliaciones.

Construcción Existente.

Construcción Existente.

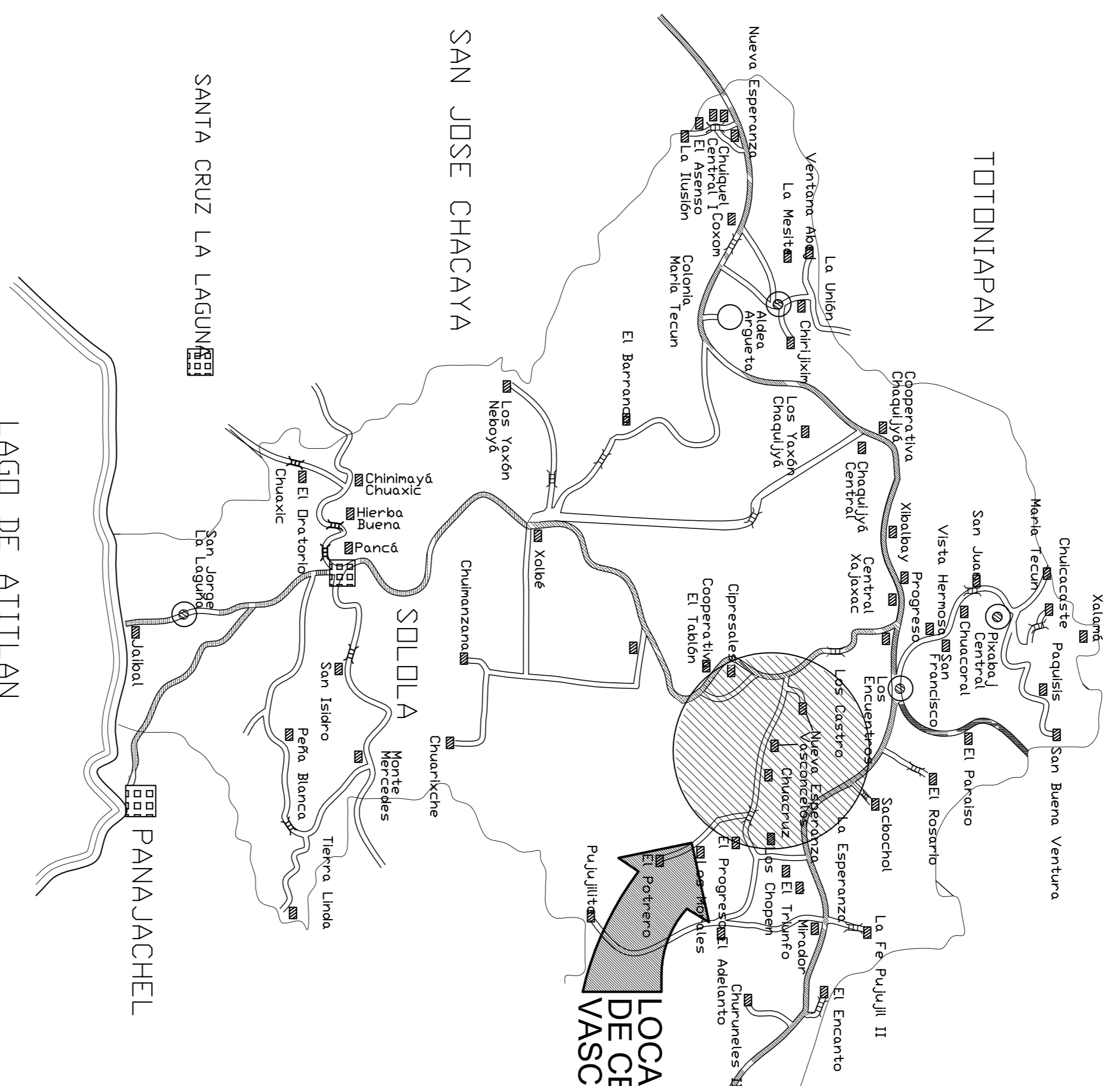
P1 PLANO TOPOGRÁFICO

ESCALA 1:1100

LIBRETA TOPOGRÁFICA:

EST	P.O.	DISTANCIA	RUMBO
0	1	16.18	S 10°03'19" O
1	2	32.17	S 13°42'53" O
2	3	11.37	S 71°57'48" E
3	4	30.50	N 23°56'56" E
4	5	18.40	N 23°28'52" E
5	1	21.11	N 73°29'32" O

Área del terreno: 771.95 mt²



LOCALIZACIÓN DE CENTRO DE ACOPIO VASCONCELOS, XACAJAC, SOLOLA.

SIMBOLOGÍA	
	CABECERA MUNICIPAL
	ALDEA
	CASERIO
	COLONIA
	CARRETERA ASFALTADA
	CARRETERA DE TERRACERÍA
	PUENTE VEHICULAR
	LÍMITE MUNICIPAL

L1 PLANO DE LOCALIZACIÓN

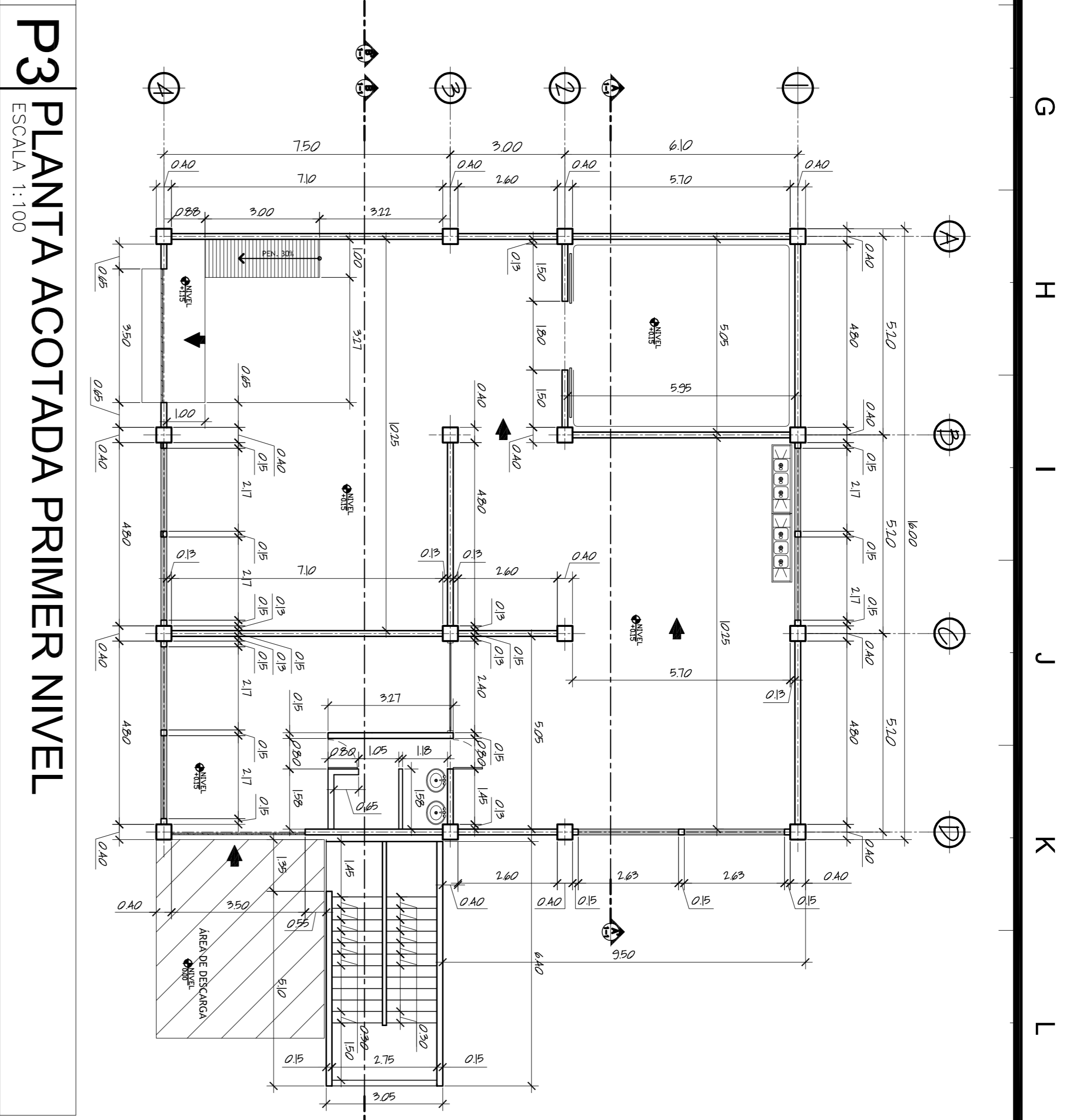
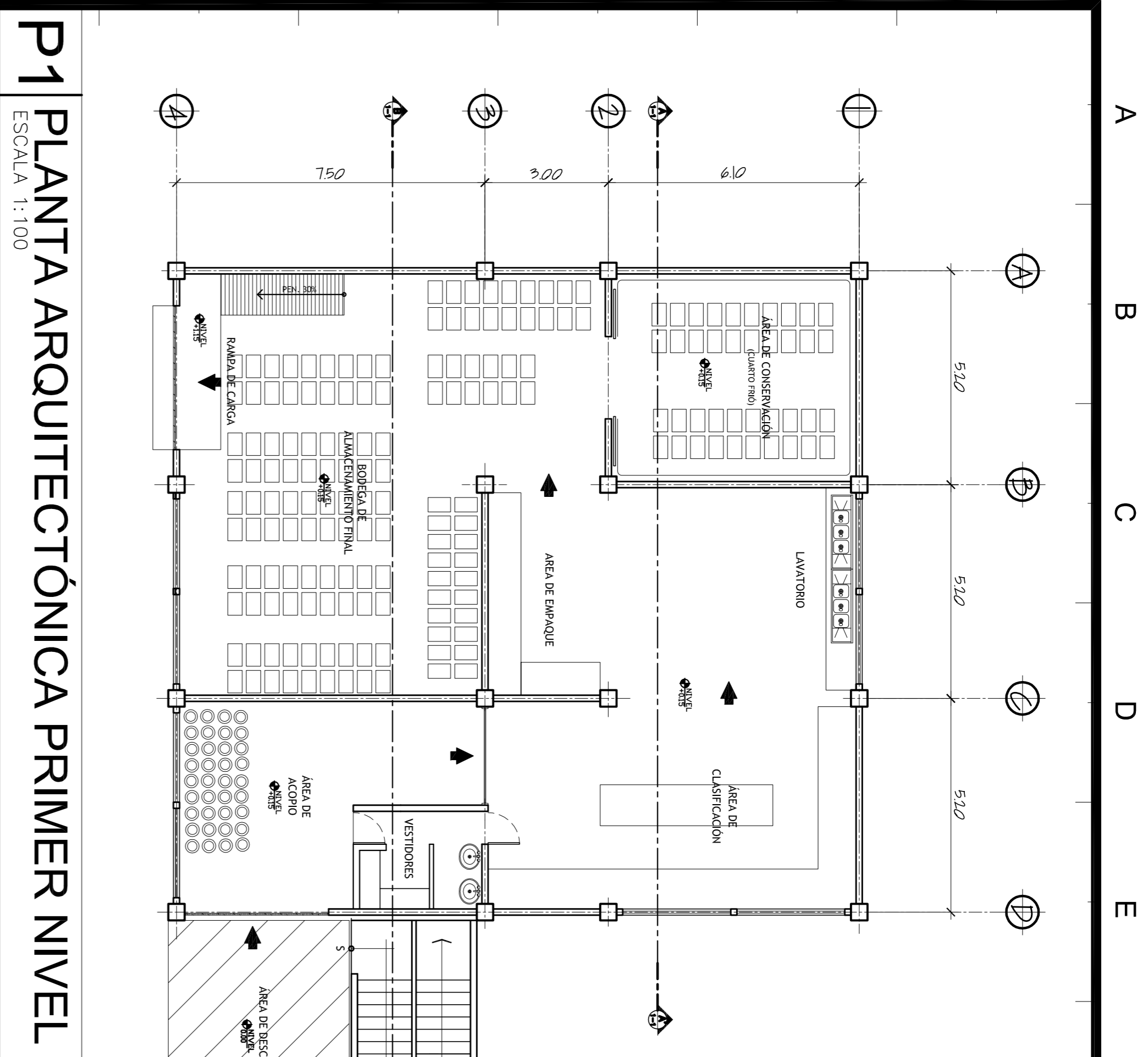
SIN ESCALA



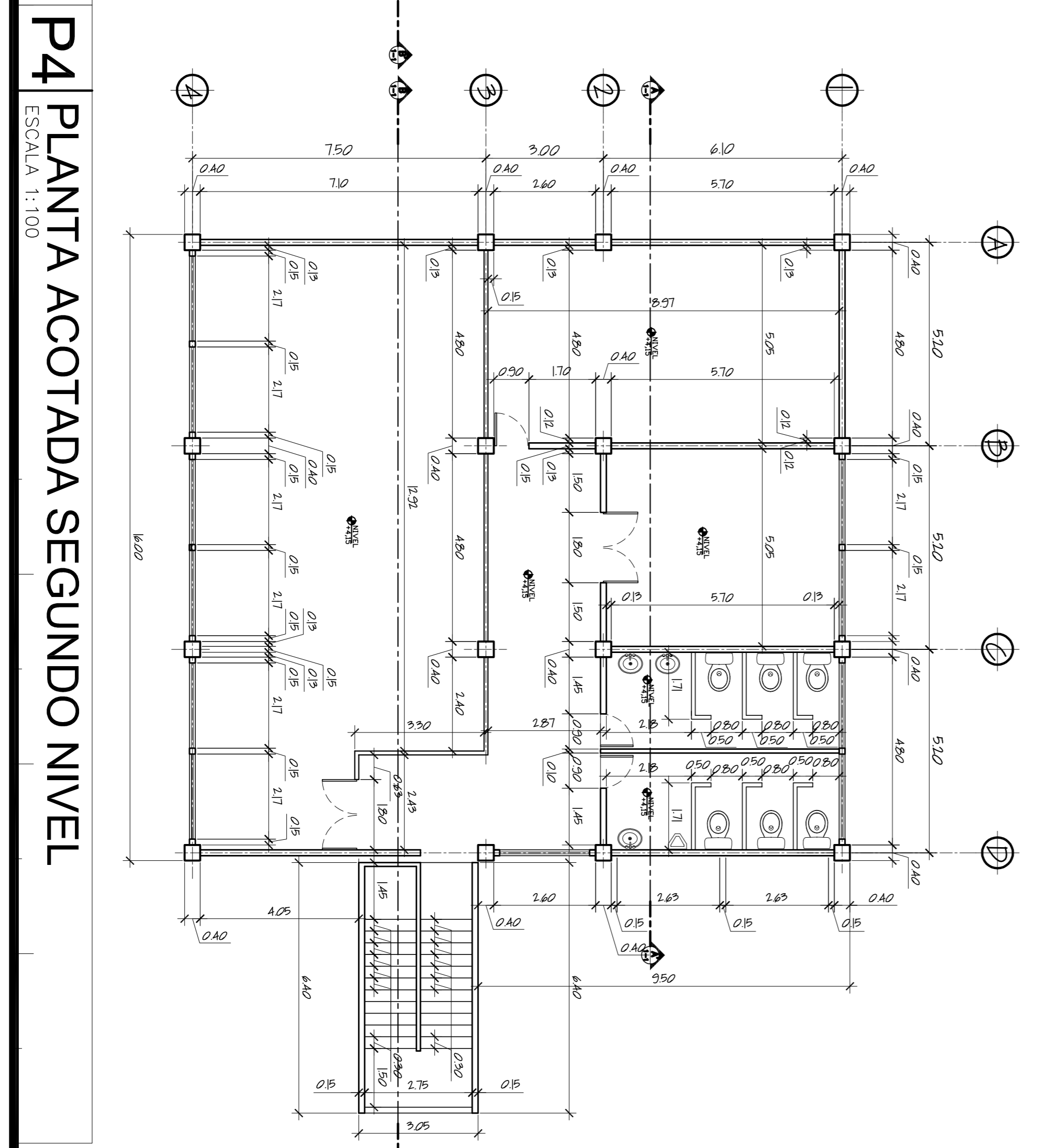
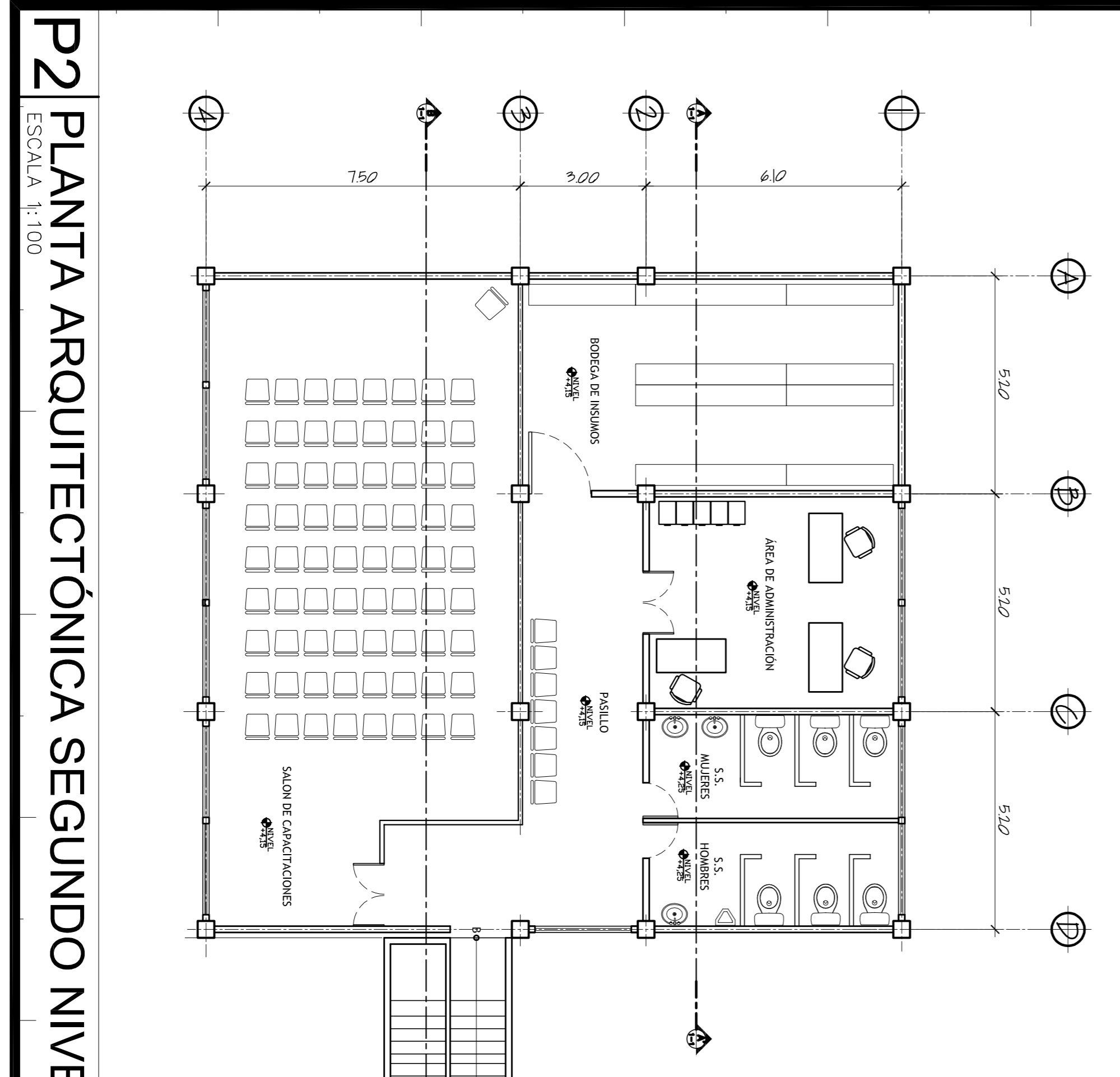
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUBSCRIBIDO EPS 2008
MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA

DISEÑO Y DESARROLLO		ASESOR	
HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ CANAL: 2009-2008		ING. SILVIO RODRIGUEZ	
PROYECTO: Centro de Acopio de productos hortícolas, caserío Vasconcelos, Xajajac, Sololá		ESCALA:	INDICADA
		FECHA:	JULIO 2008
		TÍTULO:	HABEL
CONTENIDOS:		HOJAS:	
PLANTA TOPOGRÁFICA Y DE CONJUNTO + PLANO DE LOCALIZACIÓN		1 14	

ING. SILVIO RODRIGUEZ ASESOR EPS-INGENIERÍA	HONORARIA ESCOBAR LÓPEZ EPS-INGENIERÍA
--	---



NOTAS:



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL EN INGENIERIA EN SISTEMAS DE ENFERMERIA
 MUNICIPALIDAD DE SOLA, SOLA

PROYECTO:
 Centro de Acopio de productos hortícolas,
 caserío Vasconcelos, Xajajax, Solalá

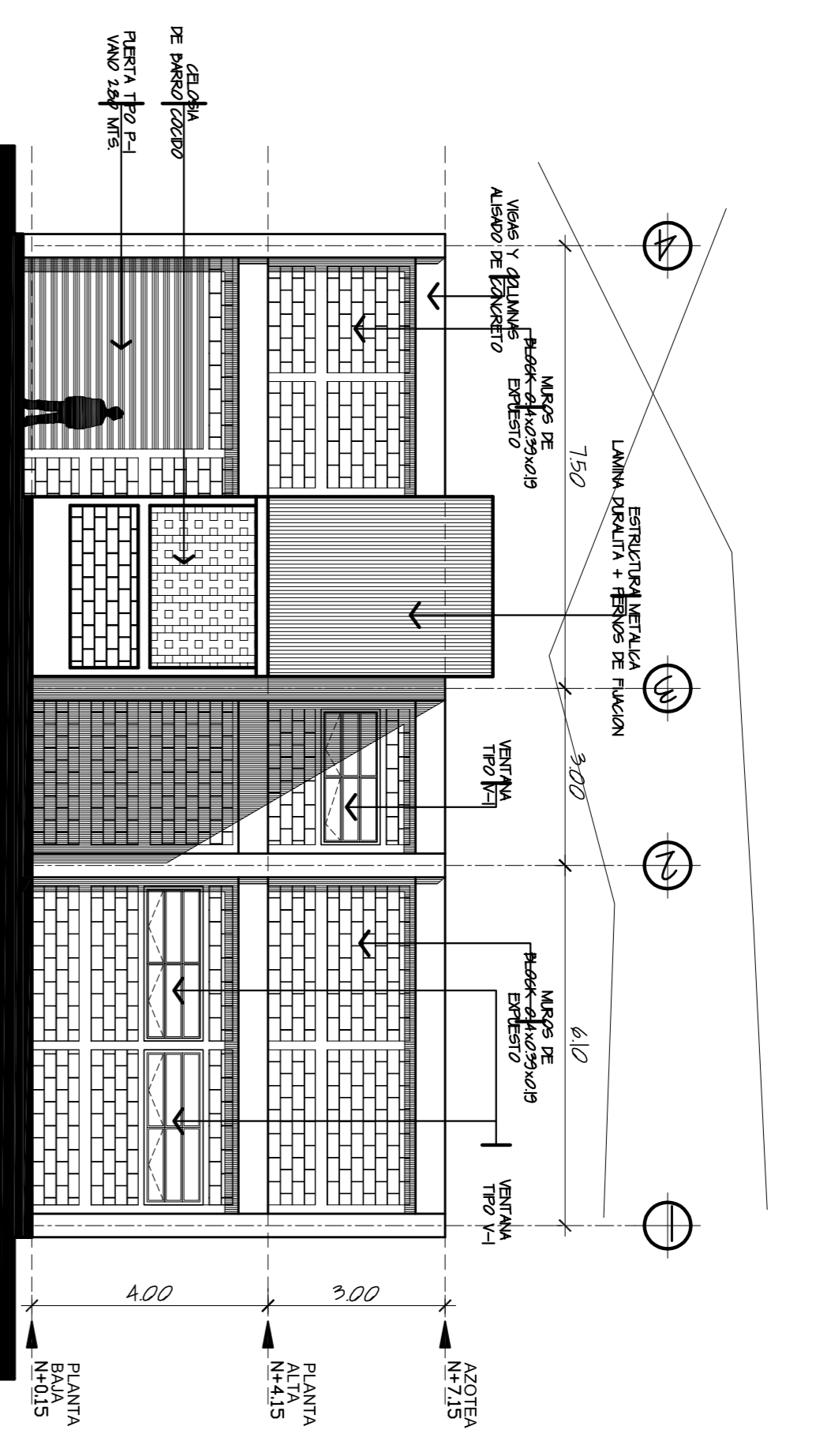
DISENYO Y DESARROLLO	ASESOR	U	A	E	I
HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ CANJE: 2009-30880	ING. SILVIO RODRIGUEZ				

CONTENIDOS	Hojas No.
PLANTAS ARQUITECTONICAS + PLANTA ACOTADA	2 14

ING. SILVIO RODRIGUEZ
 ASesor EPS-INGENIERIA

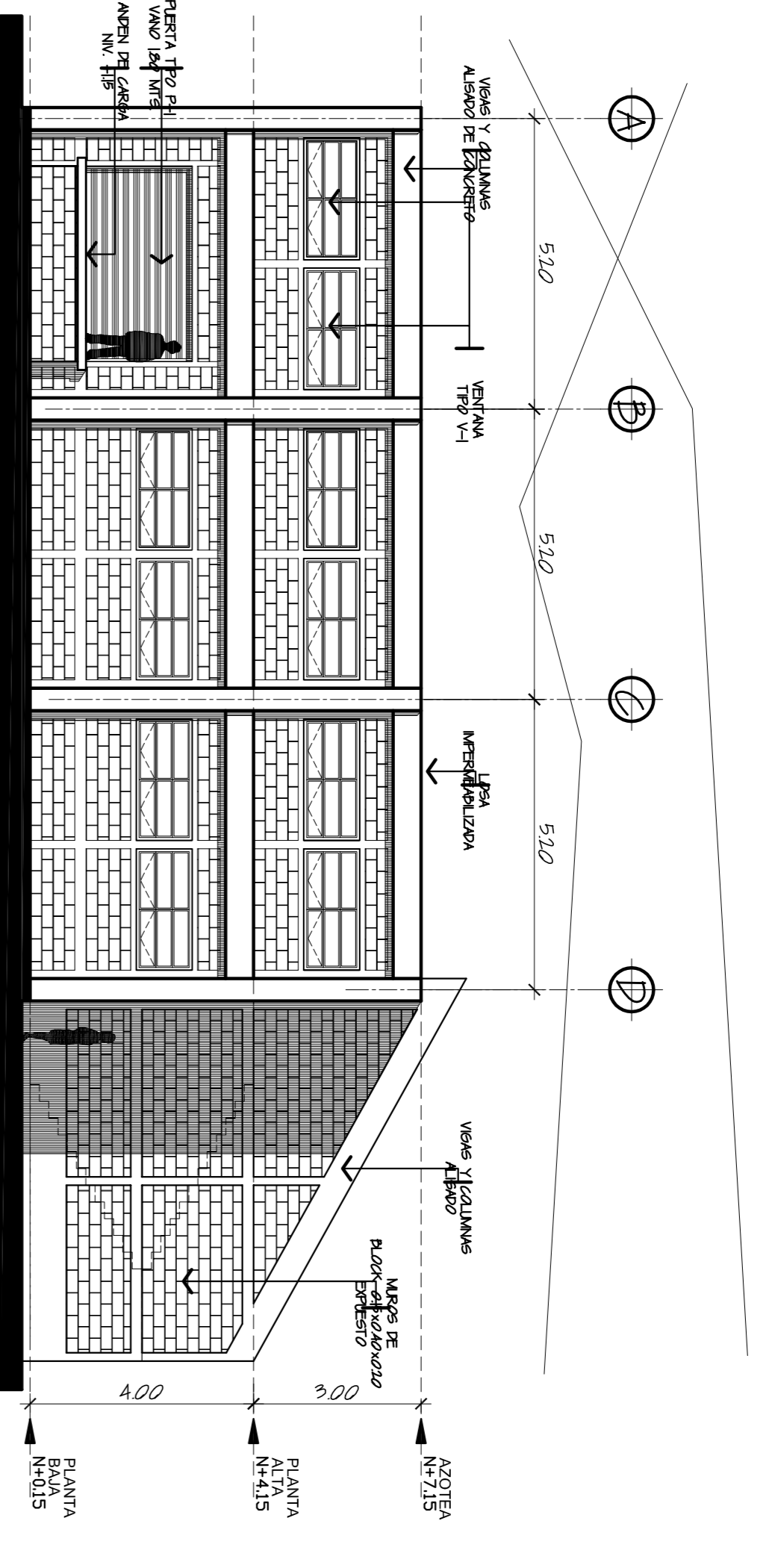
HONORABLE ESCOBAR LÓPEZ
 ASesor EPS-INGENIERIA

ESCALA: INDICADA
 FECHA: JULIO 2008
 TITULO: HMBL



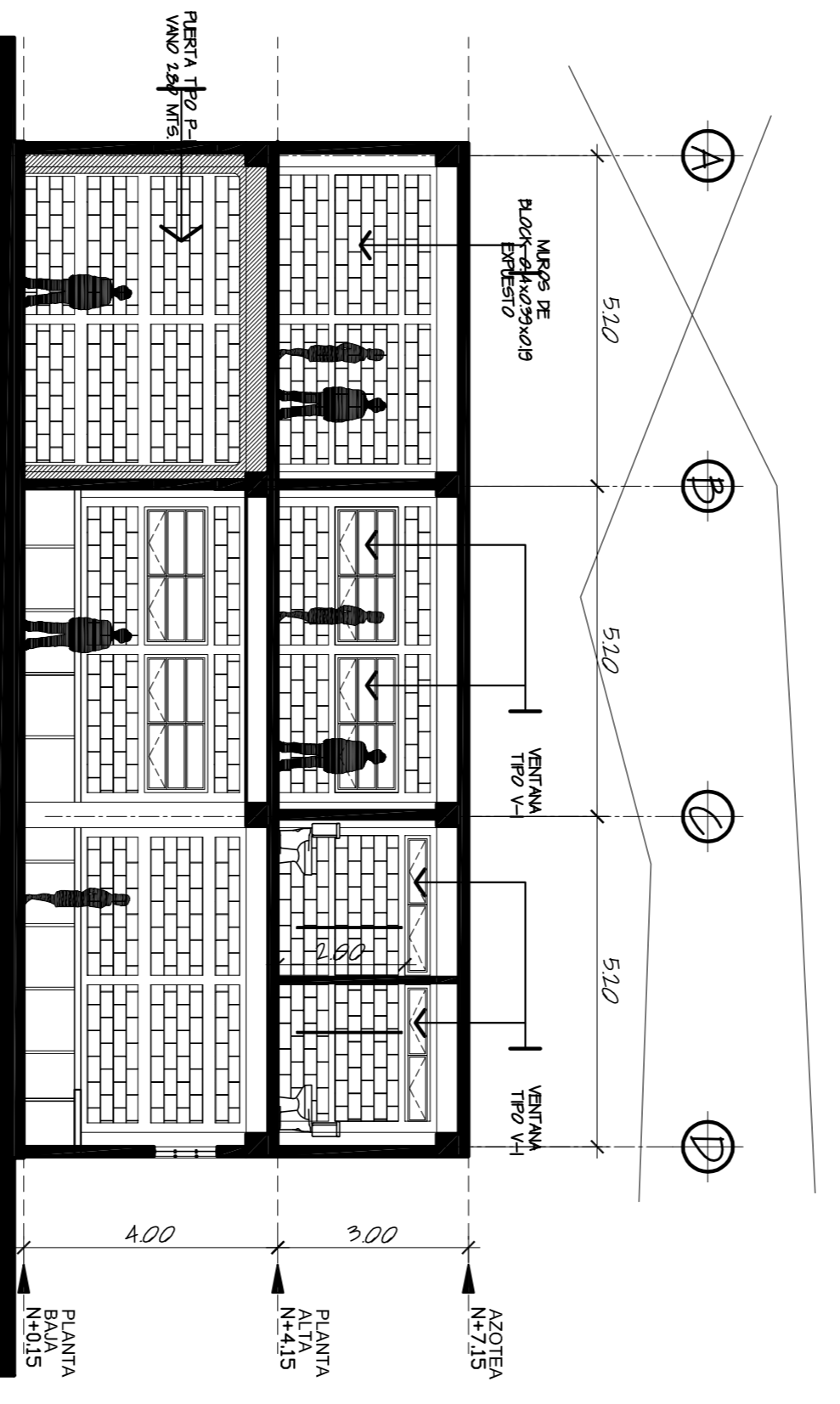
E1 ELEVACION AL SUR

ESCALA 1:100



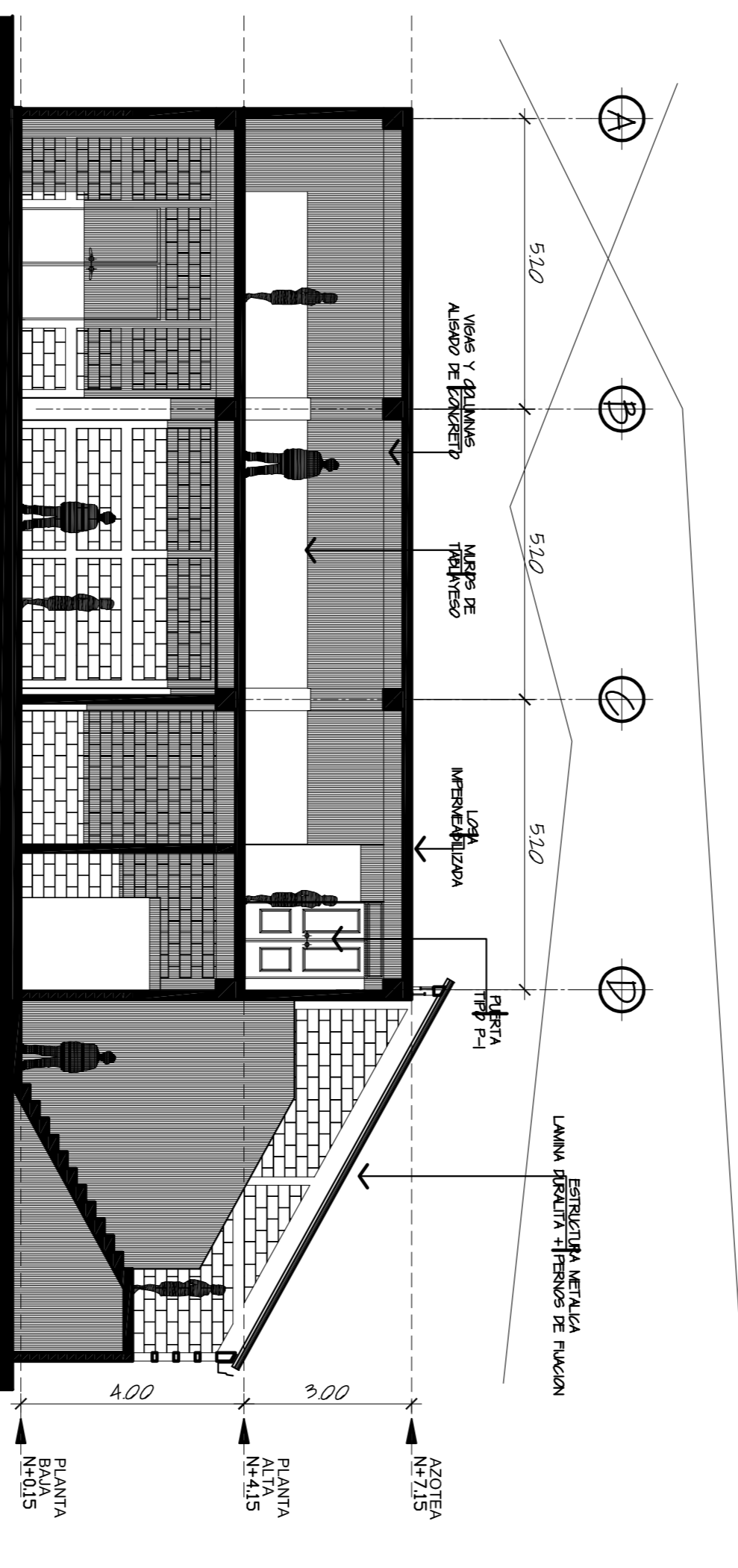
E2 ELEVACION AL OESTE

ESCALA 1:100



S1 SECCION A-A'

ESCALA 1:100



S2 SECCION B-B'

ESCALA 1:100

NOTAS:



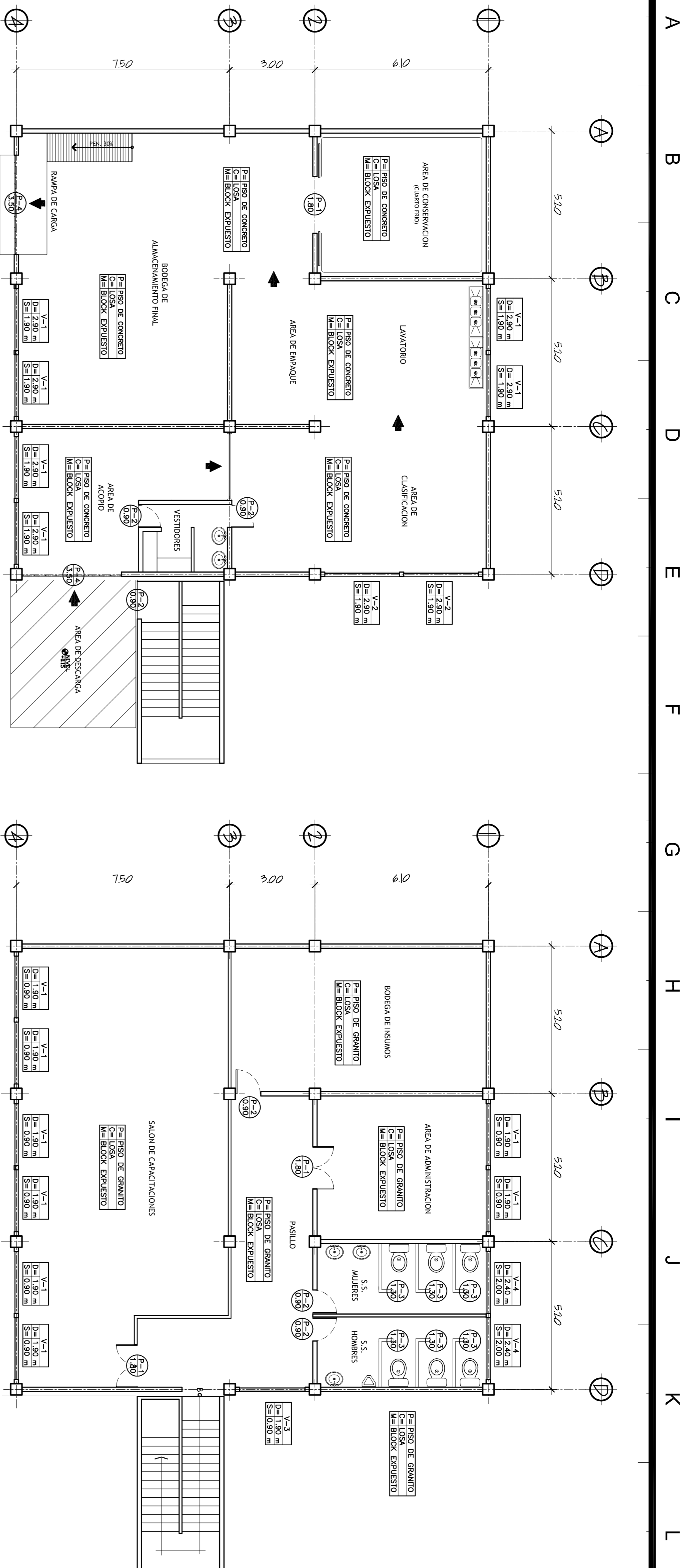
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUBSISTEMADO EPS 2008
 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA

PROYECTO:
 Centro de Acopio de productos hortícolas,
 caserío Vasconcelos, Xajaxac, Sololá

DISENYO Y DESARROLLO	ASESOR	U	A	E	I
HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ	ING. SILVIO RODRIGUEZ				
CARNE: 5004-30580					

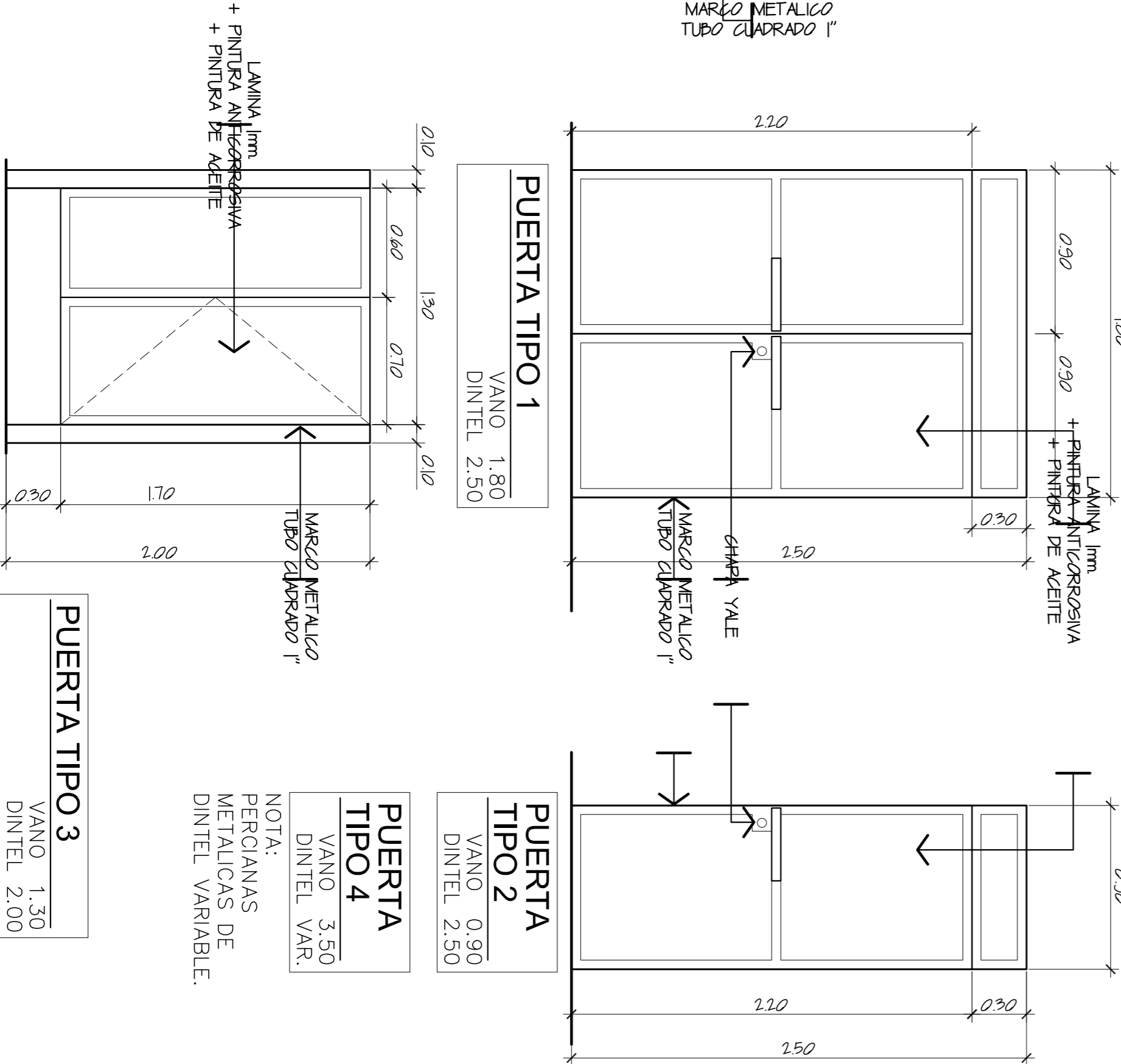
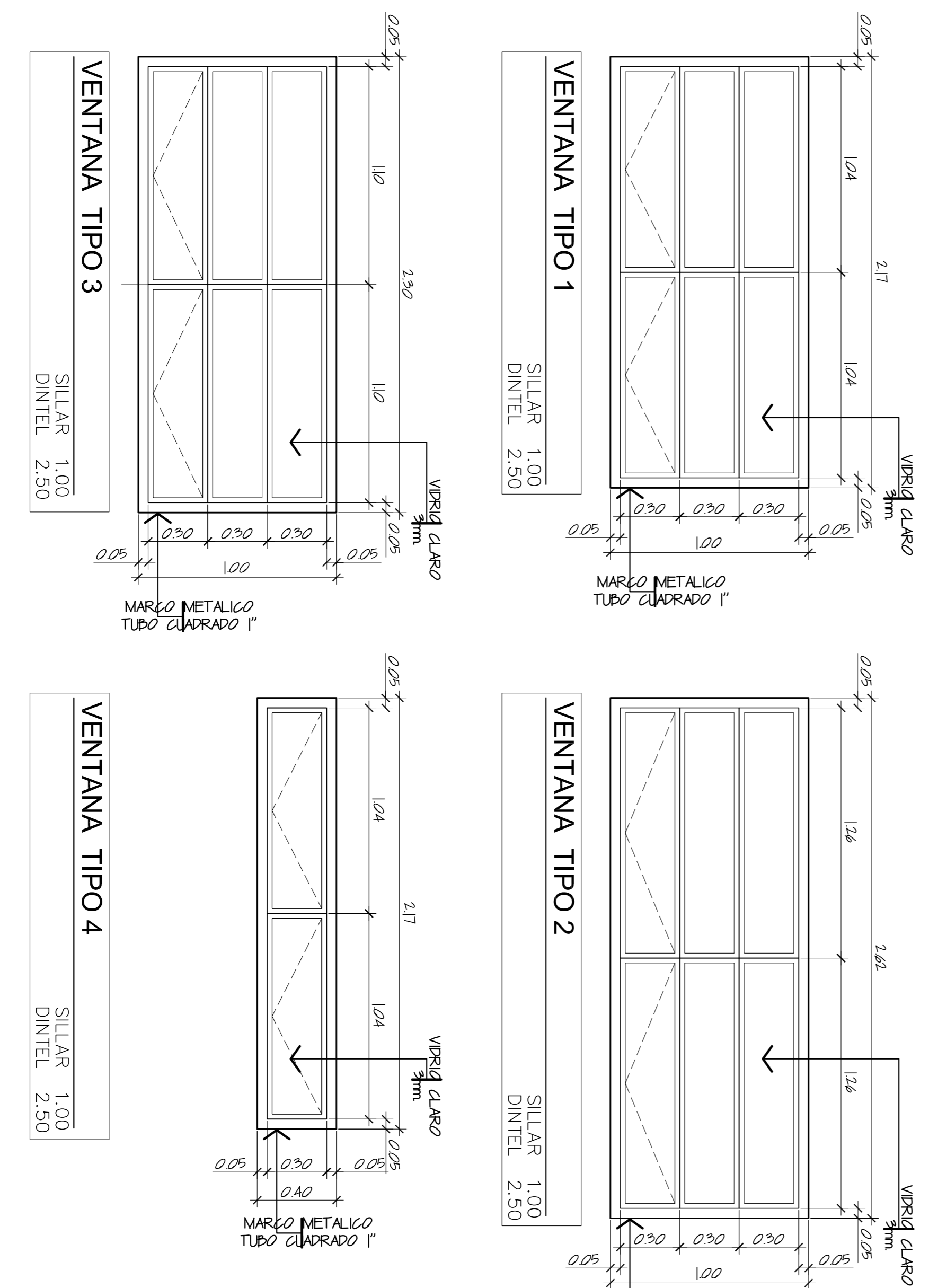
CONTENIDOS	Hojas No.
ELEVACIONES + SECCIONES	3 / 14

ING. SILVIO RODRIGUEZ ASesor EPS-INGENIERIA	HONORARIA ESCOBAR LÓPEZ EPS-INGENIERIA
--	---



P1 PLANTA PRIMER NIVEL
ESCALA 1:100

P2 PLANTA SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:100



NOTAS:

ACABADOS

SIGNO	SIMBOLOGIA	SIGNIFICADO
P=		INDICA ACABADO EN PISO
C=		INDICA ACABADO EN CIELO
M=		INDICA ACABADO EN MURO
V-1		TIPO DE VENTANA
D=2.50 m		INDICA ALTURA DE DINTEL
S=1.00 m		INDICA ALTURA DE SILLAR
P-1		TIPO DE PUERTA
1.80		ANCHO EN MTS. DE VANO

PLANILLA DE PUERTAS Y VENTANAS

TIPO	CANT.	DINTEL	SILLAR	ALTO	ANCHO	HOJAS
P-1	3	---	---	2.50	1.80	2
P-2	6	---	---	2.50	0.90	1
P-3	6	---	---	2.00	1.30	1
P-4	2	---	---	2.00	3.50	1
V-1	14	2.90	1.90	1.00	2.18	-
V-2	2	2.90	1.90	1.00	2.63	-
V-3	1	1.90	0.90	1.00	2.30	-
V-4	2	2.40	2.00	0.40	2.18	-



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUBSISTIDO EPS 2008
MUNICIPALIDAD DE SOLA, SOLA

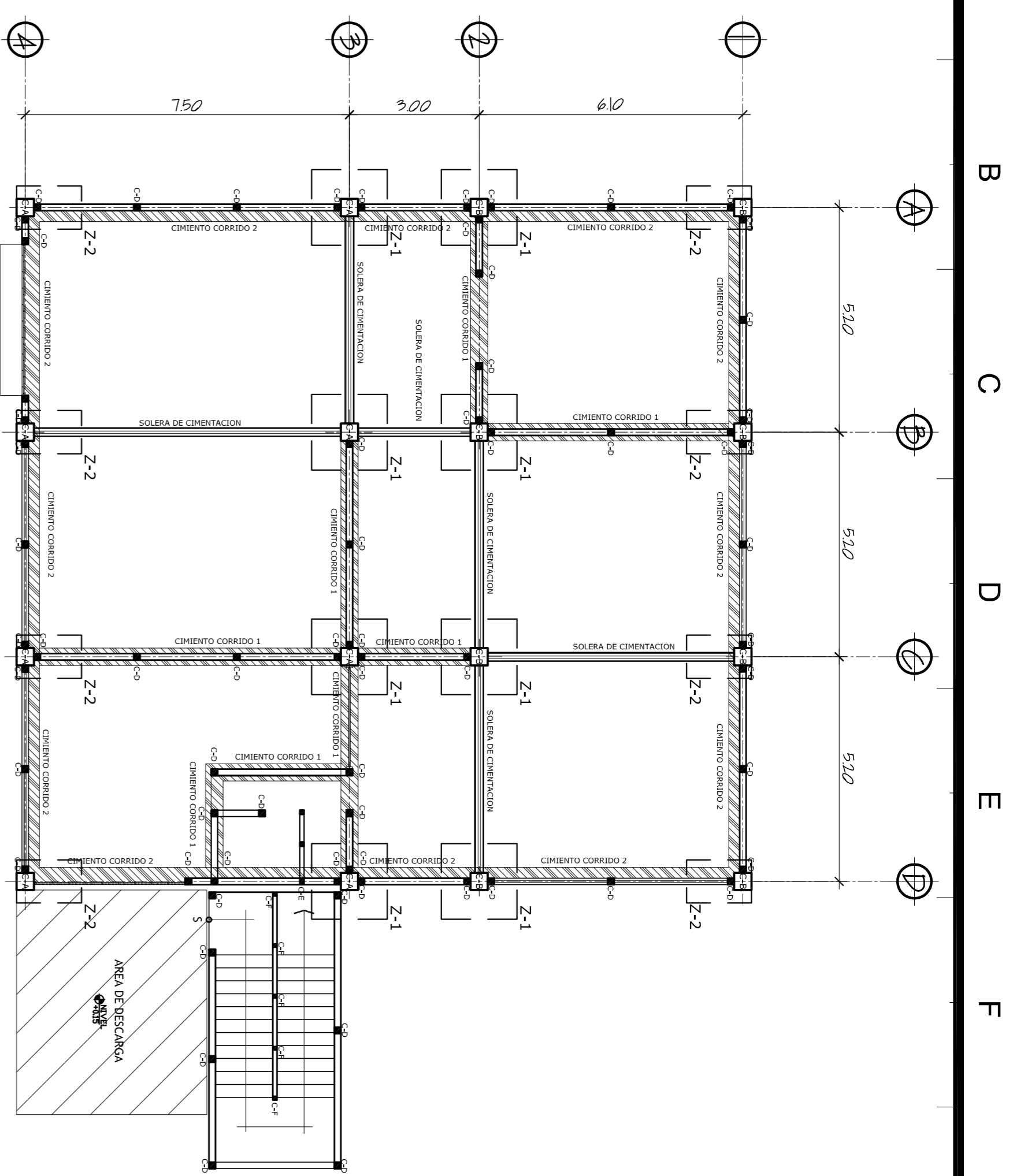
PROYECTO:
Centro de Acopio de productos hortícolas,
caserio Vasconcelos, Xajaxac, Solalá

DISEÑO Y DESARROLLO	ASESOR	U	A	E	I
HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ CANJE: 2009-3080	ING. SILVIO RODRIGUEZ				

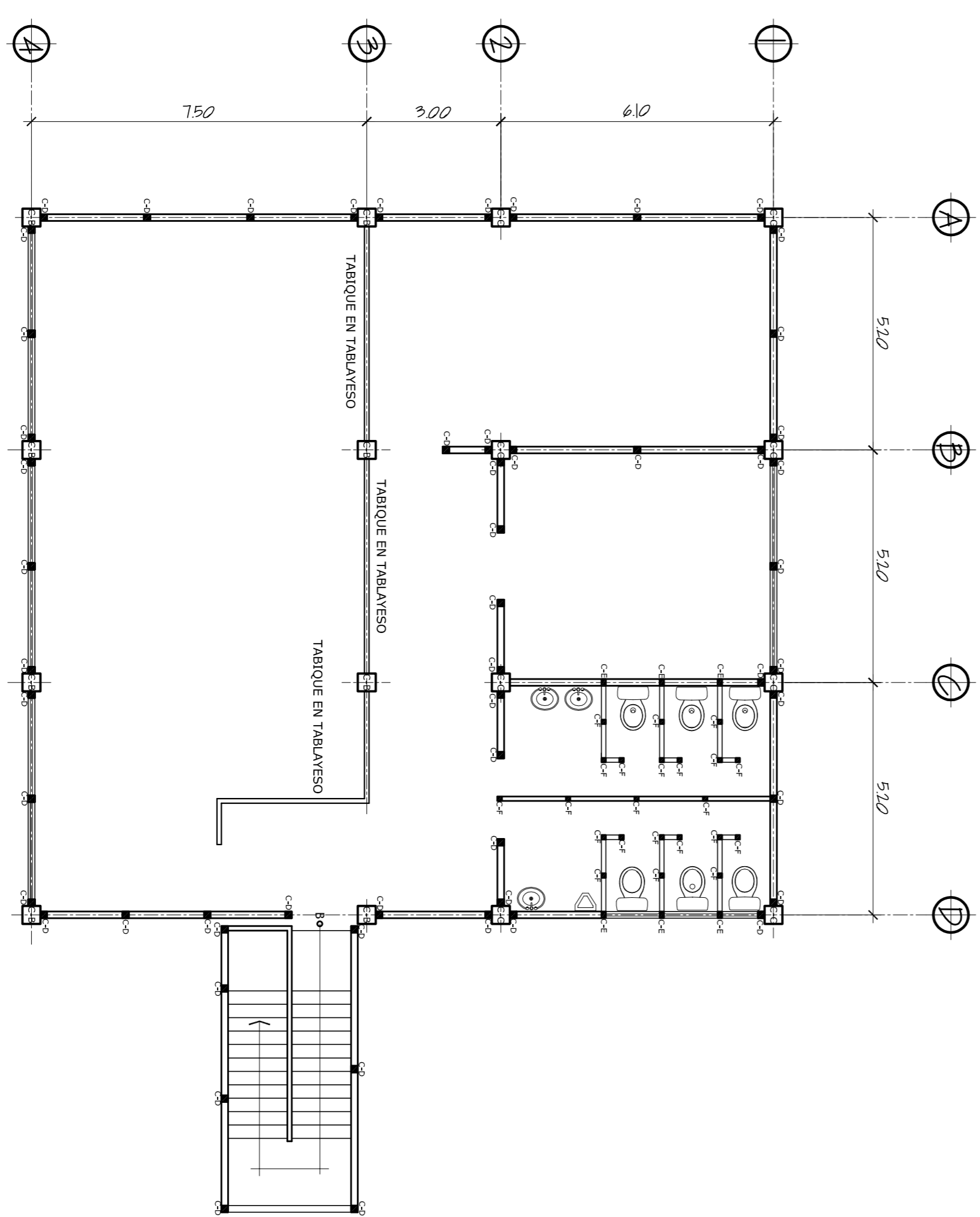
CONTENIDOS	HOJAS N.
PLANTA DE ACABADOS + PLANTILLA DE PUERTAS Y VENTANAS	4 14

ING. SILVIO RODRIGUEZ
ASESOR EPS-INGENIERIA

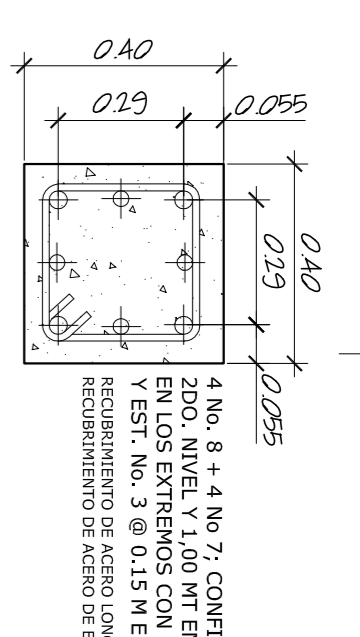
HONORABLE ESCOBAR LÓPEZ
ASESOR EPS-INGENIERIA



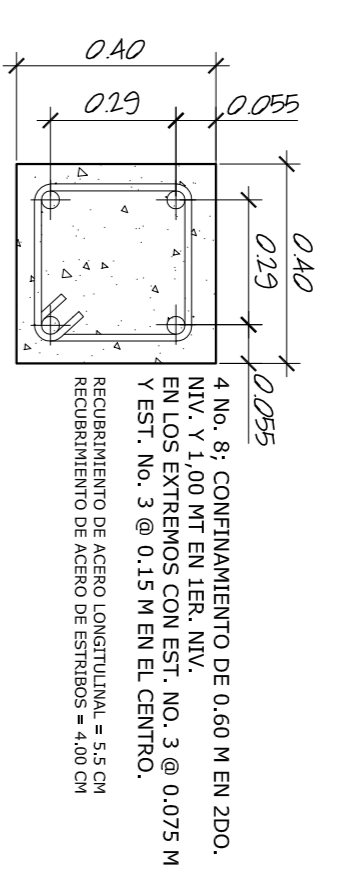
P1 PLANTA PRIMER NIVEL
ESCALA 1:100



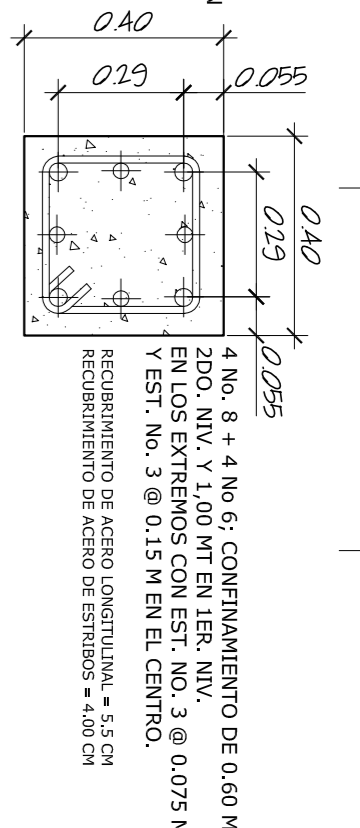
P2 PLANTA SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:100



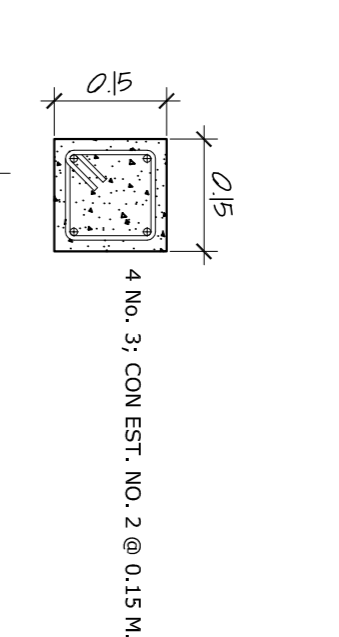
COLUMNA A
ESCALA 1/25



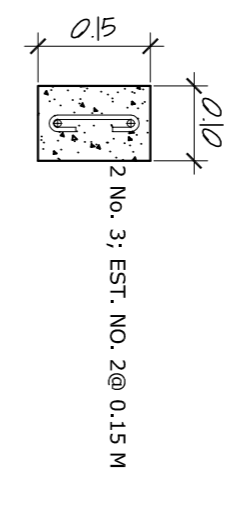
COLUMNA C
ESCALA 1/25



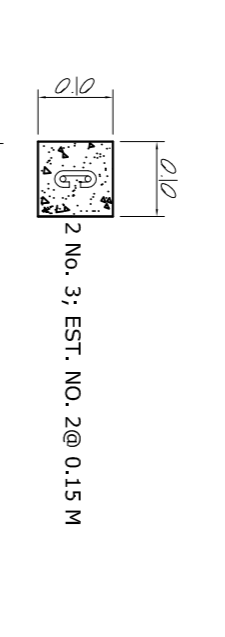
COLUMNA B
ESCALA 1/25



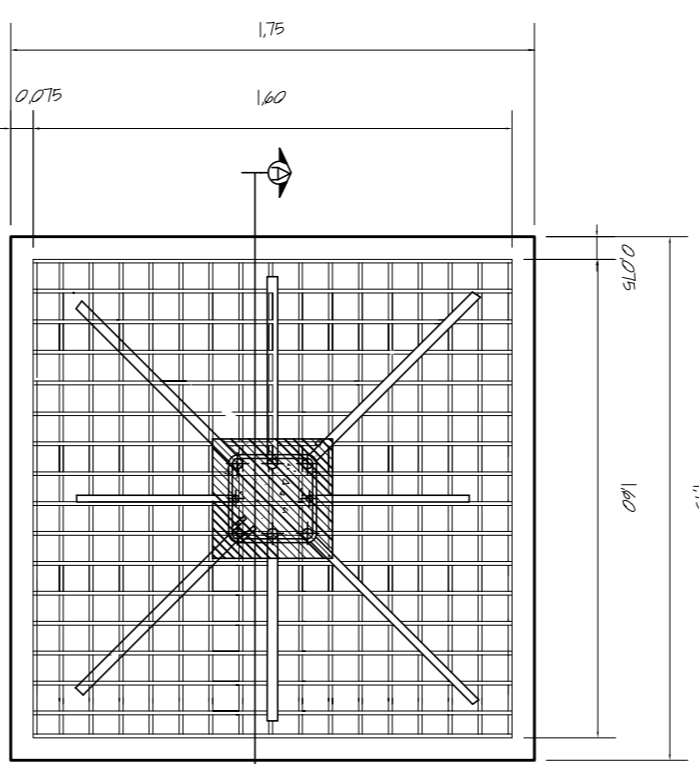
COLUMNA D
ESCALA 1/25



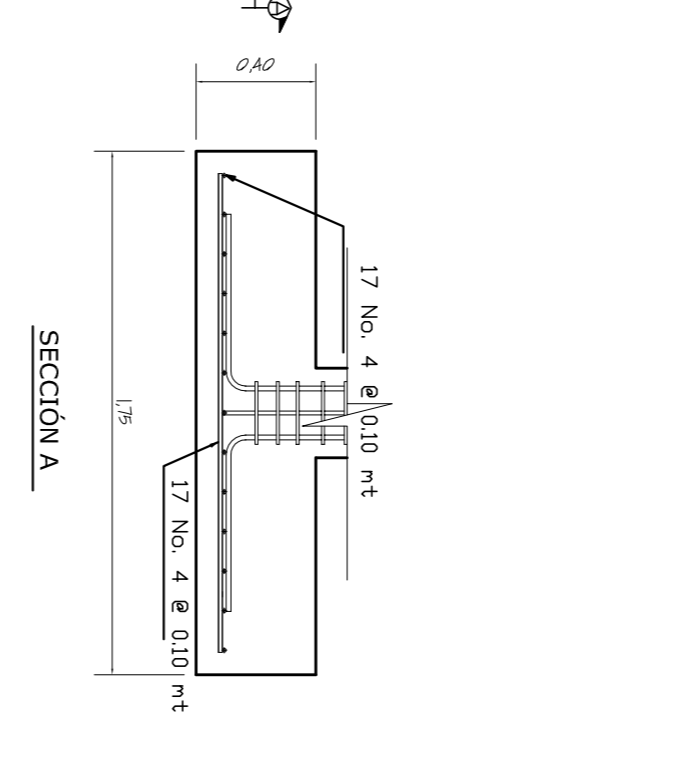
COLUMNA E
ESCALA 1/25



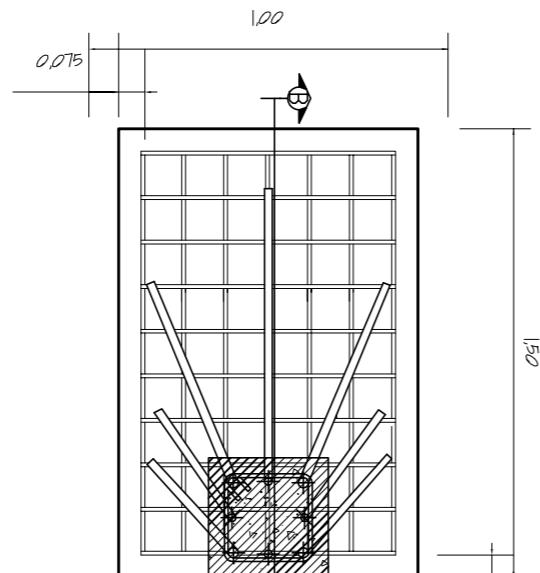
COLUMNA F
ESCALA 1/25



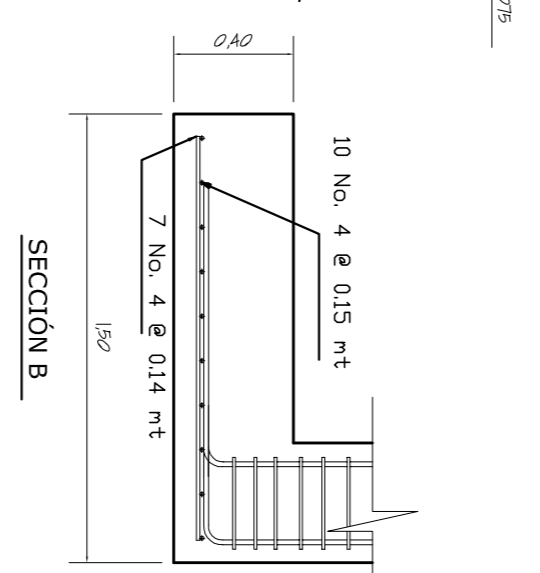
ZAPATA TIPO 1
ESCALA 1/25



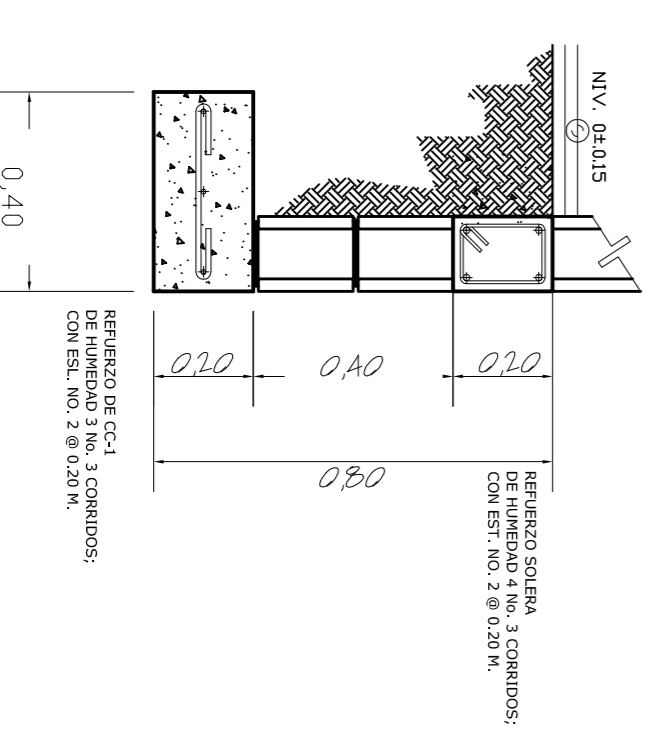
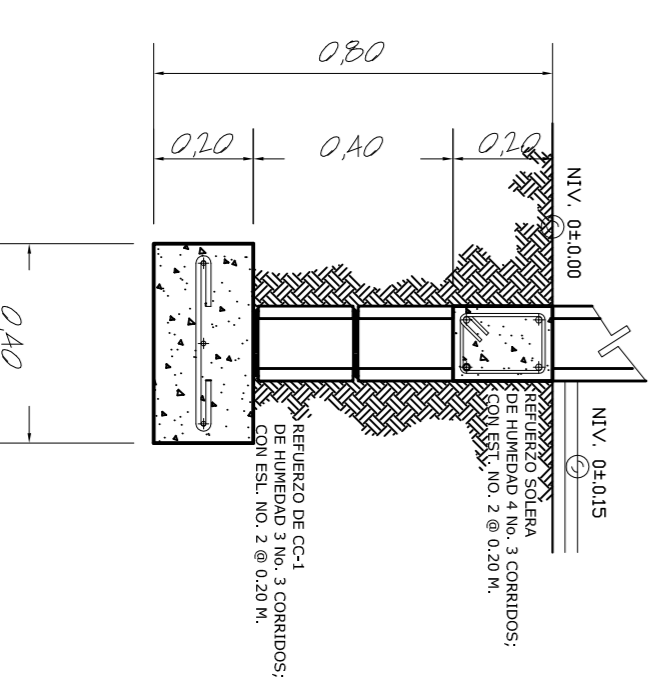
ZAPATA TIPO 2
ESCALA 1/25



CIMENTO CORRIDO 1
ESCALA 1/25



CIMENTO CORRIDO 2
ESCALA 1/25



NOTAS:

RECUBRIMIENTO MINIMO	
1 COLUMNAS	0.040 m
2 VIGAS	0.040 m
3 CIMENTOS	0.075 m <small>A.C.I. 318 - 05 CM-7</small>
4 LOSAS	0.025 m

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES			
1 CONCRETO	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	<small>A.C.I. 318 - 05 CM-7</small>	
2 ACERO DE REFUERZO	$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$	<small>A.C.I. 318 - 05 CM-7</small>	
3 REFUERZO A CORTE	$f_v = 2810 \text{ kg/cm}^2$		
4 RES. DE BLOCK	$f_m = 25 \text{ kg/cm}^2$		

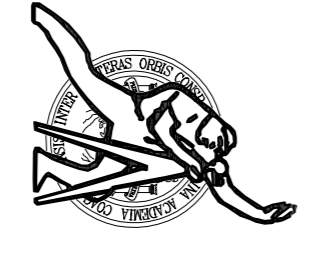
- EL CEMENTO DEBE CUMPLIR CON LO ESPECIFICADO EN EL CODIGO A.C.I. 318 - 05 SECC. 3.2
- LOS AGRGADOS DEBEN CUMPLIR CON LO ESPECIFICADO EN EL CODIGO A.C.I. 318-05 SECC. 3.3.
- EL AGRGADO FINO SERA ARENA DE RIO LIBRE DE BASURA Y AGENTES CONTAMINANTES.
- EL AGRGADO GRUESO A USAR SERA: VIGAS Y COLUMNAS USAR DE 1/2" Y 3/4" MOCHETAS O COSTILLAS USAR DE 1/2" CIMENTOS Y ZAPATAS USAR DE 3/4" Y 1"
- EL ACERO DE REFUERZO ES GRADO 40
- LA PROPORCION A UTILIZAR PARA EL TERCEADO DEL CONCRETO ES: 1:2:3 CEMENTO: ARENA: PIEDRIN

LOS EMPALMES EN EL REFUERZO SERAN POR TRASLAPLO Y CUMPLIRAN CON LAS ESPECIFICACIONES EXPUESTAS EN LA SECCION 12.15 Y 12.16 DEL CODIGO ACI 318-05.

SE SUGIERE QUE LOS EMPALMES SEAN EN PUNTOS DE ESFUERZO MINIMO Y ESCALONADOS PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS EN ZONAS DE ESFUERZO CRITICO.

LONGITUD DE EMPALMES (m)			
BARRA	COLUMNAS (compuestas)	VIGAS Y LOSAS CLASE B	
3	0.30	0.47	
4	0.40	0.63	
5	0.50	0.78	<small>A.C.I. 318 - 05 CAP. 12 12.15.1-12.16.1</small>
6	0.60	0.94	
7	0.70		
8	0.80		

EN EMPALMES EL ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIOS SERA DE 10 CM



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUBORDINADO EPS 2008
MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA

PROYECTO:
Centro de Acopio de productos hortícolas,
caserio Vasconcelos, Xajaxac, Sololá

DIENYO Y DESARROLLO	ASISOR	U	A	E	I
HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ CANJE: 2009-30880	ING. SILVIO RODRIGUEZ				

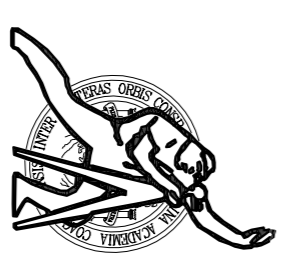
CONTENIDO:		HOJAS N°
PLANTA DE ESTRUCTURAS + DETALLES		5
		14

ING. SILVIO RODRIGUEZ
ASESOR EPS-INGENIERIA

HONORARIA ESCOBAR LÓPEZ
EPS-INGENIERIA

CARGAS VIVAS DE DISEÑO	
1	TECHOS 100 kg/m ²
2	SALÓN DE CAPACIT. 400 kg/m ²
3	2DO. NIVEL 400 kg/m ²

NOTAS:



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUBSISTEMADO EPS 2008
 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA

PROYECTO:
 Centro de Acopio de productos hortícolas,
 caserío Vasconcelos, Xajajax, Solalá

ESCALA: INDICADA
 FECHA: JULIO 2008
 TITULO: HABIL

DISENYO Y DESARROLLO:
 HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ
 CANAL: 2009-30880

ASESOR:
 ING. SILVIO RODRIGUEZ

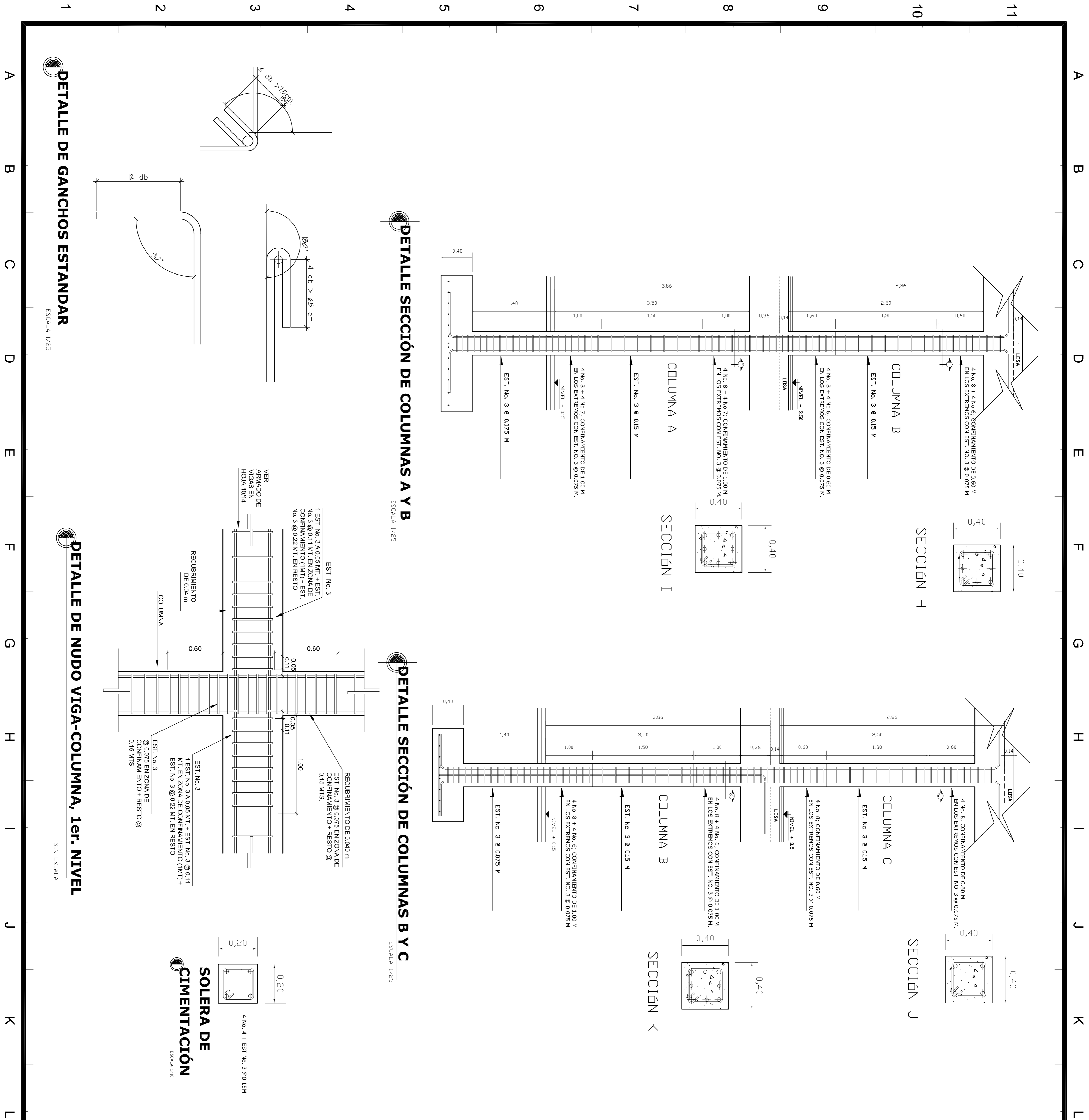
CONTENIDOS:

CORTES TÍPICOS DE COLUMNAS
 + DETALLES

Hojas No. 6
 14

ING. SILVIO RODRIGUEZ
 ASesor EPS-INGENIERIA

HONORARIA ESCOBAR LÓPEZ
 EPS-INGENIERIA

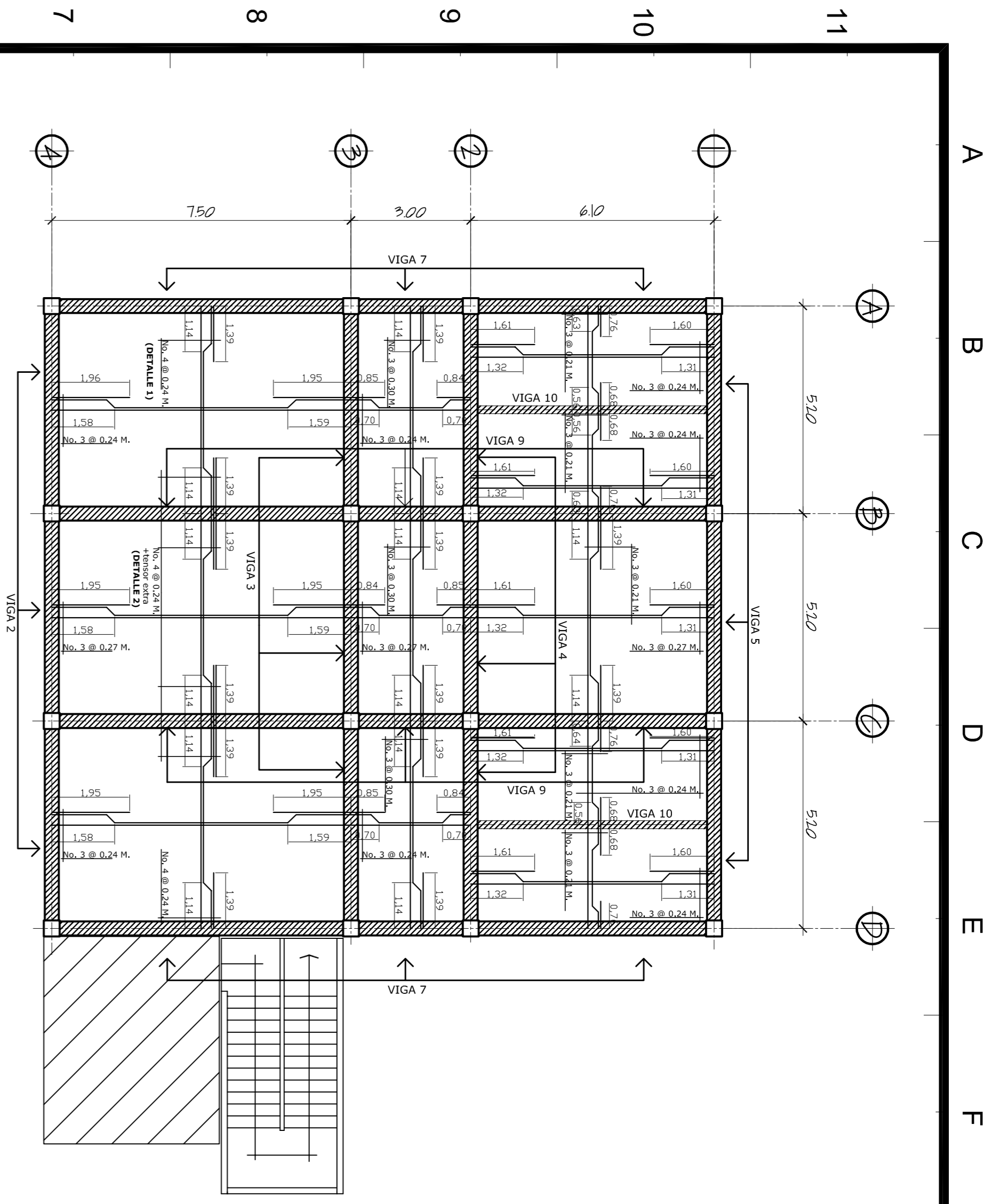


11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1

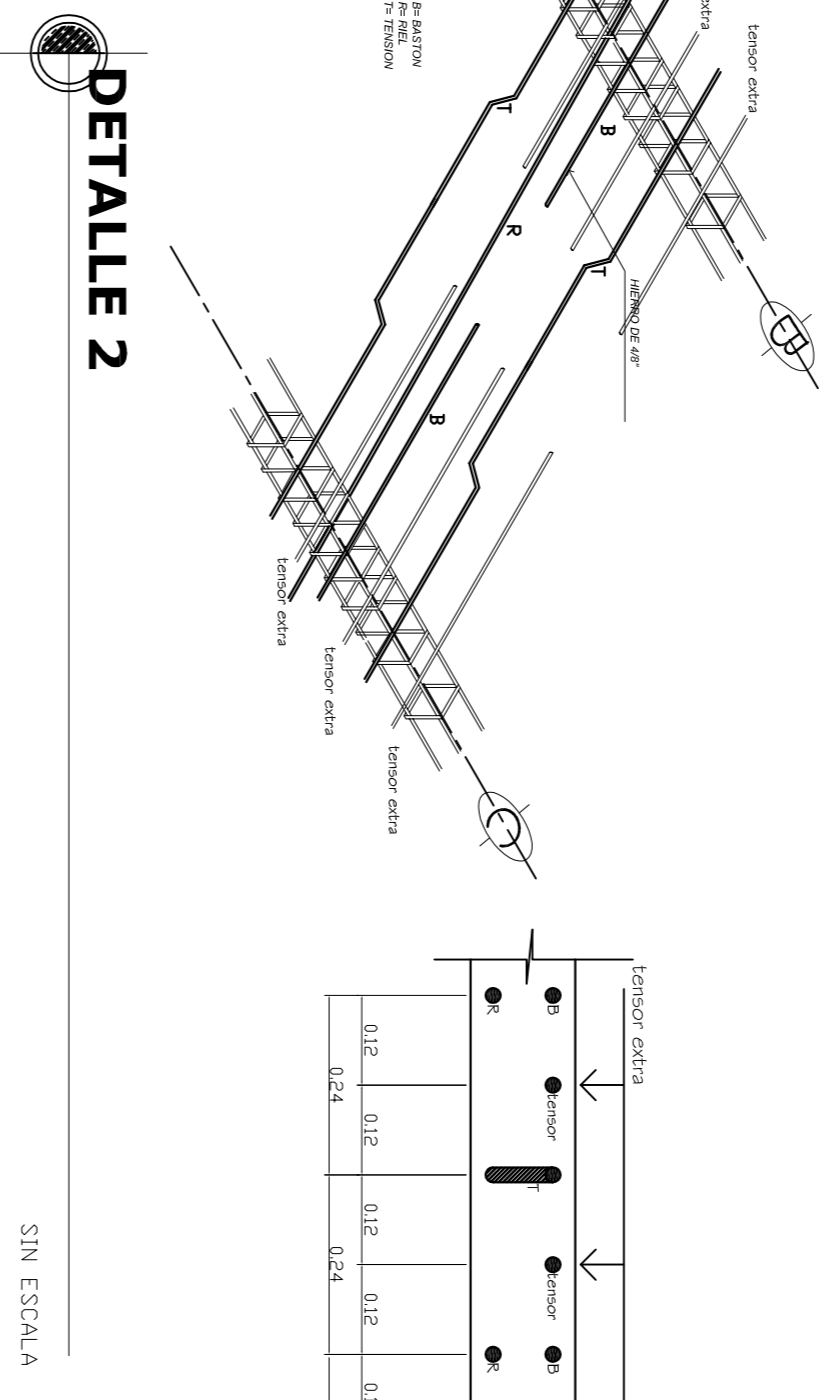
A B C D E F G H I J K L

P1 PLANTA PRIMER NIVEL

ESCALA 1:100

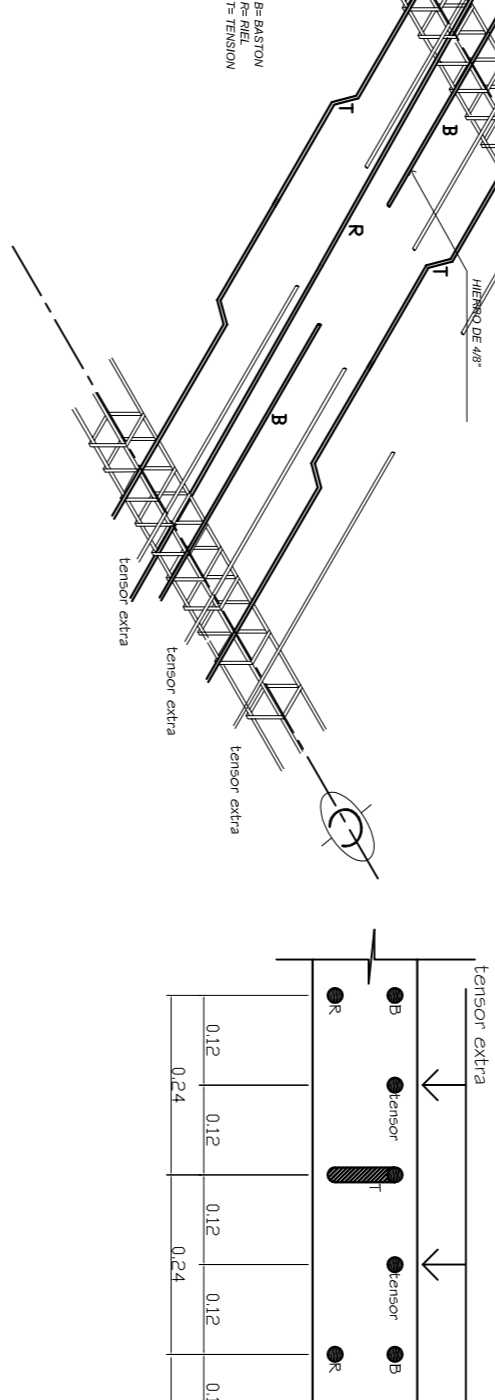


DETALLE 1



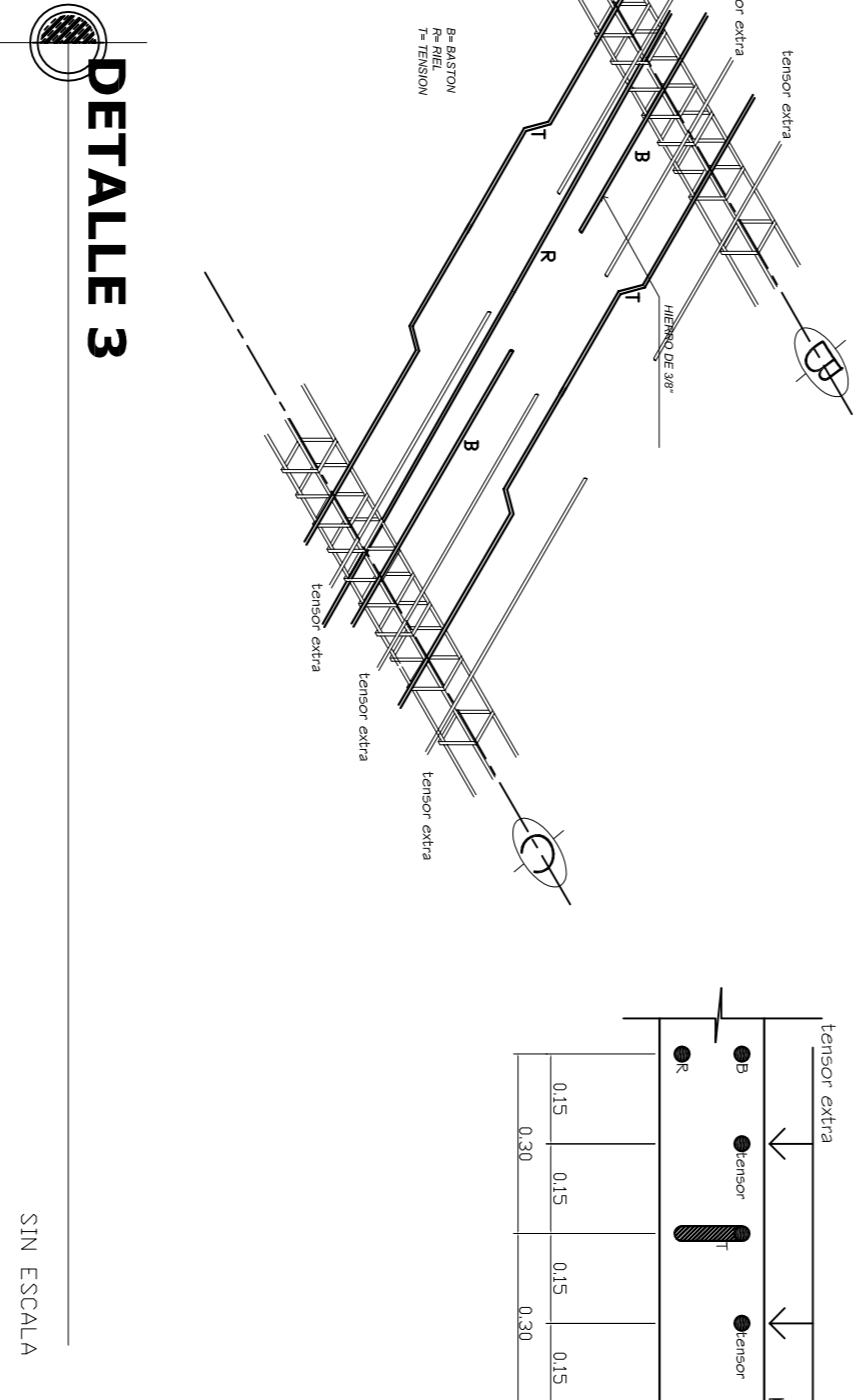
SIN ESCALA

DETALLE 2



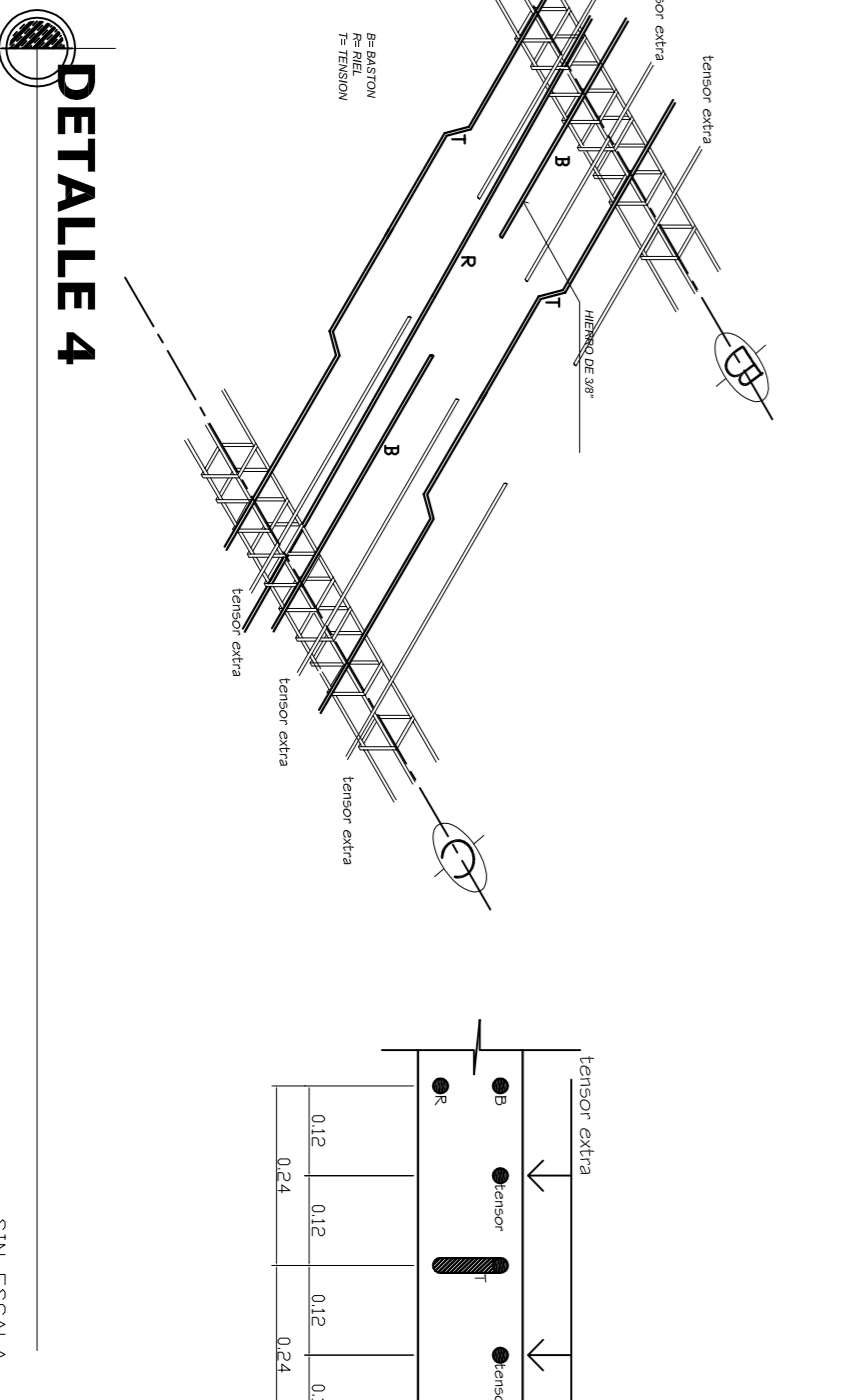
SIN ESCALA

DETALLE 3



SIN ESCALA

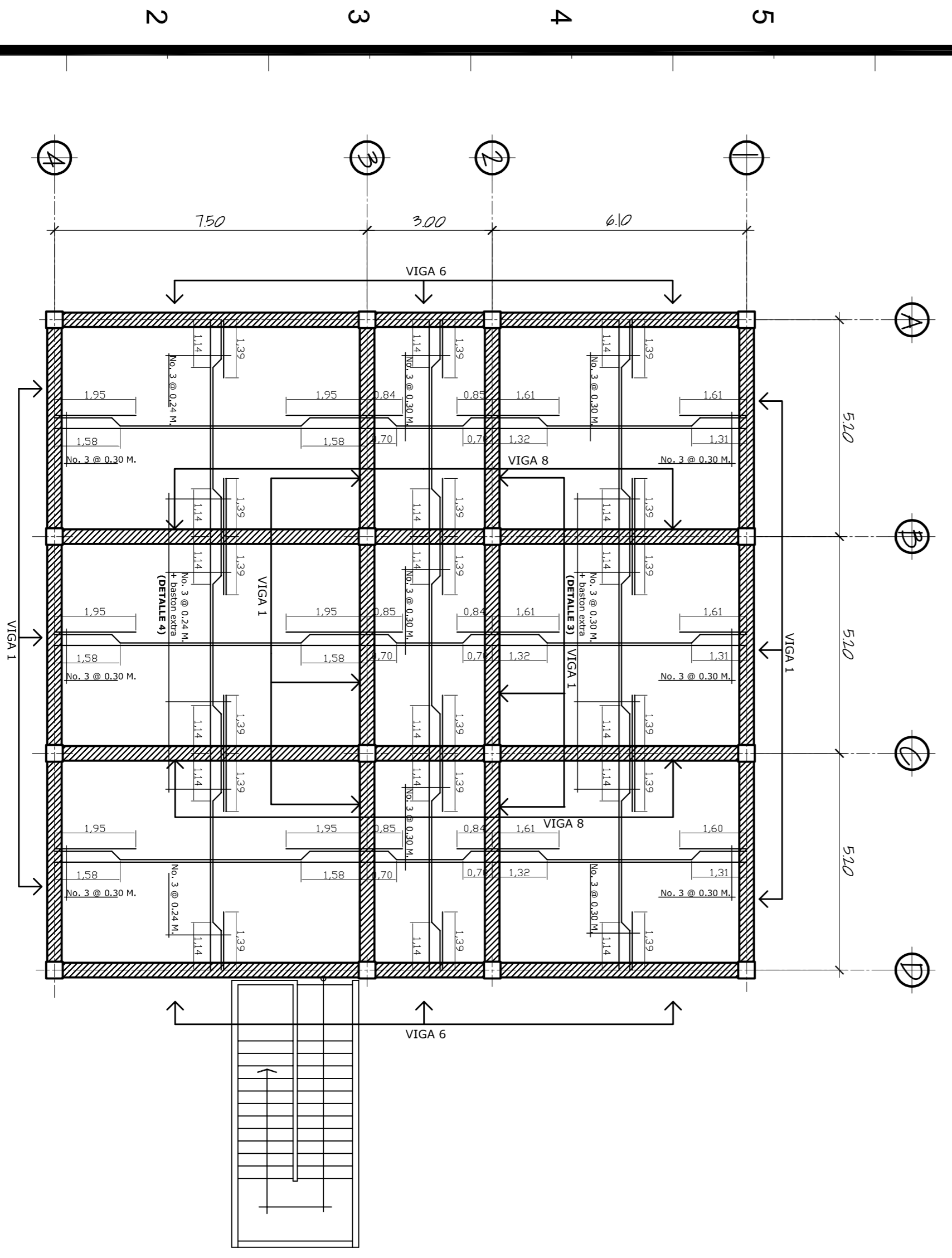
DETALLE 4



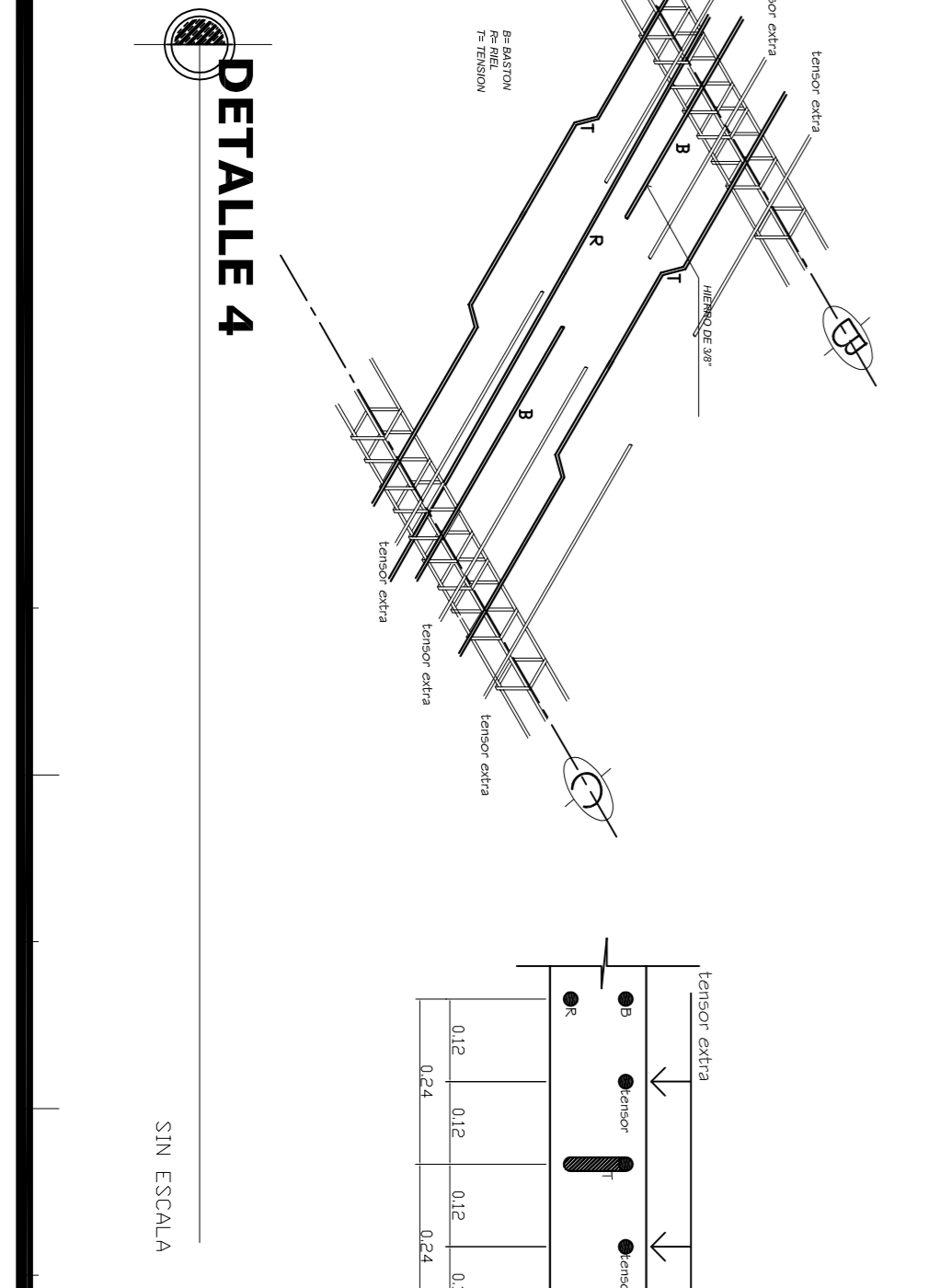
SIN ESCALA

P2 PLANTA SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1:100

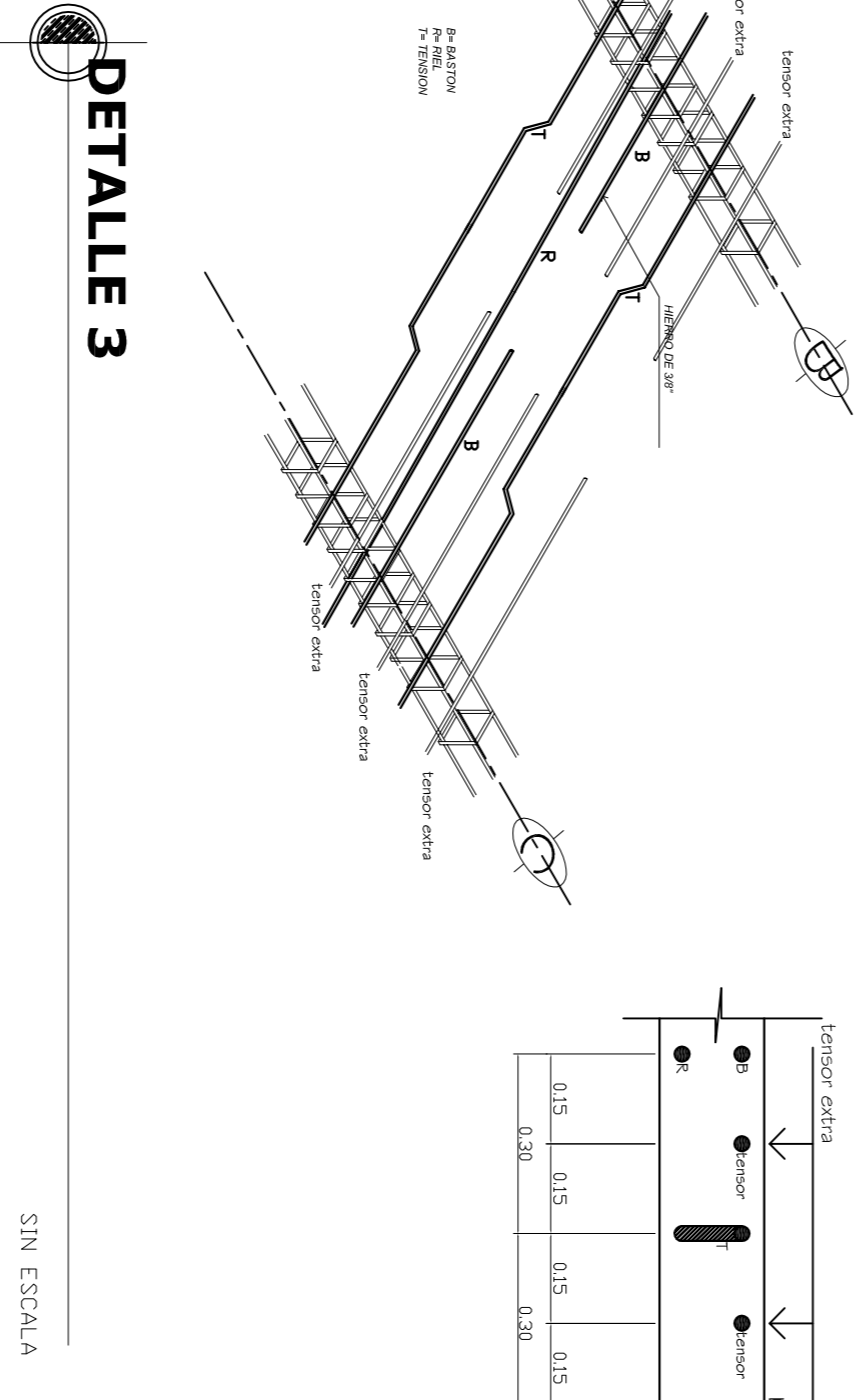


DETALLE 1



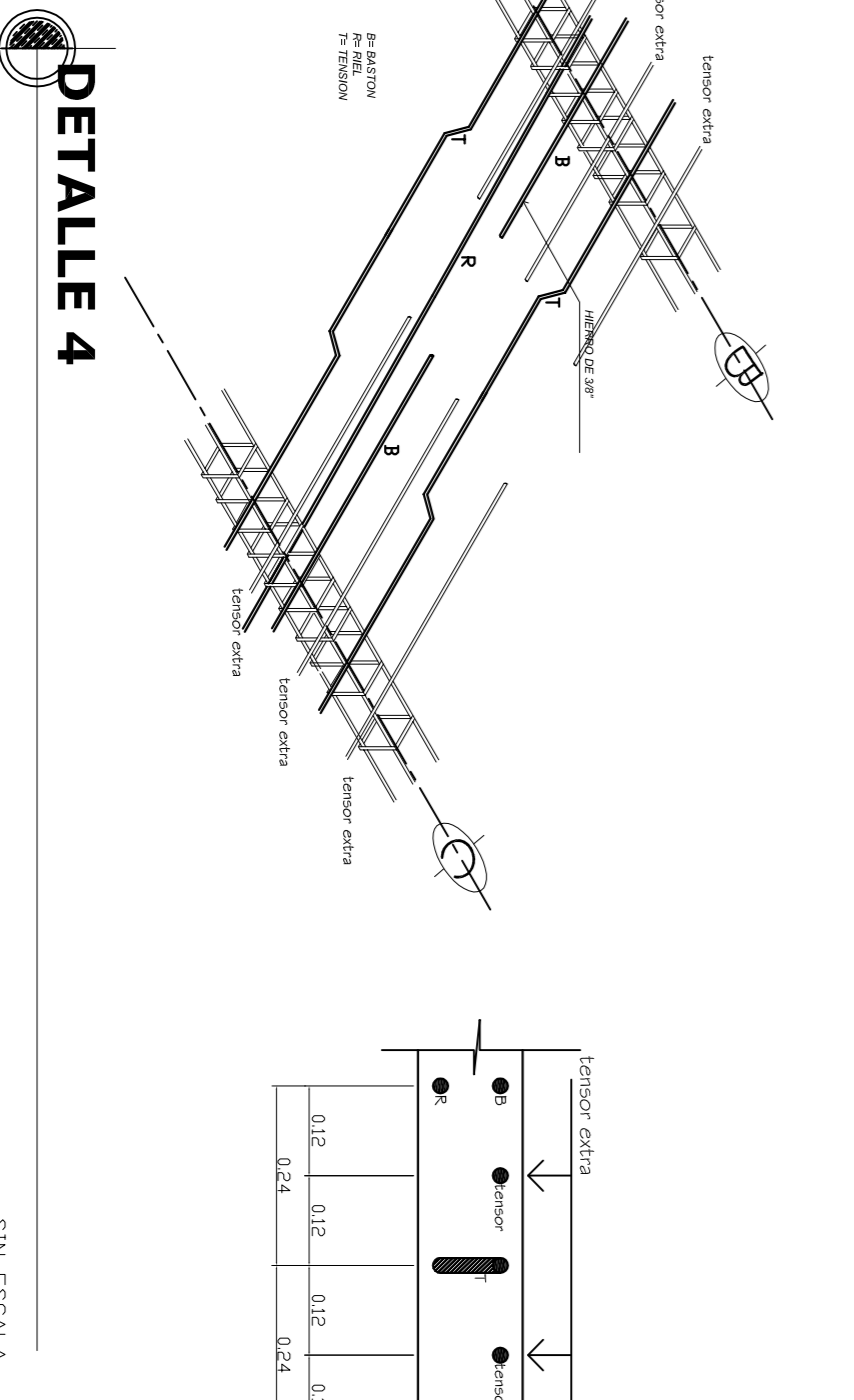
SIN ESCALA

DETALLE 2



SIN ESCALA

DETALLE 3



SIN ESCALA

NOTAS:

CARGAS VIVAS DE DISEÑO	
1	TECHOS 100 kg/m ²
2	SALON DE CAPACIT. 400 kg/m ²
3	ZDO. NIVEL 400 kg/m ²



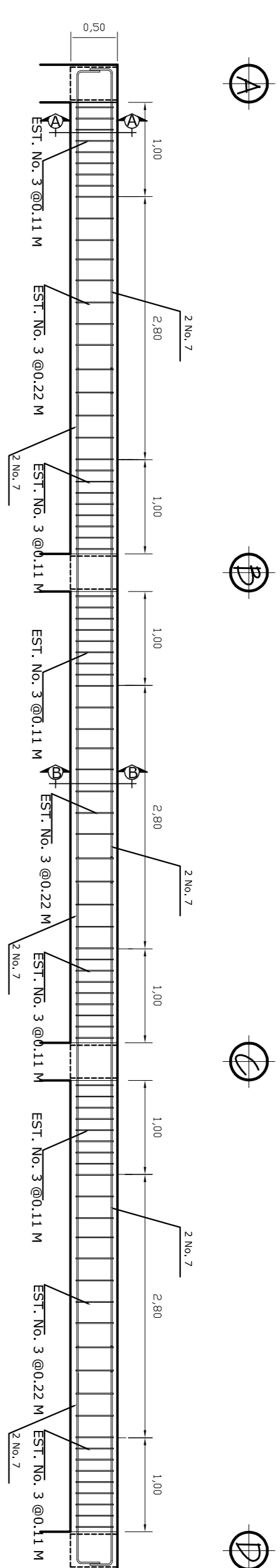
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUSPENDIDO EPS 2008
 MUNICIPALIDAD DE SOLULA, SOLULA

PROYECTO	Centro de Acopio de productos hortícolas, caserío Vasconcelos, Xajaxac, Solulá	ESCALA	INDICADA
FECHA	JULIO 2008	TITULO	HAEL
INGENIERO	ING. SILVIO RODRIGUEZ	U	A
ASISTENTE	ING. SILVIO RODRIGUEZ	E	I
CONTENIDO	PLANTA DE LOSA + DETALLES	HOJA No.	8
			14

ING. SILVIO RODRIGUEZ
 ASISTENTE EPS-INGENIERIA

INGENIERA ESCOBAR LOPEZ
 EPS-INGENIERIA

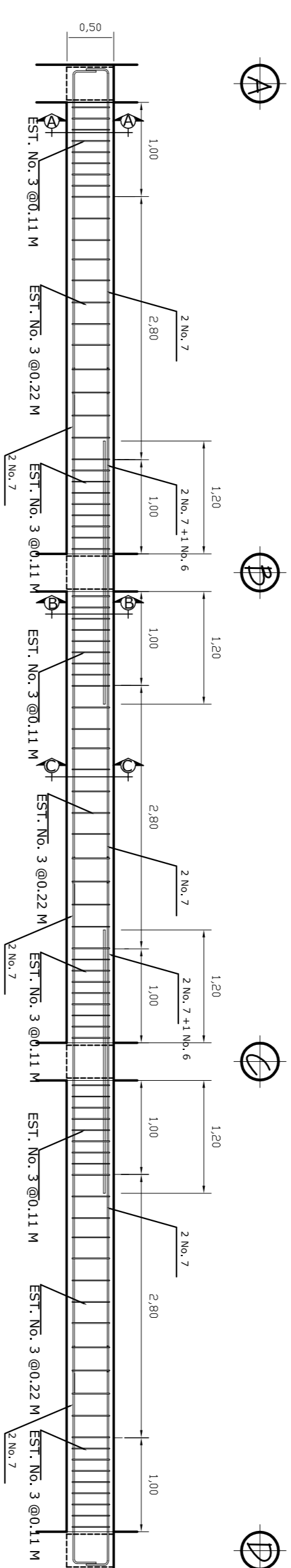
11



DETALLE DE VIGA 1

ESCALA 1/50
ESCALA CORTES 1/20

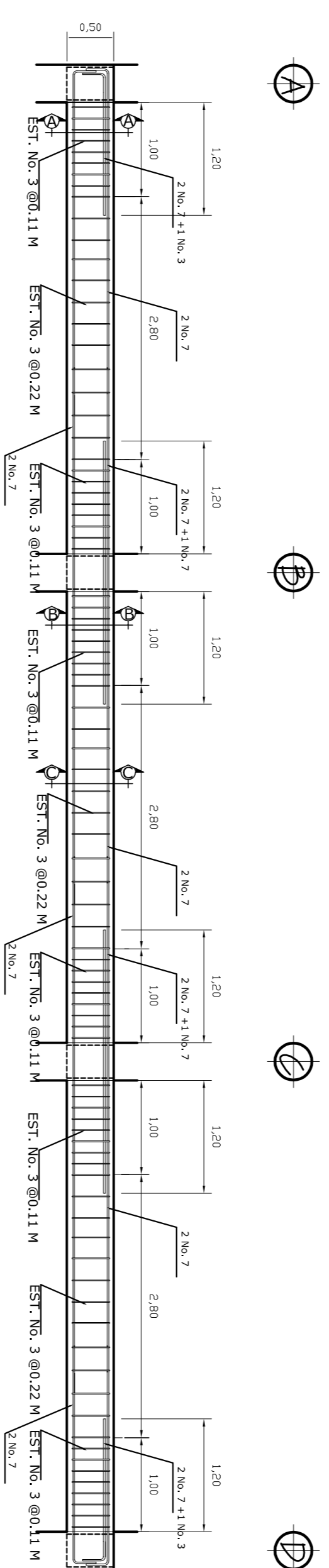
9



DETALLE DE VIGA 2

ESCALA 1/50
ESCALA CORTES 1/20

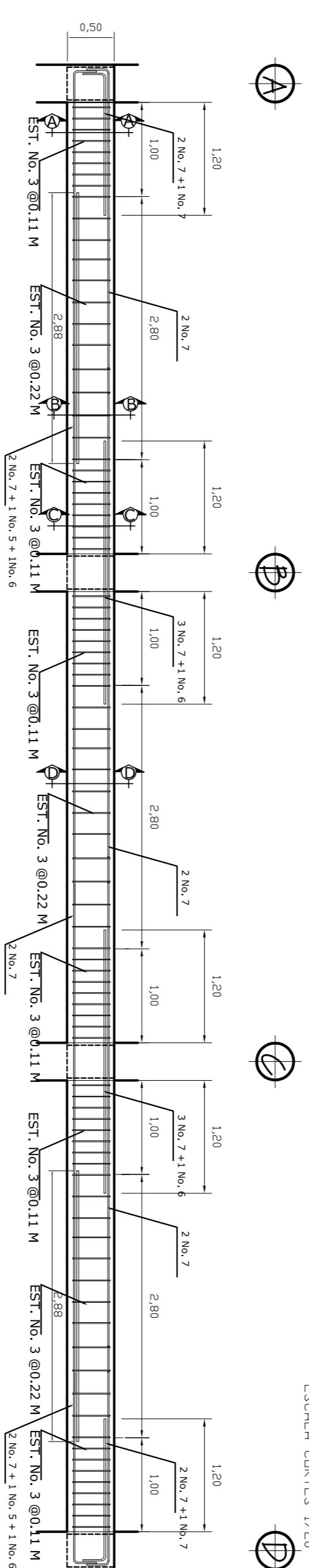
7



DETALLE DE VIGA 3

ESCALA 1/50
ESCALA CORTES 1/20

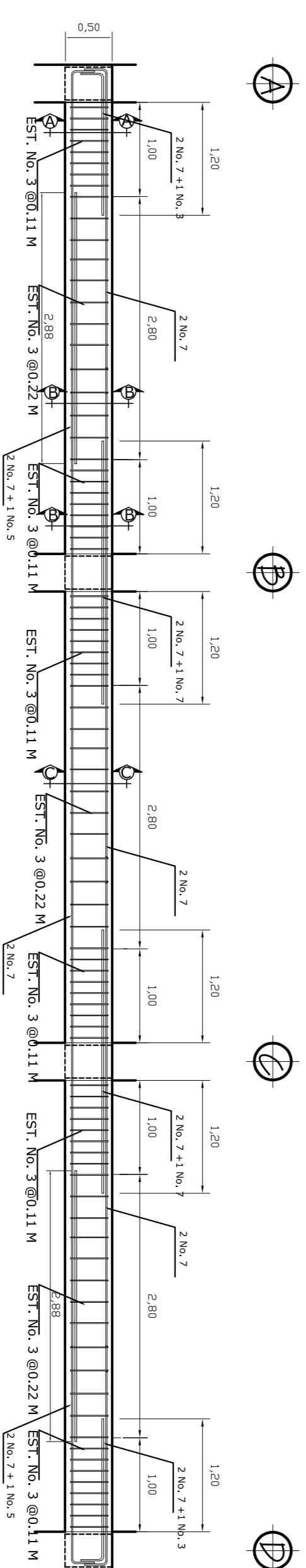
4



DETALLE DE VIGA 4

ESCALA 1/50
ESCALA CORTES 1/20

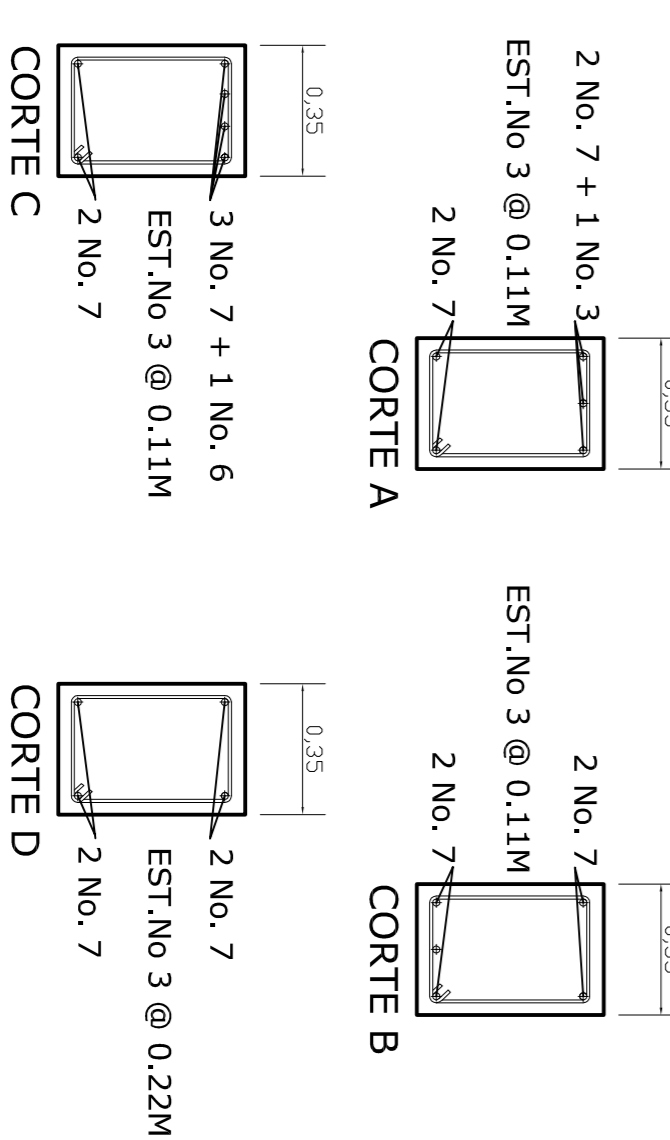
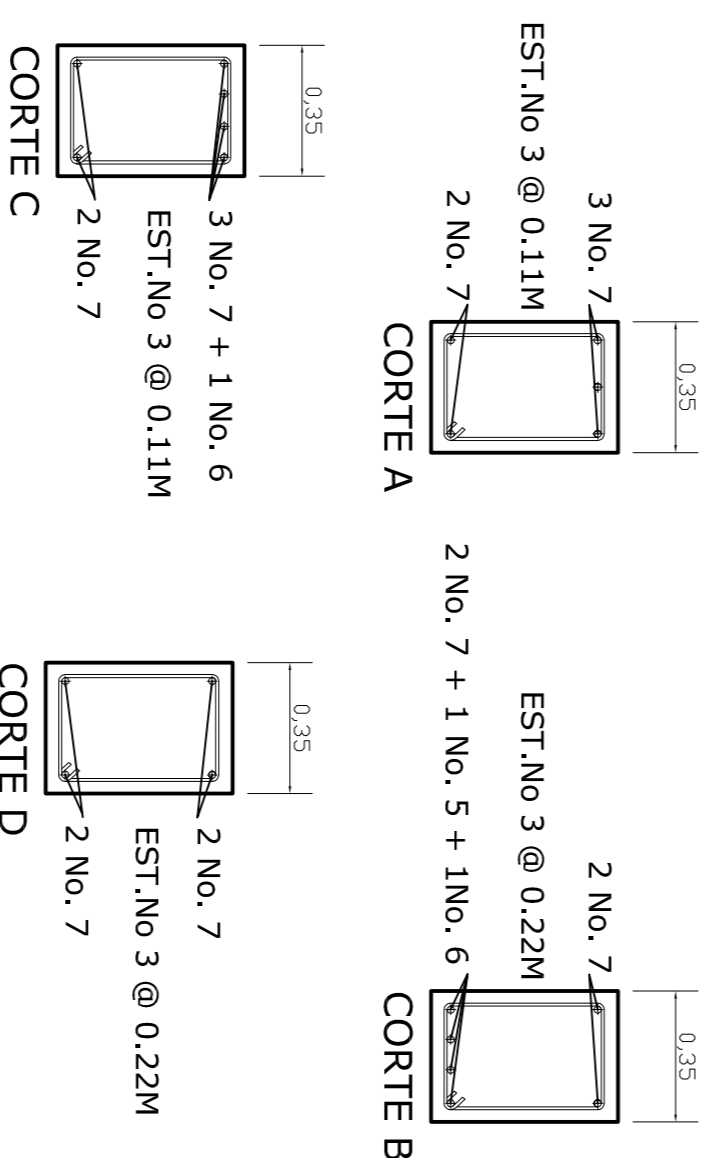
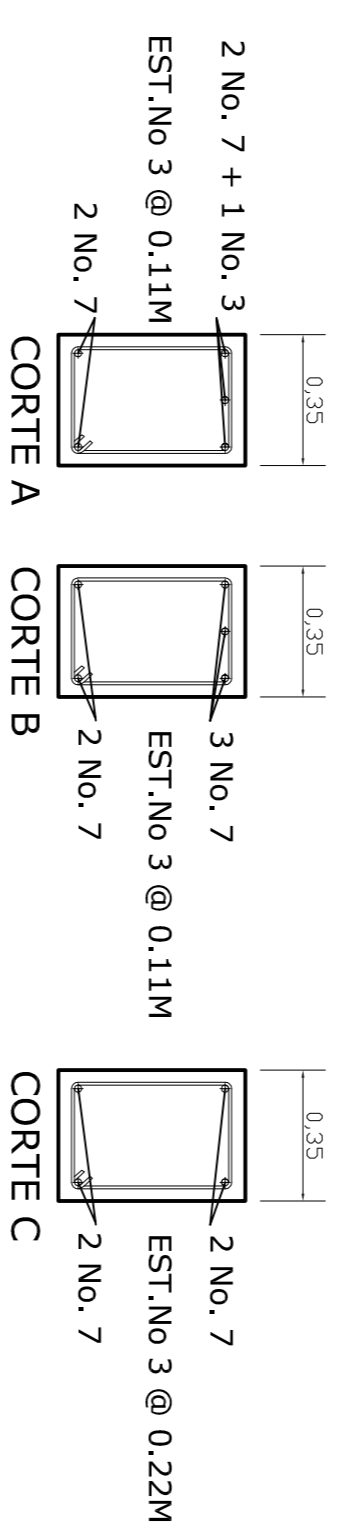
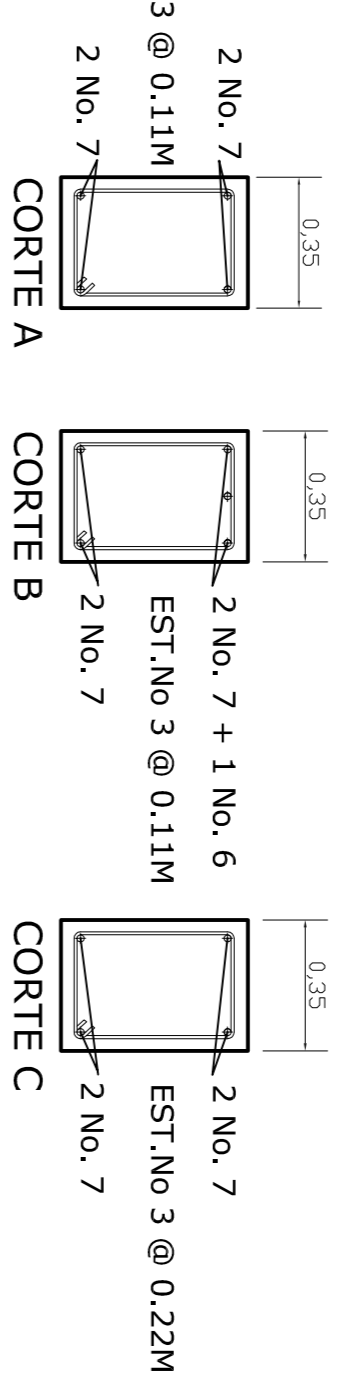
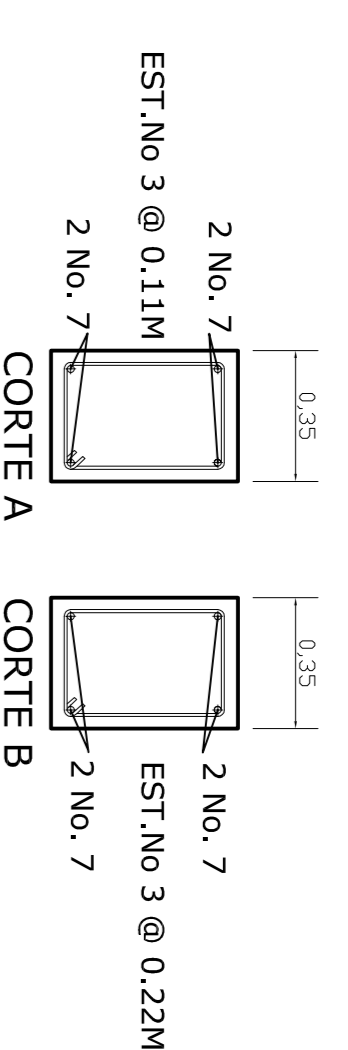
3



DETALLE DE VIGA 5

ESCALA 1/50
ESCALA CORTES 1/20

1



NOTAS:

RECUBRIMIENTO MINIMO	
1	COLUMNAS 0.040 m
2	VIGAS 0.040 m
3	CIMENTOS 0.075 m
4	LOSAS 0.025 m

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

1	CONCRETO	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	A.C.I. 318 - 05
2	ACERO DE REFUERZO	$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$	CM-21, 21.5, 21.8-21.2, 5
3	REFUERZO A CORTE	$f_{vs} = 2810 \text{ kg/cm}^2$	
4	RES. DE BLOCK	$f_m = 25 \text{ kg/cm}^2$	

- EL CEMENTO DEBE CUMPLIR CON LO ESPECIFICADO EN EL CODIGO A.C.I. 318 - 05 SECC. 3.2
- LOS AGREGADOS DEBEN CUMPLIR CON LO ESPECIFICADO EN EL CODIGO A.C.I. 318-05 SECC. 3.3.
- EL AGREGADO FINO SERA ARENA DE RIO LIBRE DE BASURA Y AGENTES CONTAMINANTES.
- EL AGREGADO GRUESO A USAR SERA:
- VIGAS Y COLUMNAS USAR DE $\frac{1}{2}$ " Y $\frac{3}{4}$ "
- MOCHES O COSTILLAS USAR DE $\frac{1}{2}$ "
- CIMENTOS Y ZAPATAS USAR DE $\frac{1}{2}$ " Y 1"
- EL ACERO DE REFUERZO ES GRADO 40
- LA PROPORCION A UTILIZAR PARA EL TERCEADO DEL CONCRETO ES:
1:2:3 CEMENTO- ARENA- PIEDRIN

LOS EMPALMES EN EL REFUERZO SERAN POR TRASLAPLO Y CUMPLIRAN CON LAS ESPECIFICACIONES EXPUESTAS EN LA SECCION 12.15 Y 12.16 DEL CODIGO ACI 318-05.

SE SUGIERE QUE LOS EMPALMES SEAN EN PUNTOS DE ESFUERZO MINIMO Y ESCALONADOS PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS EN ZONAS DE ESFUERZO CRITICO.

LONGITUD DE EMPALMES (m)

BARRA	COLUMNAS (compresion)	VIGAS Y LOSAS CLASE B	
3	0.30	0.47	
4	0.40	0.63	A.C.I. 318 - 05
5	0.50	0.78	Cap.12
6	0.60	0.94	12.15.1-12.16.1
7	0.70		
8	0.80		

EN EMPALMES EL ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS SERA DE 10 CM



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS 2008
MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA

PROYECTO:
Centro de Acopio de productos hortícolas,
caserio Vasconcelos, Xajaxac, Sololá

ESCALA:
INDICADA
FECHA:
JULIO 2008
TITULO:
HABIT

DISENYO Y DESARROLLO

HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ

ASISOR

U

A

E

I

CONTENIDOS:

ARMADO DE VIGAS

9

14

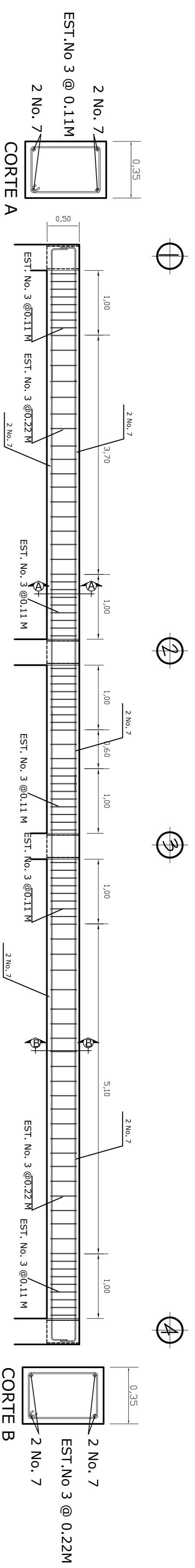
ING. SILVIO RODRIGUEZ

ASISOR EPS-INGENIERIA

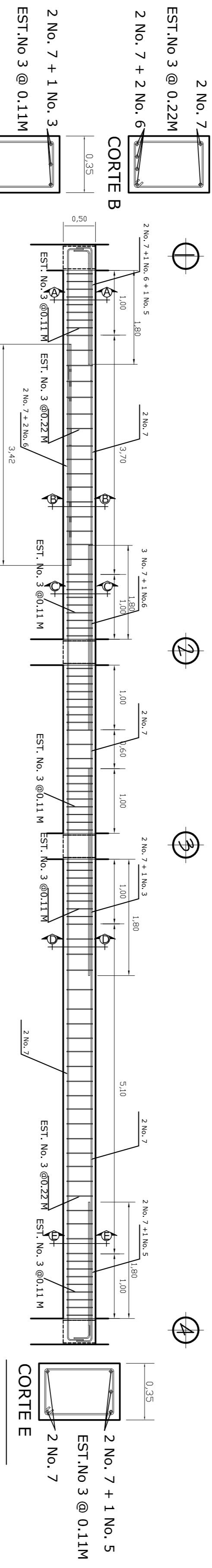
HONORATA ESCOBAR LÓPEZ

EPS-INGENIERIA

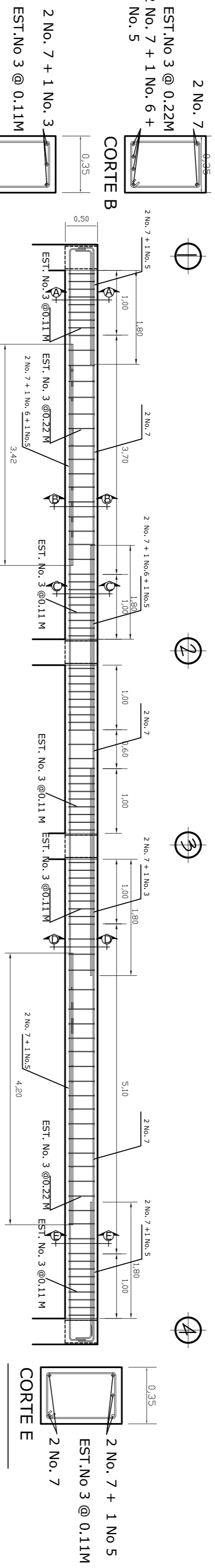
A B C D E F G H I J K L



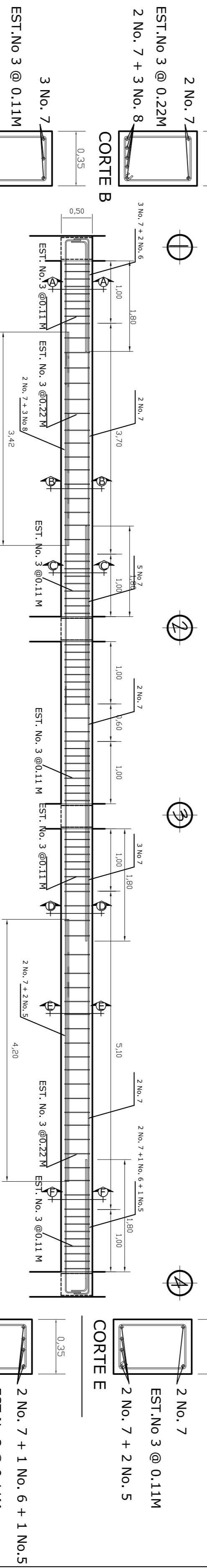
DETALLE DE VIGA 6
ESCALA 1/50
ESCALA CORTES 1/20



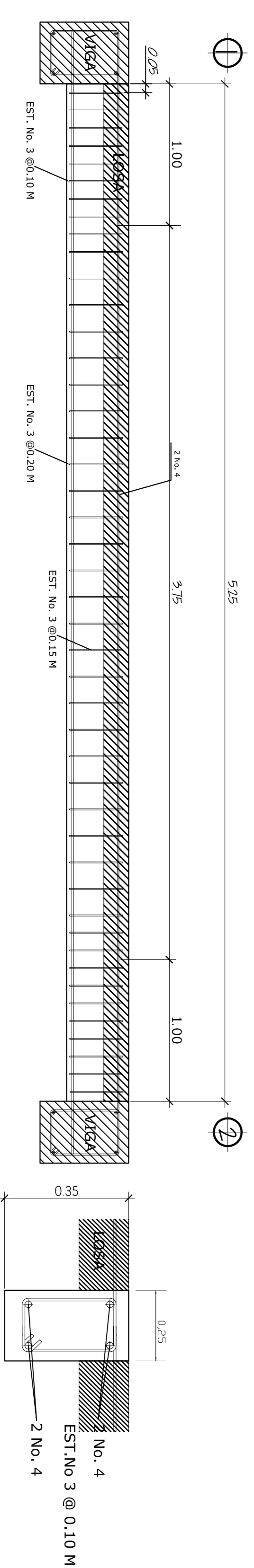
DETALLE DE VIGA 7
ESCALA 1/50
ESCALA CORTES 1/20



DETALLE DE VIGA 8
ESCALA 1/50
ESCALA CORTES 1/20



DETALLE DE VIGA 9
ESCALA 1/50
ESCALA CORTES 1/20



DETALLE DE VIGA 10
ESCALA 1/25
ESCALA CORTES 1/20

NOTAS:

RECUBRIMIENTO MINIMO	
1 COLUMNAS	0.040 m
2 VIGAS	0.040 m
3 CIMENTOS	0.075 m
4 LOSAS	0.025 m

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	
1 CONCRETO	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
2 ACERO DE REFUERZO	$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$
3 REFUERZO A CORTE	$f_{vs} = 2810 \text{ kg/cm}^2$
4 RES. DE BLOCK	$f_m = 25 \text{ kg/cm}^2$

- EL CEMENTO DEBE CUMPLIR CON LO ESPECIFICADO EN EL CODIGO A.C.I. 318 - 05 SECC. 3.2
- LOS AGREGADOS DEBEN CUMPLIR CON LO ESPECIFICADO EN EL CODIGO A.C.I. 318-05 SECC. 3.3.
- EL AGREGADO FINO SERA ARENA DE RIO LIBRE DE BASURA Y AGENTES CONTAMINANTES.
- EL AGREGADO GRUESO A USAR SERA: VIGAS Y COLUMNAS USAR DE 1/2" Y 3/4" MOCHETAS O COSTILLAS USAR DE 1/2" CIMENTOS Y ZAPATAS USAR DE 3/4" Y 1"
- EL ACERO DE REFUERZO ES GRADO 40
- LA PROPORCION A UTILIZAR PARA EL TERCEADO DEL CONCRETO ES: 1:2:3 CEMENTO- ARENA- PIEDRIN

LOS EMPALMES EN EL REFUERZO SERAN POR TRASLAPLO Y CUMPLIRAN CON LAS ESPECIFICACIONES EXPUESTAS EN LA SECCION 12.15 Y 12.16 DEL CODIGO ACI 318-05.

SE SUGIERE QUE LOS EMPALMES SEAN EN PUNTOS DE ESFUERZO MINIMO Y ESCALONADOS PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS EN ZONAS DE ESFUERZO CRITICO.

LONGITUD DE EMPALMES (m)	
BARRA	COLUMNAS (compuestas)
3	0.30
4	0.40
5	0.50
6	0.60
7	0.70
8	0.80

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS 2008
MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA

PROYECTO:
Centro de Acopio de productos hortícolas,
caserío Vasconcelos, Xajaxac, Sololá

ESCALA INDICADA:
FECHA JULIO 2008
DIBUJO: HMBL

DISEÑO Y DESARROLLO	ASESOR	U	A	E	I
HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ CANJE: 2004-3080	ING. SILVIO RODRIGUEZ				

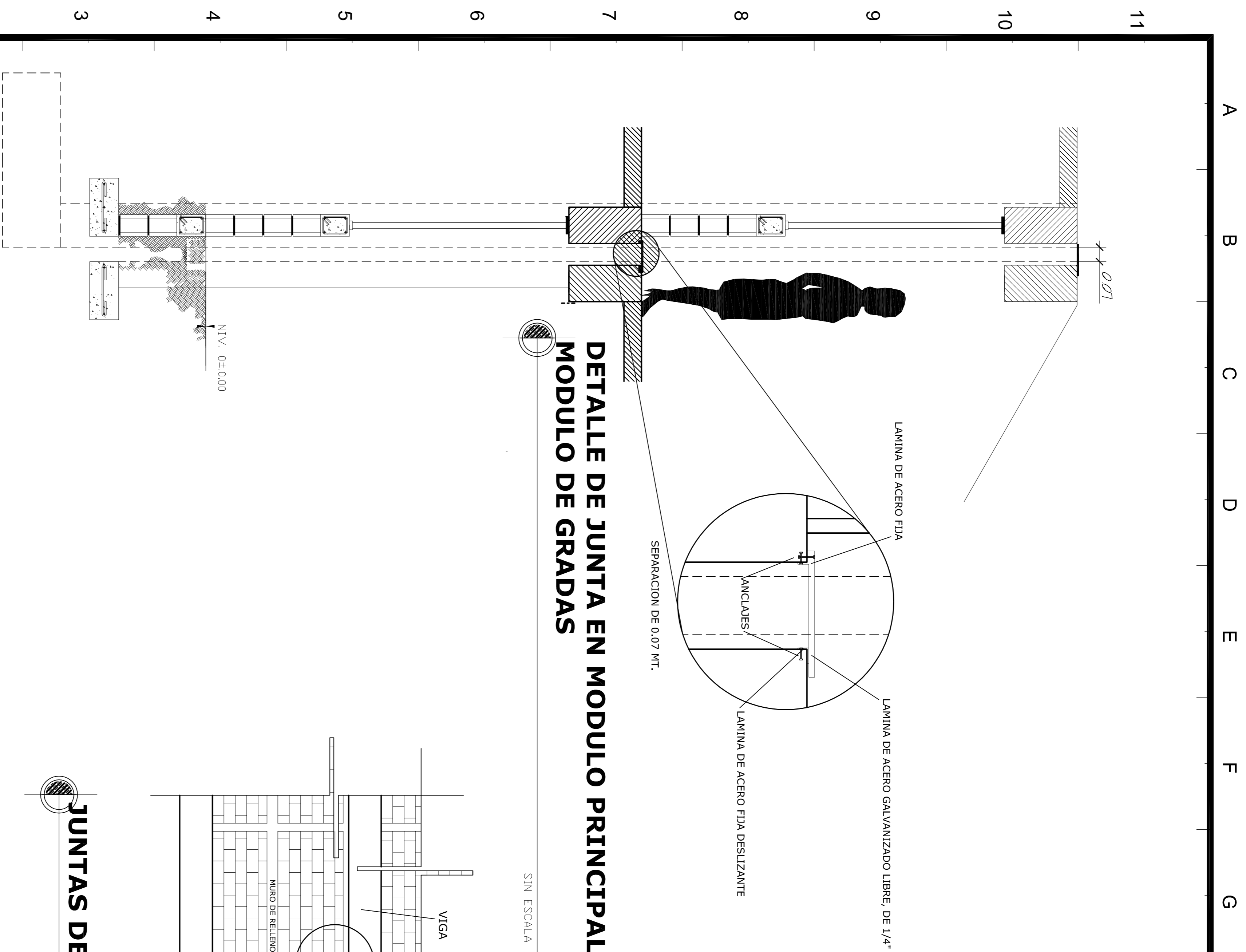
CONTENIDOS:

ARMADO DE VIGAS	10
	14

ING. SILVIO RODRIGUEZ
ASESOR EPS-INGENIERIA

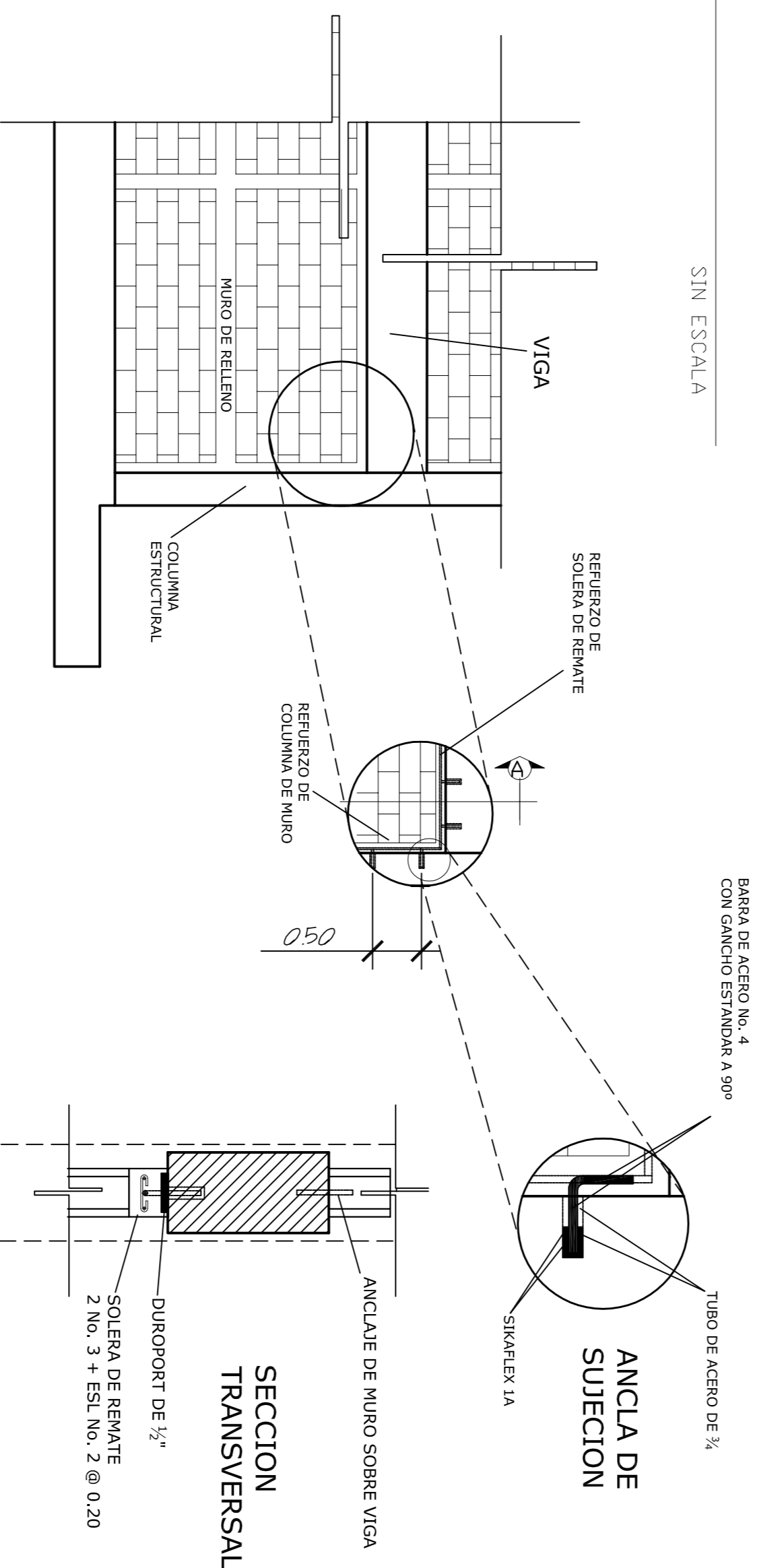
HONORATA ESCOBAR LÓPEZ
EPS-INGENIERIA

DETALLE DE JUNTA EN MODULO PRINCIPAL Y MODULO DE GRADAS



SIN ESCALA

JUNTAS DE MUROS DE RELLENO CON ESTRUCTURA



SIN ESCALA

JUNTA ENTRE MODULOS

ESCALA 1/25

NOTAS:

JUNTAS ENTRE MÓDULOS:

ACI 224.3R-95 (JOINTS IN CONCRETE CONSTRUCTION).

- La separación se determino en función al desplazamiento de los módulos.

JUNTAS ENTRE MUROS Y ESTRUCTURA:

Se consideraran anclas de sujecion entre muros y estructura para evitar el volteo de los muros.

- Las anclas deberan colocarse a cada 0.50 mt.

- Los tubos embebidos en el concreto deben ser de acero, NO de aluminio para evitar la reaccion concreto-aluminio, o la acción electrolitica entre el aluminio y el concreto.

- Se ajustaran las anclas con Sikaflex 1A, para permitir las deformaciones mínimas en la estructura provocadas por efectos de sismo y evitar la transmisión mecánica de fuerzas a los muros.



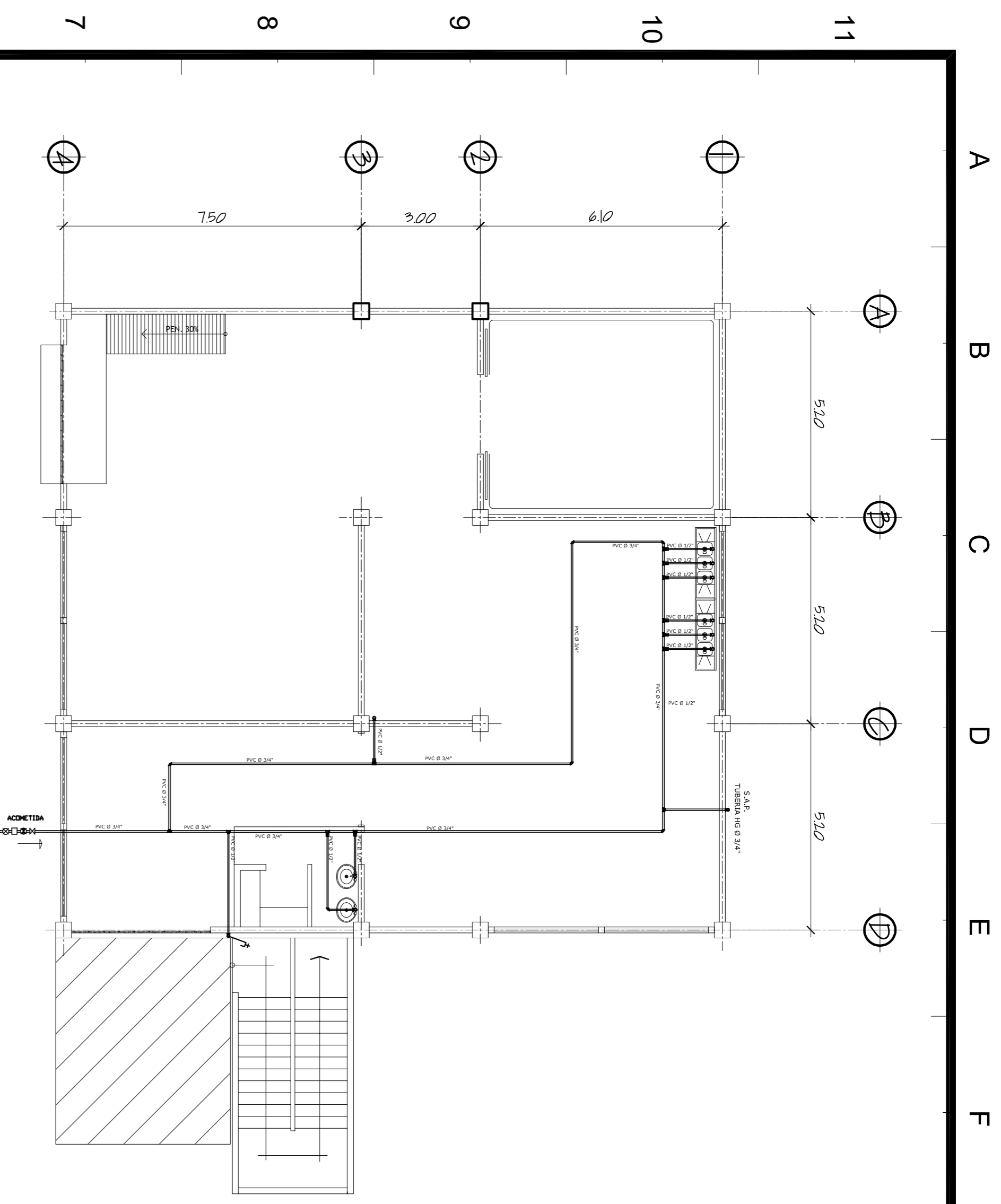
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS 2008
 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA

PROYECTO:	ESCALA:	INDICADA
Centro de Acopio de productos hortícolas, Caserío Vasconcelos, Xajabajac, Sololá	FECHA:	JULIO 2008
	DISEÑADOR:	HABEL

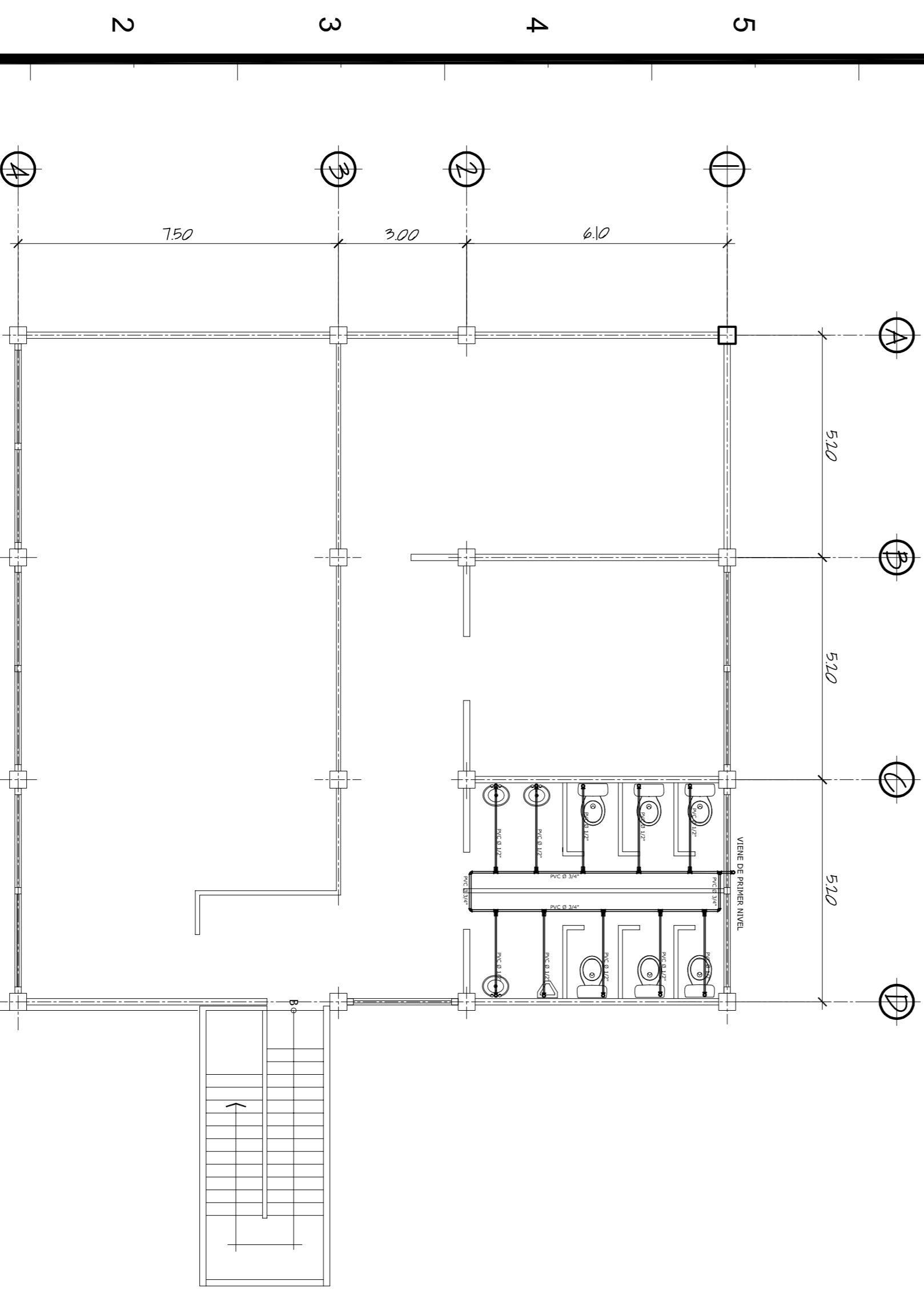
DISEÑO Y DESARROLLO:	ASESOR:	U	A	E	I
HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ CARNÉ: 2004-30588	ING. SILVIO RODRÍGUEZ			■	

CONTENIDO:	Hojas:
DETALLE DE JUNTAS	11 / 14

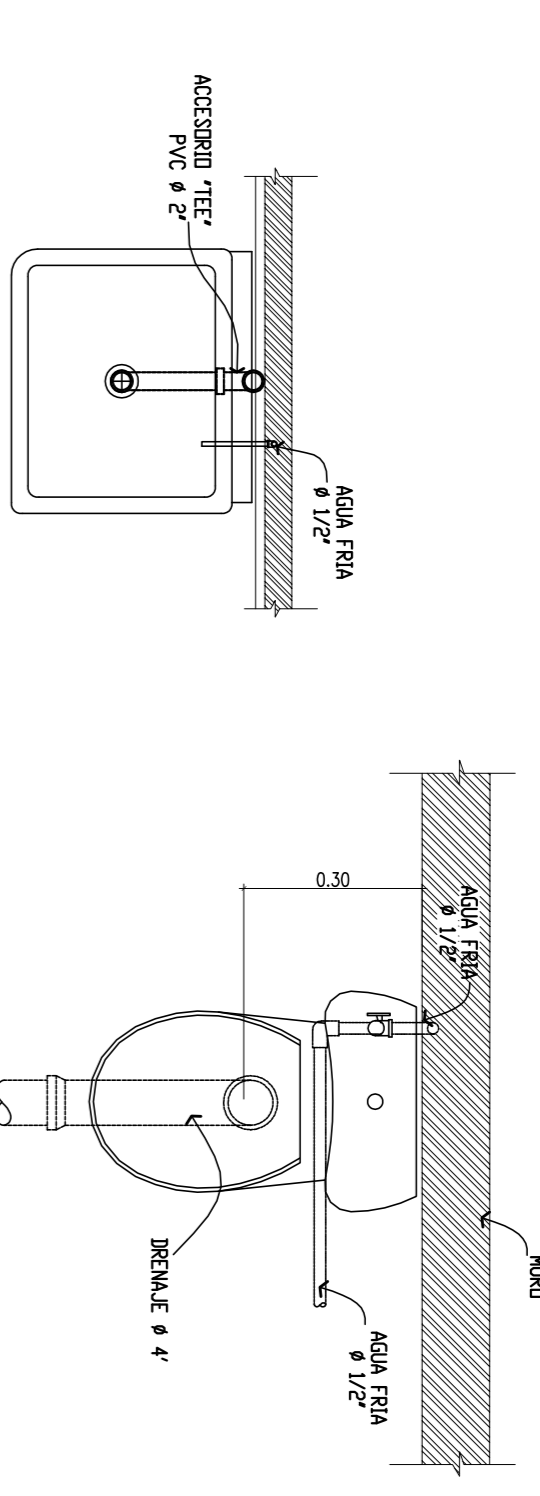
INGENIERO RESPONSABLE:	INGENIERO REGISTRADO:
ANEXO 13-2008	HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ CARNÉ: 2004-30588



P1 PLANTA PRIMER NIVEL
ESCALA 1:100

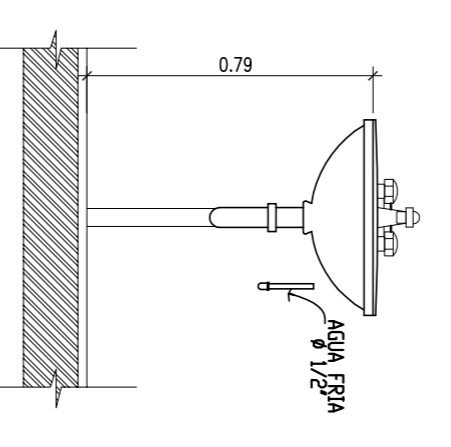


P2 PLANTA SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:100

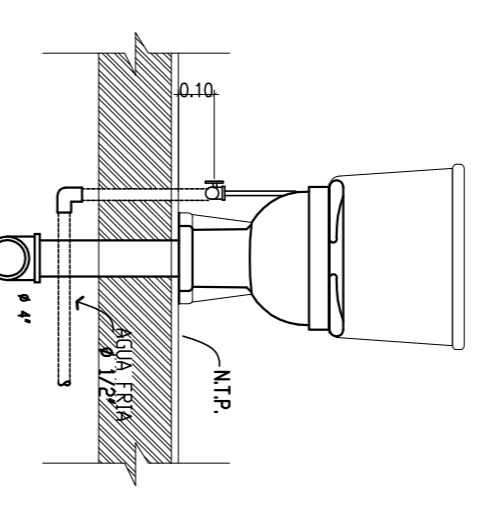


LAVAMANOS PLANTA
SIN ESCALA

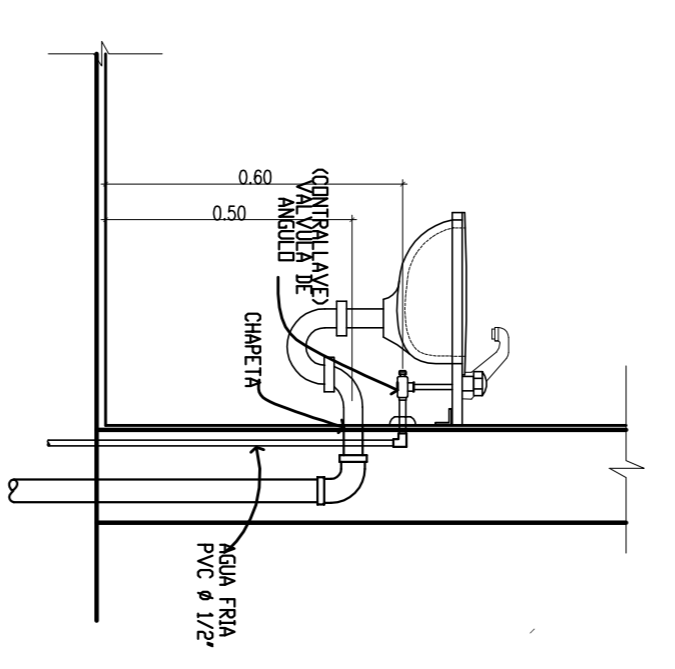
INODORO PLANTA
SIN ESCALA



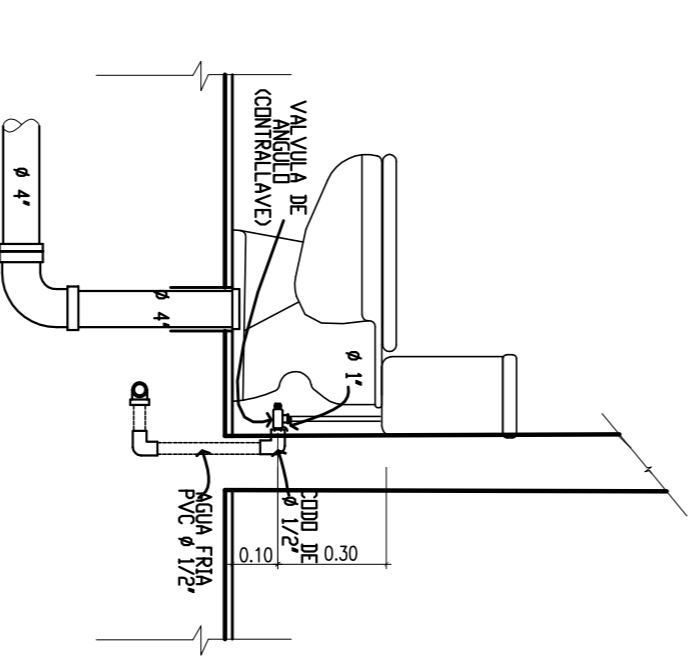
LAVAMANOS ELEV. FRONTAL
SIN ESCALA



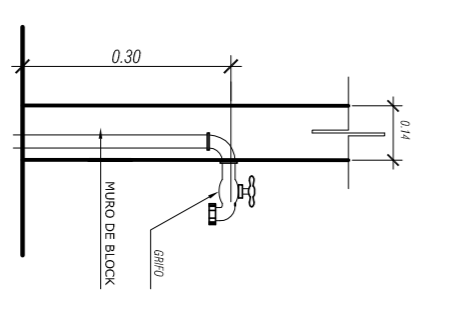
INODORO ELEV. FRONTAL
SIN ESCALA



LAVAMANOS ELEV. LATERAL
SIN ESCALA



INODORO ELEV. LATERAL
SIN ESCALA



DETALLE COLOCACION DE GRIFO
SIN ESCALA

NOTAS:

EL DIAMETRO DE LA TUBERIA DEL CIRCUITO PVAL. SERA DE 3/4\"/>

SIMBOLOGIA	
	LAME DE PASO
	COMUNICADOR
	LAME DE COMPUERTA
	LAME DE CHECKE
	TUBERIA PVC Ø INDICADO
	TEE PVC HORIZONTAL
	CODEO PVC VERTICAL A 90°
	CODEO PVC HORIZONTAL A 90°
	GRIFO Ø 1/2"
	SUBE AGUA POTABLE
	INDICA SENTIDO DE FLUJO CHECKE
	TEE PVC VERTICAL

- TODA LA TUBERIA SERA DE P. V. C. DE DIAMETRO INDICADO
- LA PROFUNDIDAD A LA QUE ESTARA ENTERRADA SERA DE 0.30 MTS
- PREVIO A SER COLOCADA LA TUBERIA DENTRO DE LA ZANJA SE LE APLICARA UNA BASE DE CONCRETO PORRE DE 0.05 MTS
- EL DIAMETRO DE LA TUBERIA DEL CIRCUITO PVAL. SERA DE 3/4\"/>



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPLENIDO EPS 2008
MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA

PROYECTO:
Centro de Acopio de productos hortícolas,
caserio Vasconcelos, Xajaxac, Sololá

DISENYO Y DESARROLLO:
ING. SILVIO RODRIGUEZ ESCOBAR LÓPEZ
CANAL: 2007-2008

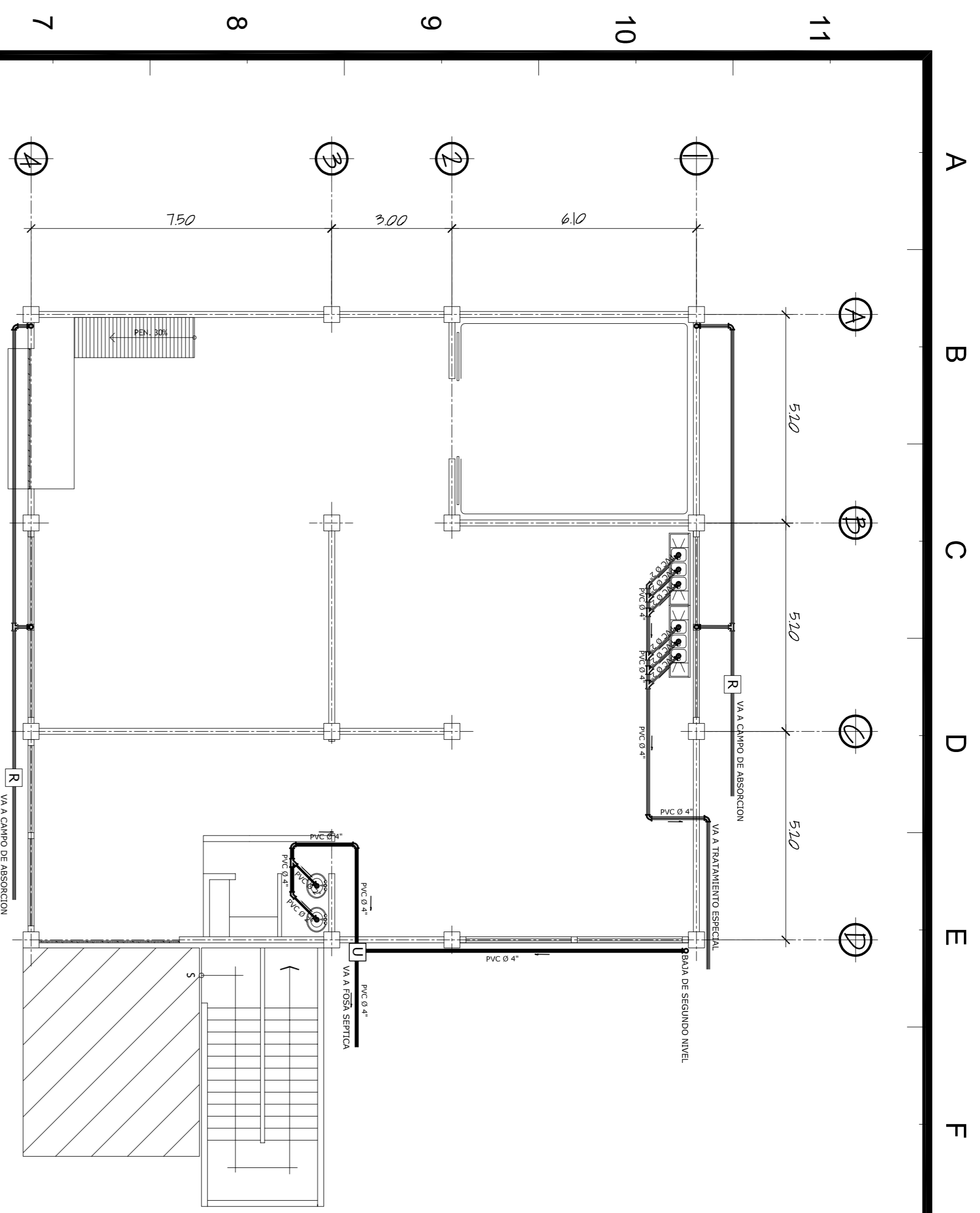
ASISOR:
ING. SILVIO RODRIGUEZ

CONTENIDO:
PLANTA DE INSTALACIONES
HIDRAULICAS + DETALLES

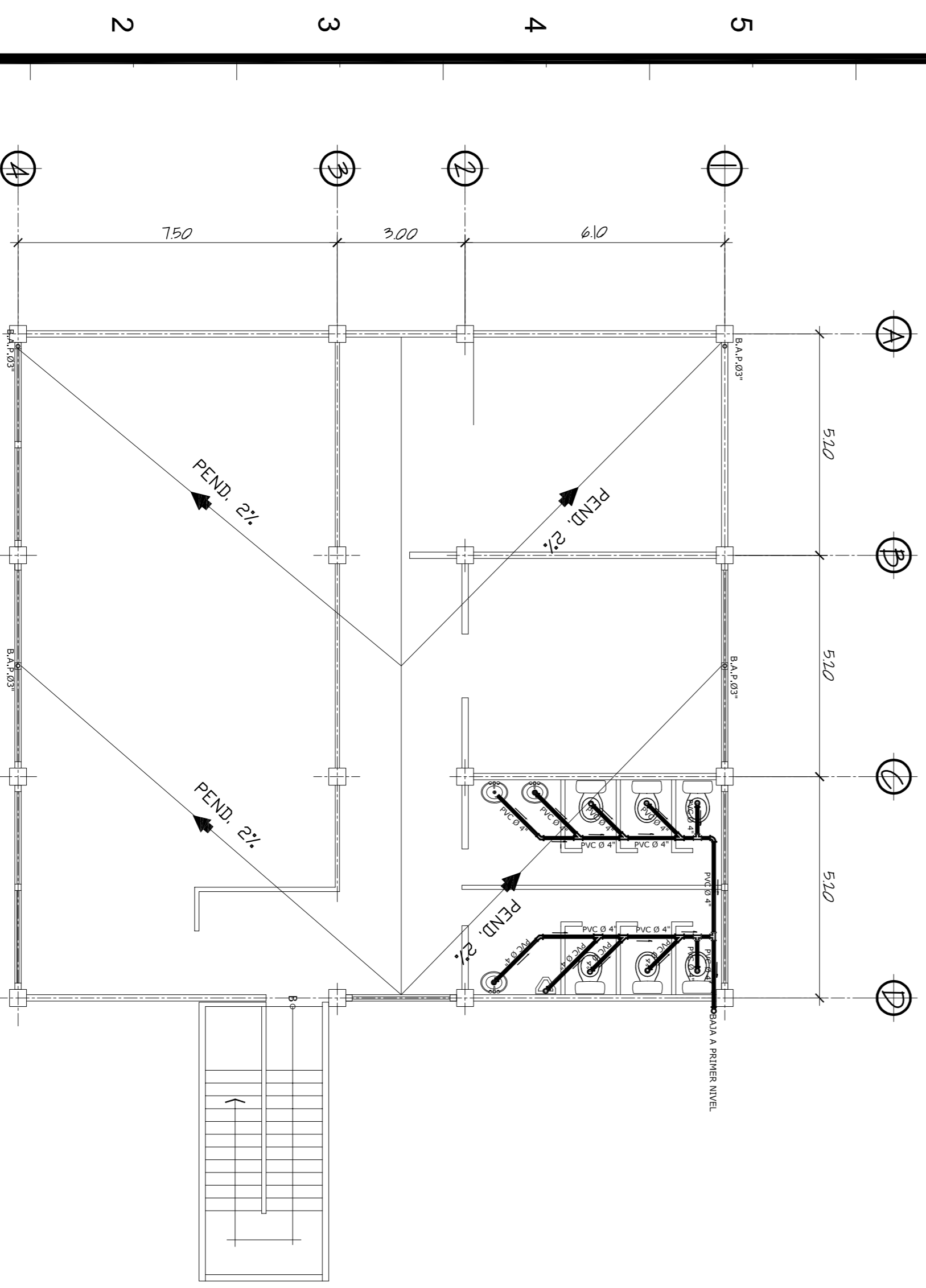
HOJAS:	12
TOTAL:	14

ING. SILVIO RODRIGUEZ
ASISOR EPS-INGENIERIA

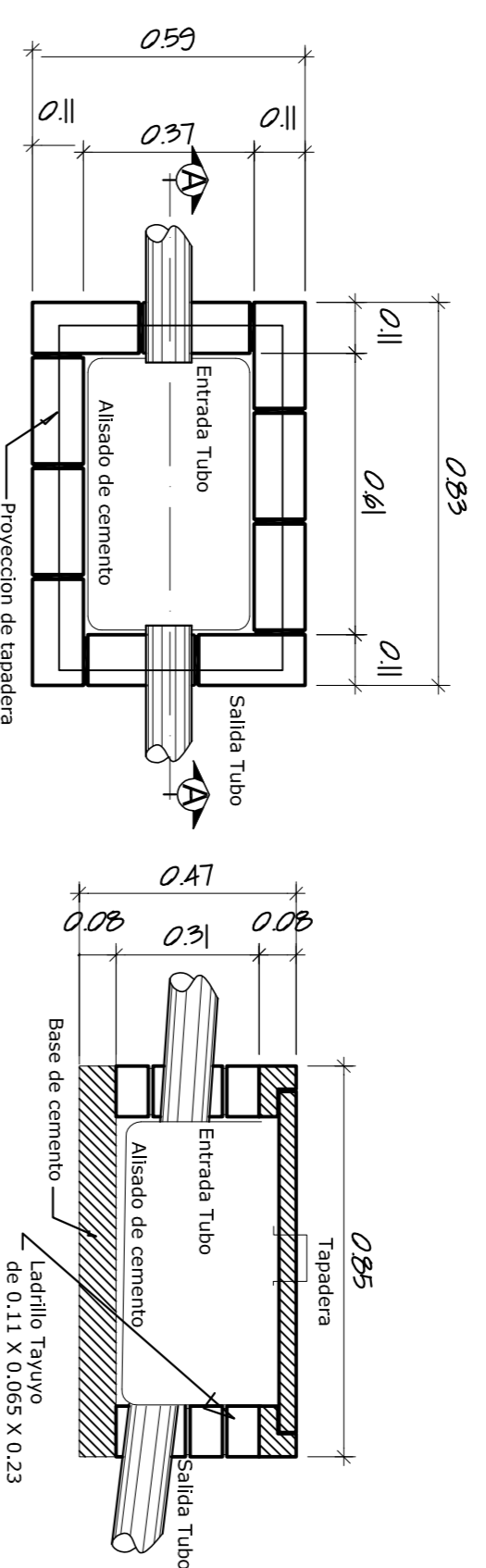
HONORABLE ESCOBAR LÓPEZ
EPS-INGENIERIA



P1 PLANTA PRIMER NIVEL
ESCALA 1:100

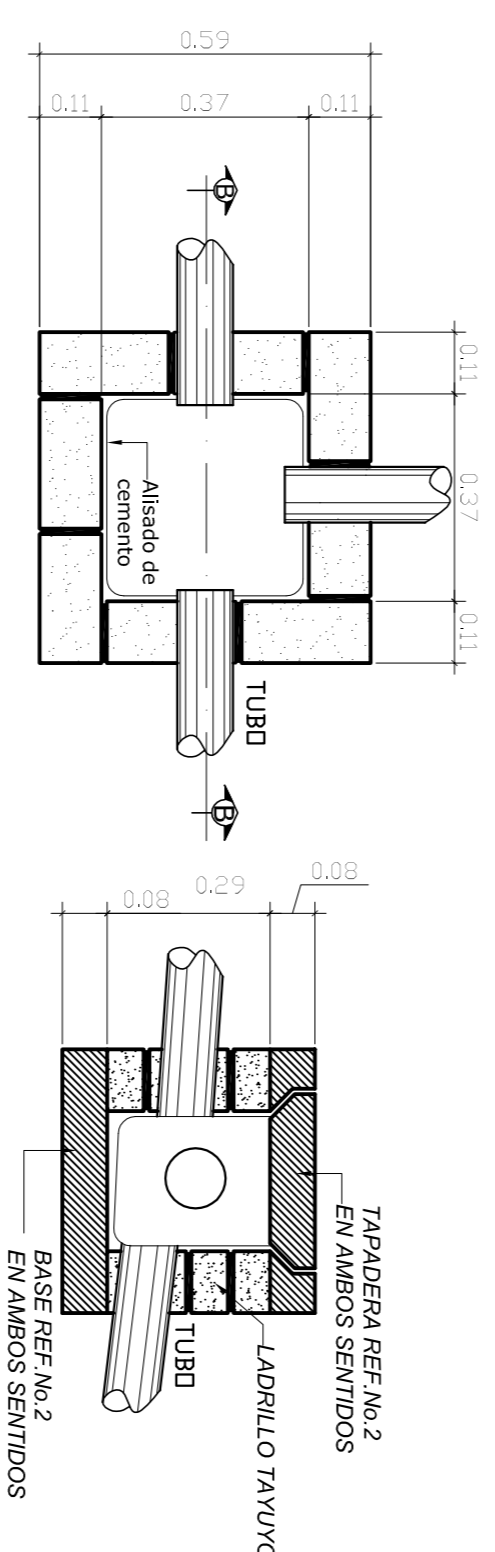


P2 PLANTA SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:100



PLANTA CAJA DE REGISTRO
ESCALA 1/15

SECCION A-A
ESCALA 1/15



PLANTA CAJA UNION
ESCALA 1/15

SECCION B-B
ESCALA 1/15

NOTAS:

LA PENDIENTE A CONSIDERAR EN LA TUBERIA SERA DEL 2%

SIMBOLOGIA

U	CAJA TIPO UNION	CAJA TIPO REGISTRO	R
	CODO HORIZONTAL A 90°	CODO VERTICAL A 90°	
	TUBERIA PVC Ø INDICADO, AGUAS NEGRAS	TUBERIA PVC Ø INDICADO, AGUA PLUVIAL	
	SIFON	TEE VERTICAL	
	YEE HORIZONTAL	TEE HORIZONTAL	
	CODO A 45°	BAJADA DE AGUA PLUVIAL	
	INDICA DIRECCION DE FLUJO		

- TODAS LAS CAJAS QUE SE UTILICEN PARA DRENAJES SERÁN HECHAS EN OBRA CON LADRILLO TAYUYO COMO SE INDICA EN ESTE PLANO. EL LADRILLO SE PEGARA CON UNA SABIETA DE PROPORCION 1:3 (CEMENTO:ARENA)

- TODAS LAS CAJAS LLEVARAN UN ALIZADO DE MORTERO DE CEMENTO EN LA PARTE INTERIOR, EL CUAL TENDRA UN ESPESOR DE UN CENTIMETRO EN CADA UNO DE LOS LADOS DE LA CAJA: EXEPTUANDO DONDE SE LE TIENE QUE DAR PENDIENTE. DE UN LADO SERA EL GROSOR DE 2 CM. HASTA LLEGAR AL OTRO LADO DONDE EL GROSOR SERA DE 1 CM.

- SE SUGIERE SE EVALUAR LAS CONDICIONES DE LA FOSA SEPTICA QUE EN LA ACTUALIDAD FUNCIONA EN EL LUGAR, PARA DETERMINAR SI TIENE CAPACIDAD PARA MANEJAR EL NUEVO CAUDAL QUE SE VA A GENERAR CON LAS NUEVAS INSTALACIONES DEL CENTRO. SI NO FUESE CAPAZ DE MANEJAR EL CAUDAL, SE DEBEN DESARROLLAR ESTUDIOS PARA LA CONSTRUCCION DE UN NUEVO SISTEMA DE TRATAMIENTO.

- EL AGUA EVACUADA DEL AREA DE LAVADO DEBE SER TRATADA DE UNA FORMA ESPECIAL, ESTO POR EL TIPO DE COMPONENTES QUE PUEDE TRANSPORTAR Y POR NINGUN MOTIVO SE DEBE DESCARGAR EN LA FOSA SEPTICA; SE SUGIERE SE HAGAN LOS ANALISIS CORRESPONDIENTES A EL AGUA PARA DETERMINAR SEGUN EL PRODUCTO DE LAVADO LOS COMPONENTES QUE ESTA LLEVA. EN SU DEFECTO SI SE CONSIDERA QUE ESTA NO CONTIENE SUSTANCIAS QUIMICAS DAININAS AL AMBIENTE, ESTA PUEDE SER DESCARGADA EN UN POZO DE ABSORCION PREVIO A HABER PASADO POR UNA TRAMPA DE GRASA.



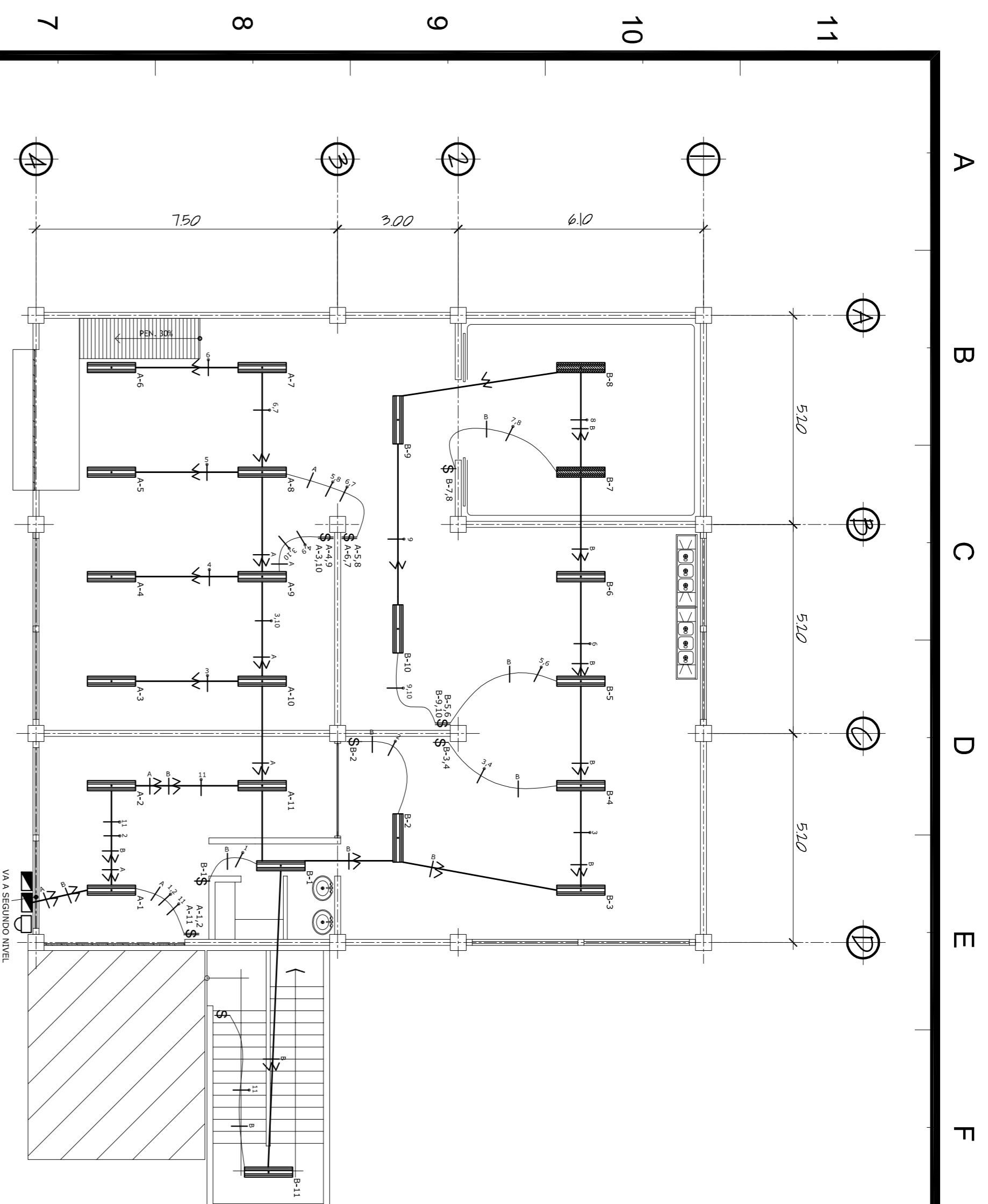
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS 2008
MUNICIPALIDAD DE SOLULA, SOLULA

PROYECTO:	Centro de Acopio de productos hortícolas, caserío Vasconcelos, Xajaxac, Solulá	ESCALA:	INDICADA
FECHA:	JULIO 2008	TITULO:	HABIT.

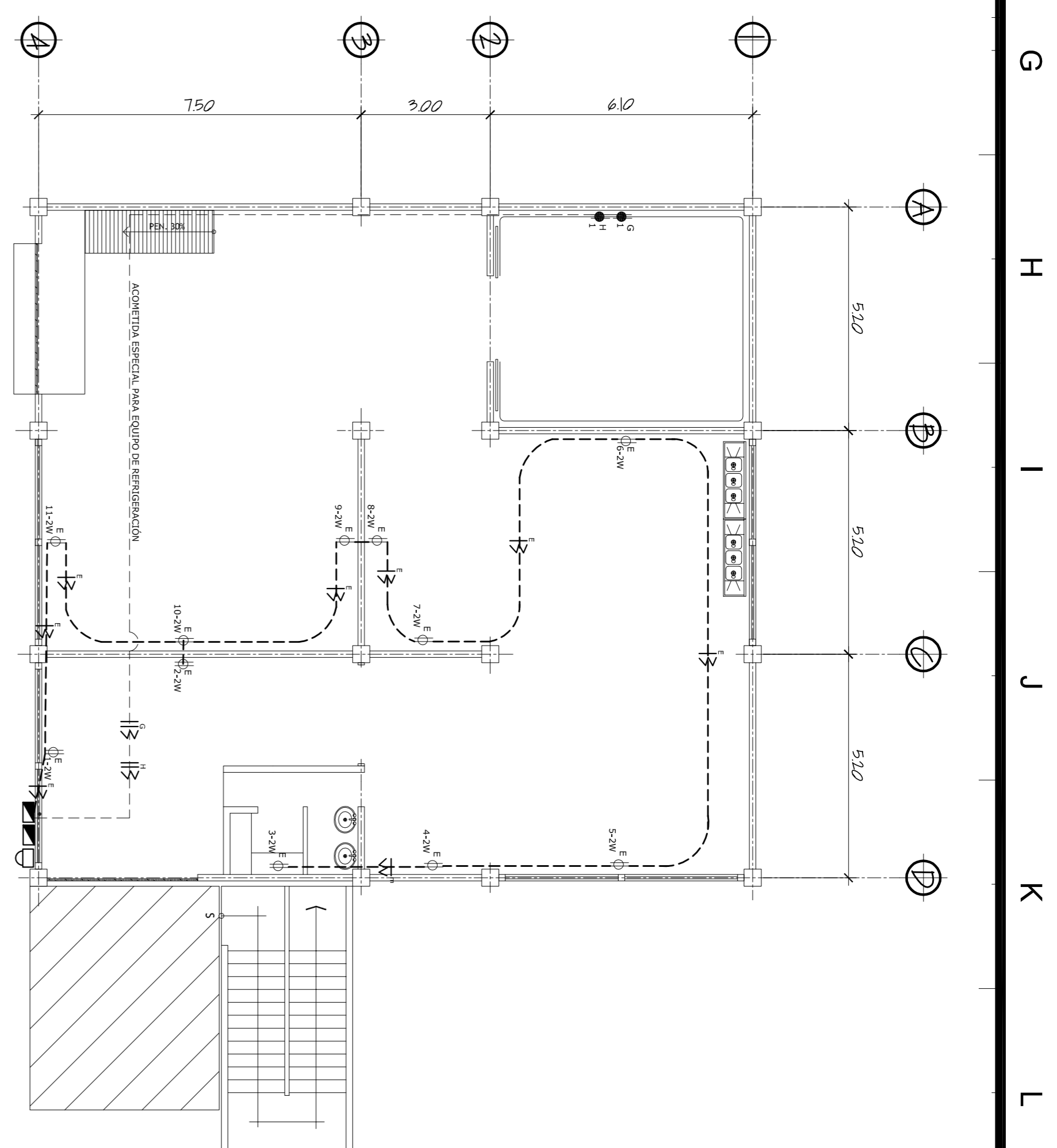
DIENYO Y DESARROLLO:	ING. SILVIO RODRIGUEZ	ASISOR:	U	A	E	I
HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ	CANJE: 2004-2008	ING. SILVIO RODRIGUEZ				

CONTENIDO:	PLANTA DE INSTALACIONES SANITARIAS + DETALLES + DRENAJE PLUVIAL	Hojas:	13 / 14
------------	---	--------	---------

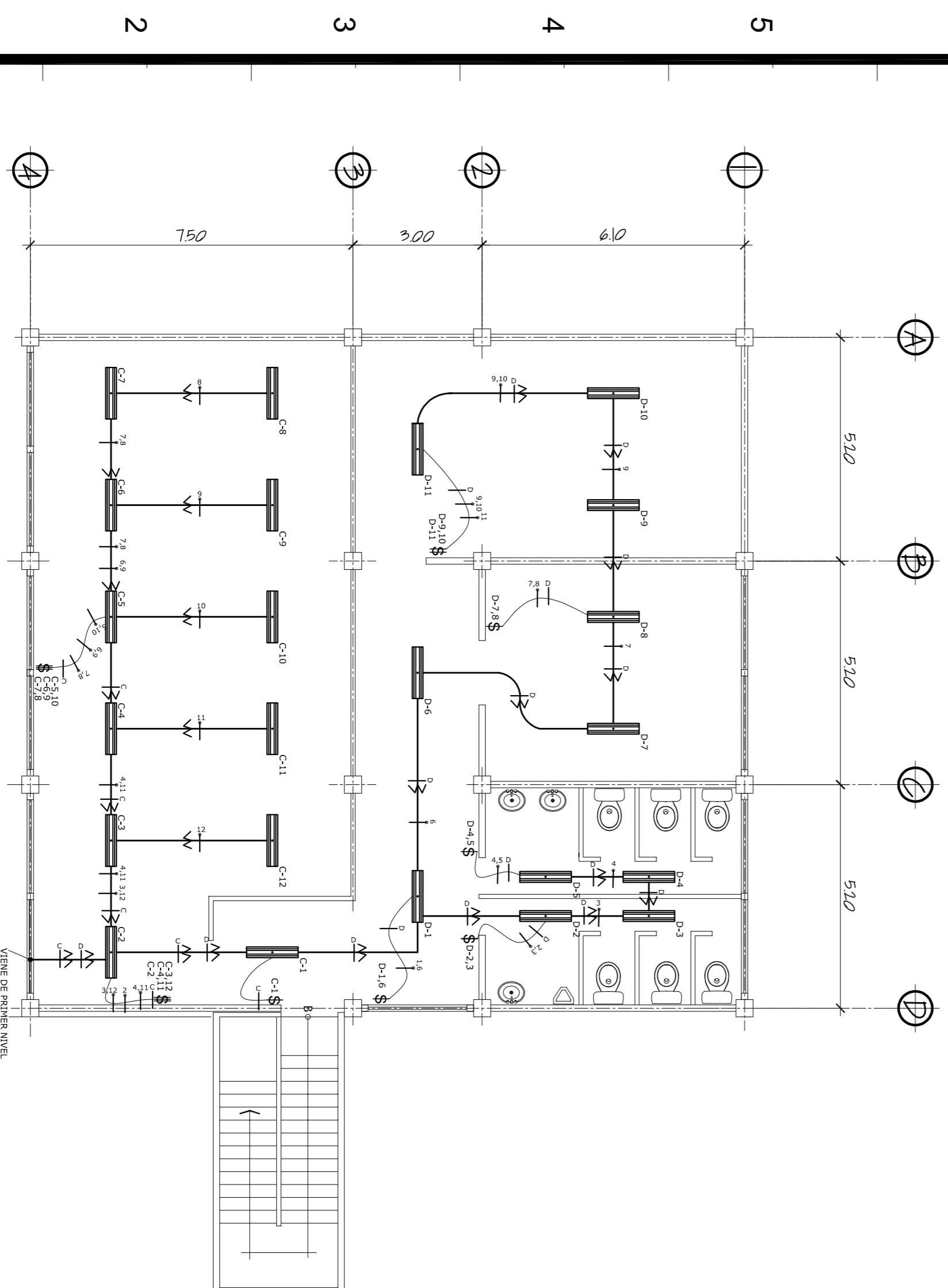
INGENIERO EN JEFE:	ING. SILVIO RODRIGUEZ	ASISOR EN JEFE:	ING. SILVIO RODRIGUEZ
INGENIERO EN JEFE:	ING. SILVIO RODRIGUEZ	ASISOR EN JEFE:	ING. SILVIO RODRIGUEZ



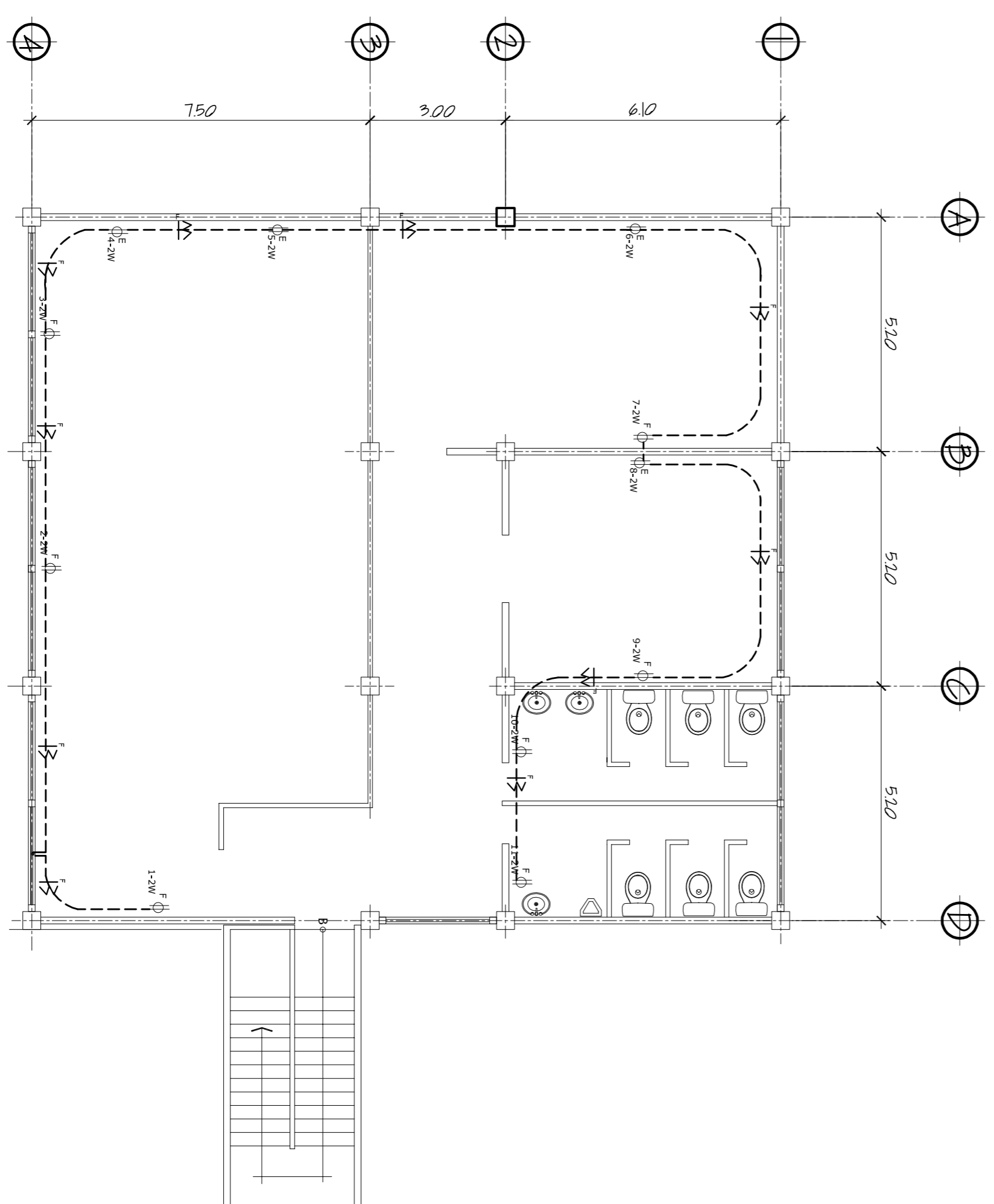
P1 PLANTA PRIMER NIVEL
ESCALA 1:100



P1 PLANTA PRIMER NIVEL
ESCALA 1:100



P2 PLANTA SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:100



P2 PLANTA SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:100

NOTAS:

SIMBOLOGÍA ILUMINACIÓN

	CONTADOR
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	LAMPARA DE CIELO 2 x 32 W
	INTERRUPTOR SIMPLE
	INTERRUPTOR TRIPLE
	POLIDUCTO DE ELECTRICO
	POLIDUCTO DE ELECTRICO (SUBTERRANEO)
	LINEA NEGATIVA # 12 AWG
	LINEA POSITIVA # 12 AWG
	LINEA DE RETORNO # 12 AWG
	LAMPARA A PRUEBA DE HUMEDAD
SIMBOLOGÍA FUERZA	
	CONTADOR
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	POLIDUCTO DE ELECTRICO (SUBTERRANEO)
	LINEA NEGATIVA
	LINEA POSITIVA
	TOMACORRIENTE DOBLE 110 V
	I INDICA CIRCUITO
	X-2W NUMERO DE ELEMENTO
	2W INDICA 2 ENTRADAS DE TOMA.
	ACOMETIDA PARA EQUIPO DE REFRIGERACION 110/220 V

- LOS CONDUCTORES DE LOS CIRCUITOS SERÁN # 12 AWG SALVO QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO. CONDUCTOR POSITIVO TIENGA FERRO Y CONDUCTOR NEGATIVO TIENGA FERRO Y UN CONDUCTOR TIPO COLOR BLANCO Y EL CONDUCTOR DE RETORNO TIENGA UN FERRO Y UN COLOR AMARILLO
- LAS CAJAS RECTANGULARES PARA LOS INTERRUPTORES SE COLOCARÁN A UNA ALTURA DE 1.40 MTS. SOBRE EL NIVEL DEL PISO.
- LAS CAJAS DE LOS INTERRUPTORES IRÁN A UNA DISTANCIA DE 0.30 MTS. DEL FILO DEL VANO DE LA PUERTA Y CENTRO DE LA CALA.
- LA TUBERÍA A UTILIZAR SERÁ PVC ELECTRICO DE DIAMETRO DE 1/2"
- EL TABLERO DE DISTRIBUCION DE CIRCUITOS SE COLOCARÁ EN EL AMBIENTE INDICADO EN PLANOS A 1.70 METROS SOBRE EL NIVEL DE PISO. LOS FUNDOS PARA LOS CIRCUITOS DE ILUMINACION SERÁN DE 20 AMPERIOS.
- LA INFRAESTRUCTURA PARA EL CUARTO FRIO DEBERÁ SER ANALIZADA POR EXPERTO EN EL TEMA, PARA DETERMINAR EL TIPO EQUIPO A COLOCAR Y EL TIPO DE ALIMENTACION A COLOCAR. LA ACOMETIDA PROPUESTA ES FUNCIONAL HASTA CERRO PUNTO.
- LOS CONDUCTORES DE LA ACOMETIDA DEL CUARTO FRIO SERÁN # 10 AWG. CON FERRO Y UN ROLLO EL POSITIVO Y UN BLANCO EL NEGATIVO.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS 2008
MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA

PROYECTO:
Centro de Acopio de productos hortícolas,
caserio Vasconcelos, Xajaxac, Sololá

ESCALA: INDICADA
FECHA: JULIO 2008
TITULO: HUEL

DIENES Y RESPONSABLES:
DISEÑO: HOMERO APARICIO ESCOBAR LÓPEZ
CANAL: 2005-30580

ASISISTENTE:
ING. SILVIO RODRIGUEZ

U A E I

CONTENIDOS:
INSTALACIONES
ILUMINACION Y FUERZA

Hojas: 14 / 14

ING. SILVIO RODRIGUEZ
ASESOR EPS-INGENIERIA

HONORATA ESCOBAR LÓPEZ
EPS-INGENIERIA