



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

**DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA
GUARDERÍA, COLONIA SANTA ANITA, ALDEA BOCA DEL
MONTE, MUNICIPIO DE VILLA CANALES, GUATEMALA**

Ronald Enrique Urizar Monzón
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, octubre de 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA GUARDERÍA,
COLONIA SANTA ANITA, ALDEA BOCA DEL MONTE, MUNICIPIO DE
VILLA CANALES, GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

RONALD ENRIQUE URIZAR MONZÓN
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. José Gabriel Ordóñez Morales
EXAMINADOR	Ing. Guillermo Francisco Melini Salguero
EXAMINADOR	Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA GUARDERÍA, COLONIA SANTA ANITA, ALDEA BOCA DEL MONTE, MUNICIPIO DE VILLA CANALES, GUATEMALA

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 7 de julio de 2011.

Ronald Enrique Urizar Monzón



Guatemala 18 de agosto de 2011.
Ref.EPS.DOC.1023.08.11.

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 **Ronald Enrique Urizar Monzón** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200614875**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA GUARDERÍA, COLONIA SANTA ANITA, ALDEA BOCA DEL MONTE, MUNICIPIO DE VILLA CANALES, GUATEMALA”**.

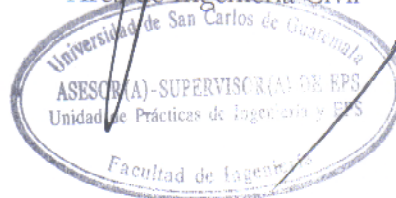
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

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



c.c. Archivo
JMC/ra



Guatemala, 18 de agosto de 2011.
Ref.EPS.D.699.08.11

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

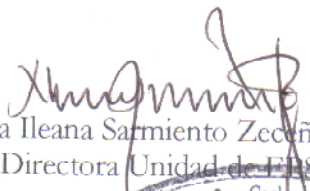
Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA GUARDERÍA, COLONIA SANTA ANITA, ALDEA BOCA DEL MONTE, MUNICIPIO DE VILLA CANALES, GUATEMALA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Ronald Enrique Urizar Monzón**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Juan Merck Cos.

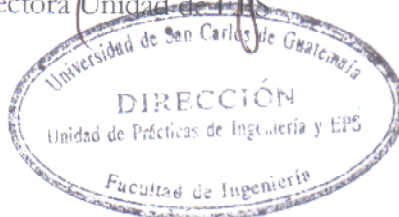
Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor -Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


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

NISZ/ra





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
2 de septiembre de 2011

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


Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA GUARDERÍA, COLONIA SANTA ANITA, ALDEA BOCA DEL MONTE, MUNICIPIO DE VILLA CANALES, GUATEMALA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Ronald Enrique Urizar Monzón, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

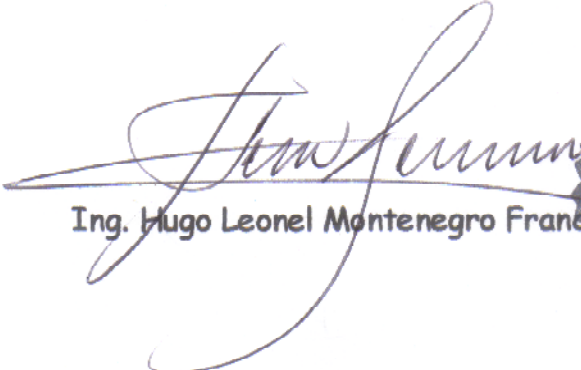
/bbdeb.




UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmientos Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Ronald Enrique Urizar Monzón, titulado DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA GUARDERÍA, COLONIA SANTA ANITA, ALDEA BOCA DEL MONTE, MUNICIPIO DE VILLA CANALES, GUATEMALA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, octubre de 2011

/bbdeb.


Más de 130^{Años} de Trabajo Académico y Mejora Continua



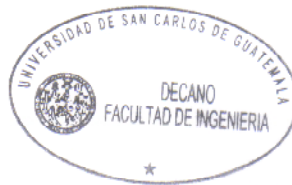


El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado **DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA GUARDERÍA, COLONIA SANTA ANITA, ALDEA BOCA DEL MONTE, MUNICIPIO DE VILLA CANALES, GUATEMALA**, presentado por el estudiante universitario **Ronald Enrique Urizar Monzón**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, octubre de 2011



/cc

ACTO QUE DEDICO A:

Dios

Por no abandonarme, por demostrarme que soy uno de sus hijos preferidos. Porque siempre haz estado a mi lado.

Mi madre

Selfida Patricia Monzón Mijangos, gracias por todo mamá; por darme una carrera para el futuro y por creer en mí. Aunque hemos pasado momentos difíciles siempre estuviste dándome apoyo y brindándome todo tu amor, te agradezco de corazón el que estes a mi lado, este triunfo es de los dos.

Mi padre

German Ronald Urizar Colop (q.e.p.d.), no me queda más que el pesar de no tenerte a mi lado, no alcanzaste a ver los resultados, pues partiste tempranamente de esta vida y aunque ya no estes entre nosotros sigues vivo en mi pensamiento. Tus sueños y anhelos depositados en mí, fueron mi estímulo e impulso para llegar al final; sé que tu alma siempre estuvo a mi lado, por eso a ti papito querido te dedico de corazón mi esfuerzo, nunca te olvidaré hasta luego, porque sé que algún día nos volveremos a encontrar, te amo!.

A mi novia

Jessica Rivera. Por tu paciencia, comprensión, empeño, fuerza, por ser tal como eres y llenar mi vida de amor. En los últimos años me has apoyado e impulsado a alcanzar la meta que hoy logro; te has sacrificado junto a mí y has sido mi soporte para no darme por vencido, has compartido conmigo los sacrificios y noches en vela, pero sobre todo has sido mi compañera incondicional.

Mi familia

Con mucho afecto y por quererme sobre todas las cosas, porque todos estuvieron ayudando y apoyándome para poder realizar esta meta.

Mis amigos

Los que han pasado y los que se han quedado, han marcado mi vida y me han abierto los ojos al mundo, no podría nombrarlos uno a uno pero sí puedo decir, que soy afortunado de haberme topado con ustedes.

Deseo dedicar este momento tan importante e inolvidable; a mí mismo, por no dejarme vencer, ya que en ocasiones el principal obstáculo se encuentra dentro de uno...

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios** Por darme la vida y haberme permitido llegar hasta este punto, por darme salud para lograr mis objetivos.
- A mi madre** Por su apoyo, consejos y motivación que me ha permitido ser una persona de bien, pero sobre todo, por su amor.
- A mis hermanos** Willy y Marcia, por llenar mi vida de cariño que me permita dar el máximo de mí y poder ser un buen ejemplo en su vida. Nunca les podré estar suficientemente agradecido.
- Marcial Secaida** Por su ayuda y respaldo.
- A mi asesor** El Ing. Juan Merck Cos, por toda la colaboración en la asesoría, revisión y corrección del presente trabajo.
- La Facultad de Ingeniería** Por brindarme los conocimientos necesarios para ser ingeniero.
- La Universidad de San Carlos de Guatemala** Por haberme dado la oportunidad de estudiar en tan prestigiosa casa de estudios.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XIII
RESUMEN.....	XVII
OBJETIVOS.....	XIX
INTRODUCCIÓN	XXI
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía de la aldea Boca del Monte, Villa Canales	1
1.1.1. Aspectos generales	1
1.1.2. Ubicación geográfica	2
1.1.3. Extensión y colindancias	3
1.1.4. Vías de comunicación	3
1.1.5. Situación demográfica	4
1.2. Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Boca del Monte, Villa Canales	5
1.2.1. Descripción de las necesidades	5
1.2.2. Análisis y priorización de las necesidades	6
2. EDIFICACIÓN ESCOLAR PARA LA ALDEA BOCA DEL MONTE	7
2.1. Descripción del proyecto	7
2.1.1. Infraestructura requerida para el centro educativo	7
2.1.2. Descripción del espacio disponible.....	8
2.1.2.1. Localización del terreno	8

	2.1.2.2.	Topografía.....	8		
2.2.		Estudio de suelos	8		
2.3.		Diseño estructural	11		
	2.3.1.	Diseño arquitectónico.....	11		
		2.3.1.1.	Criterios generales..... 12		
		2.3.1.2.	Distribución de ambientes..... 12		
		2.3.1.3.	Altura de edificación..... 13		
		2.3.1.4.	Sistema estructural	14	
	2.3.2.	Análisis estructural	14		
		2.3.2.1.	Predimensionamiento estructural..... 15		
		2.3.2.2.	Cargas aplicadas a marcos dúctiles	19	
			2.3.2.2.1.	Cargas verticales en marcos dúctiles	19
			2.3.2.2.2.	Cargas horizontales en marcos dúctiles	20
		2.3.2.3.	Análisis de marcos dúctiles aplicando un método numérico y comprobación a través de software	28	
		2.3.2.4.	Momentos últimos por envolventes de momento	48	
		2.3.2.5.	Diagrama de cortes en marcos dúctiles	51	
	2.3.3.	Dimensionamiento	53		
		2.3.3.1.	Diseño de losas	53	
			2.3.3.1.1.	Losas del nivel 1.....	55
			2.3.3.1.2.	Losas del nivel 2.....	67
		2.3.3.2.	Diseño de vigas	69	
		2.3.3.3.	Diseño de columnas	76	
		2.3.3.4.	Diseño de nudos	87	

2.3.3.5.	Diseño de cimientos	90
2.3.3.6.	Diseño de gradas	104
2.4.	Diseño de instalaciones	108
2.4.1.	Agua potable	108
2.4.2.	Drenaje sanitario	115
2.4.3.	Drenaje pluvial.....	120
2.4.4.	Electricidad	121
2.5.	Planos constructivos.....	125
2.6.	Presupuesto	125
2.7.	Evaluación de impacto ambiental	128
CONCLUSIONES		131
RECOMENDACIONES.....		133
BIBLIOGRAFÍA.....		135
APÉNDICES		137
ANEXOS		157

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización Boca del Monte	2
2.	Planta típica, niveles 1 y 2	17
3.	Elevación marco típico, sentido X, eje B.....	18
4.	Elevación marco típico sentido Y, eje 3	18
5.	Ubicación centro de masa y rigidez	25
6.	Cargas distribuidas eje X, marco B.....	27
7.	Cargas distribuidas eje Y, marco 3	27
8.	Momentos producidos por carga muerta	42
9.	Momentos producidos por carga viva	42
10.	Momentos producidos por carga sísmica	42
11.	Momentos producidos en columnas por carga muerta	43
12.	Momentos producidos en vigas por carga muerta	43
13.	Momentos producidos en columnas por carga viva.....	44
14.	Momentos producidos en vigas por carga viva.....	44
15.	Momentos producidos en columnas por carga sísmica	44
16.	Momentos producidos en vigas por carga sísmica	45
17.	Modelo utilizando SAP2000.....	47
18.	Envolvente de momento, eje Y	50
19.	Envolvente de momentos producidos en vigas, eje X	50
20.	Envolvente de momentos producidos en columnas, eje X	51
21.	Corte en vigas y columnas eje Y	52
22.	Corte en vigas, eje X	52
23.	Corte en columnas, eje X	53

24.	Planta de losas.....	54
25.	Determinación de los momentos en losa	58
26.	Momento en losa.....	60
27.	Balance de momentos.....	60
28.	Momentos balanceados en losa del primer nivel	63
29.	Detalle de armado en losas.....	66
30.	Detalle de armado en viga J-K, eje X.....	75
31.	Detalle de armado de columnas.....	86
32.	Diagrama de cuerpo libre	88
33.	Detalle de armado de nudo	89
34.	Corte simple en zapata	93
35.	Corte punzonante en zapata	94
36.	Detalle de armado de zapata	96
37.	Corte punzonante en zapata	97
38.	Esfuerzos en el terreno	98
39.	Análisis de zapata excéntrica	99
40.	Detalle de armado de zapata excéntrica	102
41.	Detalle de cimiento corrido.....	103
42.	Planta-elevación módulo de gradas	104
43.	Sección transversal A-A', módulo de gradas.....	107
44.	Sección transversal B-B', módulo de gradas.....	108

TABLAS

I.	Peralte mínimo de vigas.....	16
II.	Peso del nivel 1	21
III.	Peso del nivel 2	22
IV.	Corte basal.....	22
V.	Fuerzas por nivel.....	23

VI.	Cálculo del centro de rigidez	26
VII.	Fuerzas por marco debido a torsión	26
VIII.	Resumen del cálculo de momentos en losas	59
IX.	Acero requerido y espaciamiento en losas del primer nivel.....	65
X.	Acero requerido y espaciamiento en losas del segundo nivel	68
XI.	Diseño de vigas a flexión.....	72
XII.	Refuerzo a flexión zapata excéntrica.....	101
XIII.	Equivalencias de gastos en tuberías de agua, tomando como unidad la tubería de ½" de diámetro, para las mismas condiciones de pérdida de presión y para una presión dada.....	109
XIV.	Cálculo de diámetro de tubería de agua potable	111
XV.	Unidades de gasto para el cálculo de las tuberías de distribución de agua en los edificios	112
XVI.	Gastos probables para la aplicación del método de Hunter (l/s) ..	114
XVII.	Diámetros mínimos de tubería por accesorio sanitario.....	115
XVIII.	Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones simples y sifones de descarga.....	116
XIX.	Cálculo del diámetro de las derivaciones simples para drenaje ...	117
XX.	Caudales base de los artefactos sanitarios	117
XXI.	Dimensiones para circuitos horizontales de ventilación	118
XXII.	Diámetros y longitudes para circuitos verticales de ventilación	118
XXIII.	Presupuesto de edificación para guardería	126

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h	Altura
H_v	Altura de la viga
T_{viga}	Altura de la viga
A	Área
A_s	Área de acero
A_v	Área de la varilla
A_z	Área de la zapata
A_g	Área gruesa
A_t	Área tributaria
b	Base de la viga
q_n	Capacidad soporte del suelo
P_n	Carga axial nominal
P't	Carga de trabajo
C_m	Carga muerta
W_m	Carga muerta distribuida
P	Carga puntual
CU	Carga última
CUT	Carga última total
C_v	Carga viva
W_v	Carga viva distribuida
cm²	Centímetros cuadrados
CM	Centro de masa
CR	Centro de rigidez

ρ	Cuantía de acero
\emptyset	Diámetro
@	En nomenclatura de planos constructivos, significa “a cada”, usualmente denotando distancias.
V	Esfuerzo de corte
Fy	Esfuerzo de fluencia para el acero
t	Espesor
e	Excentricidad
F_{cu}	Factor de carga última
S	Fuerza del sismo
I	Inercia
Kg	Kilogramo
psi	Libras por pulgada cuadrada
lu	Luz libre
m	Metro
G	Módulo de elasticidad a corte del concreto
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
E	Módulo de Young
E_s	Módulo elasticidad del acero
M	Momento
MB	Momento balanceado
M_{cm}	Momento de carga muerta
M_{cv}	Momento de carga viva
M(-)	Momento negativo
M(+)	Momento positivo
M_u	Momento último
d	Peralte efectivo
W_c	Peso específico del concreto

q_{max}	Presión máxima sobre el suelo
q_{min}	Presión mínima sobre el suelo
Rec	Recubrimiento
m	Relación entre lado corto y lado largo en losas
f_c	Resistencia última del concreto
K	Rigidez
s	Separación de estribos
Σ	Sumatoria
t	Tonelada
K_x, K_y	Variables de Bressler
Vol	Volumen
q	Zapata

GLOSARIO

ACI	Instituto Americano del Concreto (<i>American Concrete Institute</i>).
Análisis estructural	Consiste en determinar los efectos máximos producidos por las cargas mayoradas sobre los elementos estructurales.
Área de acero mínima	Cantidad de acero, determinado por la sección y límite de fluencia.
Área de acero requerida	Cantidad de acero, calculada para resistir el momento actuante en el elemento estructural.
Carga muerta	Peso muerto soportado por un elemento estructural, incluyendo el propio.
Carga viva	Peso variable dado por el personal, maquinaria móvil, etcétera.
Cimiento corrido	Es el que se construye debajo de un muro.

Columna	Miembro que se usa principalmente para resistir carga axial de compresión y que tiene una altura de por lo menos, tres veces su menor dimensión lateral.
Columna esbelta	Es aquélla en la que la carga última también está influida por la esbeltez, lo que produce flexión adicional debido a las deformaciones transversales.
Concreto reforzado	Concreto que contiene el refuerzo de acero.
Confinamiento	El concreto queda confinado cuando los esfuerzos se aproximan a la resistencia uniaxial, las deformaciones transversales se hacen muy elevadas debido al agrietamiento interno progresivo y el concreto se apoya contra el refuerzo del mismo.
Coordenadas	Son puntos que sirven para determinar la posición exacta de un lugar.
Envolvente de momentos	Representa el efecto de la superposición de las cargas muertas, vivas, sismo y más si existieran.
Esfuerzo	Intensidad de fuerza por unidad de área.

Estribo	Elemento de una estructura que resiste el esfuerzo cortante.
Excentricidad	Se produce cuando el centro de rigidez no coincide con el centro de masa, esto es debido a que existe una distribución desigual y asimétrica de masas y rigideces en la estructura.
Fluencia	Sobrepasando el límite elástico, todo aumento de carga produce deformaciones plásticas o permanentes que ya no son proporcionales al aumento de carga sino que adoptan valores crecientes para incrementos de cargas iguales.
Marco de concreto	Sistema estructural formado por columnas y vigas de concreto armado para soportar cargas verticales y horizontales.
Momento	Esfuerzo al que se somete un cuerpo, debido a la aplicación de una fuerza a cierta distancia de su centro de masa.
Momento negativo	Es el momento al que están siendo sometidos los extremos de las vigas. Si el acero corrido no cubre dicho momento, se pone acero extra llamado bastón.

Momento positivo	Es el momento al que está siendo sometido el centro de la viga. Si el acero corrido no cubre dicho momento, se pone acero extra llamado bastón.
Momento resistente	Es el momento que puede resistir una estructura con cierta cantidad de acero.
Peralte efectivo	Distancia desde la fibra extrema al refuerzo longitudinal.
Rigidez	Es la capacidad de un objeto sólido o elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos.
SEAOC	Asociación de Ingenieros Estructurales de California (Structural Engineers Association of California)
Solera	Elemento estructural horizontal de un muro, que resiste esfuerzos y confina los muros.
Zapata	Tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo.
Zapata aislada	Es la que soporta una sola columna.

RESUMEN

El trabajo de graduación presenta dos fases que constituyen la estructura del mismo: fase de investigación y fase de servicio técnico profesional.

En la fase de investigación se realizó una recopilación de información importante, que detalla características típicas, así como, las necesidades, servicios básicos e infraestructura, de la aldea Boca del Monte.

En la fase del servicio técnico profesional se desarrolló el diseño de una edificación de dos niveles para una guardería, utilizando un sistema estructural a base de marcos espaciales dúctiles, unidos con nudos rígidos, losa tradicional y muros tabiques de mampostería de ladrillo tubular.

El área de terreno destinado es de 180,00 m² para el edificio. En el primer nivel están distribuidos los siguientes ambientes: recepción, área de administración, área para maternidad, área de cunas, cocina, sala de reuniones, bodega y servicios sanitarios. En el segundo nivel clínica, psicología, salón de clases para niños de cuatro, cinco y seis años y servicios sanitarios. En la azotea se cuenta con área libre para actividades físicas, así como, servicios sanitarios. Además, para el acceso a los dos niveles y azotea contará con un módulo de gradas.

OBJETIVOS

General

Diseñar el edificio de dos niveles para guardería, en aldea Boca del Monte, Villa Canales.

Específicos

1. Realizar una investigación monográfica y un diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Boca del Monte, Villa Canales.
2. Capacitar a los miembros de la ONG APRODESA sobre aspectos de operación y mantenimiento de la edificación, a través de cursillos y charlas, haciendo énfasis en las acciones necesarias para mantener la edificación en óptimas condiciones.

INTRODUCCIÓN

La aldea Boca del Monte, está ubicada al lado de la zona 13 de la ciudad de Guatemala, es decir, es colindante con esa parte de la ciudad. Se tiene acceso a ella a través de la avenida Hincapié a 12 km aproximadamente de la capital.

En la aldea Boca del Monte, es considerable la falta de infraestructura para el cuidado integral de niños a edades tempranas, sobre todo en las comunidades más alejadas del centro de la aldea, cabe hacer notar que en este trabajo se usará la palabra niño, sin embargo, se refiere a niño y niña. En sociedades modernas se hace importante la creación de un centro integral para el cuidado de niños, donde tanto el padre como la madre trabajan y no tienen familiares cerca o disponibles para encargarse del niño, es decir, la implementación de una guardería en la aldea es de vital importancia para el desarrollo integral del niño, así como para la tranquilidad de los padres.

Para darle solución a lo anterior se plantea la construcción de un edificio de dos niveles con 360 m², que cuente con un área administrativa, área de cunas, área de cuidado para maternales, área para educación preprimaria así como área para psicología y una pequeña clínica. Todo lo anterior con el fin de darle al niño la educación integral que cada día se hace más importante en nuestra sociedad, así como, apoyar a los padres en su desempeño laboral.

Al final del trabajo de graduación se presentan las conclusiones y recomendaciones correspondientes, además de los planos que constituyen los proyectos.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía de la aldea Boca del Monte, Villa Canales

1.1.1. Aspectos generales

Boca del Monte está situada a pocos minutos de la ciudad capital de Guatemala, es una aldea rica en vegetación y con grandes comercios. Es una de las más grandes del municipio de Villa Canales. Se formó cuando el General Justo Rufino Barrios, en agradecimiento, regaló a los soldados que pelearon con él para lograr la unión centroamericana, dándole a cada soldado cuatro manzanas, esto sucedió más o menos en los años 1875 a 1880.

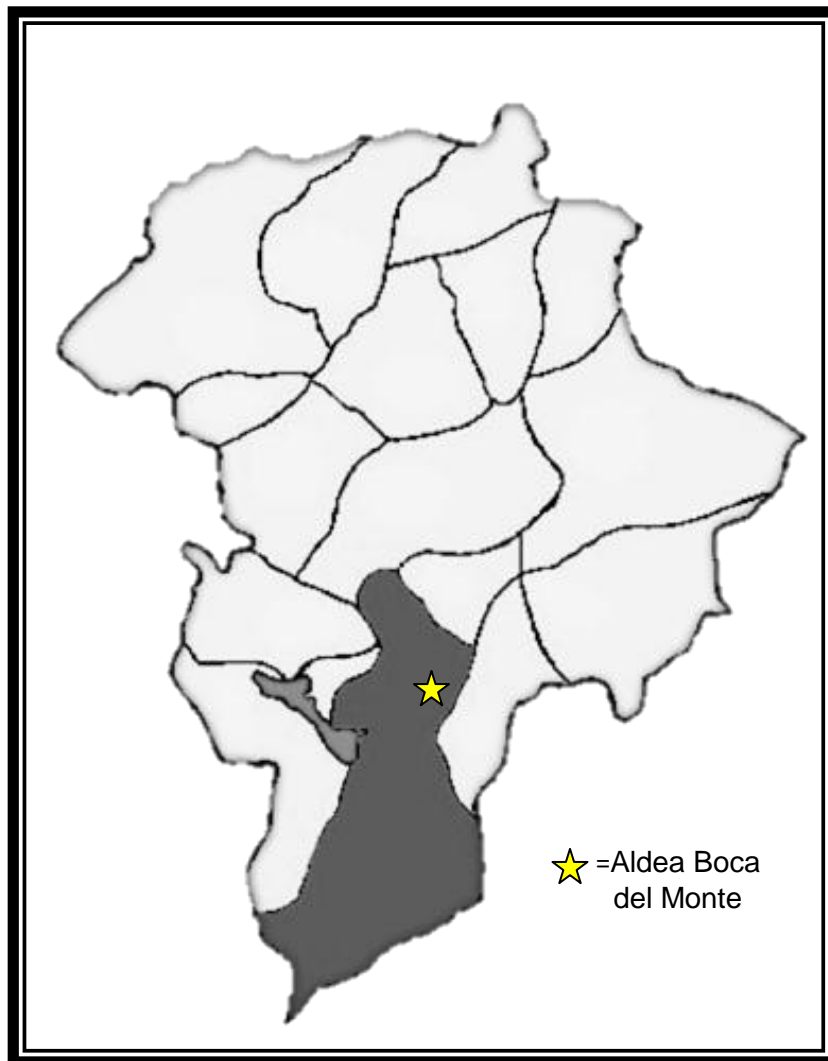
Según pobladores de la aldea, su nombre se debe a que cuando la ciudad capital se comenzó a sobrepoblar, uno de los puntos más inmediatos para irse a vivir era esta aldea y dado que aquí iniciaba la montaña la cual estaba llena de monte y de animales como micos, loros, ardillas, etcétera le dieron el nombre de Boca del Monte. También se dice que se encontraron vestigios de la civilización pocomán, los cuales se comprobaron por los muros encontrados en los terrenos que hoy ocupa una fábrica de cigarrillos, y también unos túneles en el barranco contiguo al cementerio de la aldea, lo cual fue verificado por el Instituto Indigenista Nacional de Guatemala.

En la aldea se celebra la feria de la Virgen de Concepción el día 8 de diciembre. Tristemente, por considerarse vía alterna para entrar a la ciudad de Guatemala desde el sur del país, se ha congestionado desmesuradamente.

1.1.2. Ubicación geográfica

Esta aldea se ubica en el kilómetro 12 aproximadamente, es la vía de acceso hacia las poblaciones de Villa Canales y colonia Villa Hermosa, tiene una latitud de 14° 32' 30" y una longitud de 90° 31' 44.

Figura 1. Localización Boca del Monte



Fuente: Municipalidad de Villa Canales.

1.1.3. Extensión y colindancias

La aldea Boca del Monte se encuentra circunscrita dentro del municipio de Villa Canales, Guatemala. Tiene una extensión territorial de 5,18 kilómetros cuadrados de área total. La altitud que registra es de 1 350,24 metros sobre el nivel del mar.

Colinda al norte con la zona 13 de la ciudad capital así como con Santa Catarina Pinula, al sur colinda con la finca San Agustín así como con Villa Hermosa y Villa Canales. Al este colinda con Santa Catarina Pinula, al oeste colinda con barranco y la colonia Justo Rufino Barrios, zona 21 de la capital.

1.1.4. Vías de comunicación

Esta comunicación se lleva a cabo por medio de carreteras asfaltadas, de terracería y adoquinadas. En verano, las carreteras no causan problema, pero en invierno se obstaculizan a nivel ínteraldeas y caseríos, como también dentro de la comunidad, debido a las fuertes lluvias y a la topografía de la aldea.

Los medios de transporte con los que cuenta son automóviles, motocicletas, bicicletas y autobuses; entre las líneas de transporte extraurbano se mencionan: Cooperativa Aurora, Princesa, Adelita, Marielos y Rutas Bocamonteces, anteriormente, se contaba con los buses preferenciales pero el servicio fue suspendido.

Las vías de acceso a la aldea Boca del Monte son tres principalmente: una que comunica la aldea a la cabecera municipal, en su recorrido tiene desvío a Villa Hermosa. La segunda vía de acceso comunica a la población con la aldea El Carmen, Santa Catarina Pinula y la tercera es Carretera Interamericana CA-1 que comunica a la ciudad capital.

1.1.5. Situación demográfica

Según estimaciones del Instituto Nacional de Estadística (usando como base para la proyección el último censo oficial, realizado en 2002) la población del municipio de Villa Canales al año 2011 es de:

- Población total: 143 258 habitantes
- Población masculina: 71 962 habitantes
- Población femenina: 71 296 habitantes
- Población urbana: 102 997 habitantes
- Población rural: 40 261 habitantes

Se estima que la población de la aldea Boca del Monte es un 15,5% de la población total del municipio.

Por ser un área de paso, tiene mucho comercio sobre la calle principal, concentrándose en ella, varios bancos del sistema, farmacias de renombre, restaurantes de comida rápida, supermercados con horario amplio, tiendas de barrios, clínicas de varias especialidades, pastelerías, tortillerías, entre otros. También cuenta con una iglesia católica, varias protestantes, una estación de bomberos voluntarios, una estación de policía, una alcaldía auxiliar, varios colegios, la tabacalera Centroamericana, existen dos cementerios y algunas barberías y salones de belleza.

El desarrollo urbano del sector fue lento, hasta la mitad de la década pasada, actualmente tiene un crecimiento considerable por la migración de personas al área metropolitana y la demanda de vivienda y servicios básicos.

El crecimiento urbano acelerado de la ciudad de Guatemala en los últimos 40 años, ha provocado su expansión horizontal, superando las barreras naturales que hasta entonces habrían delineado el límite ciudadano.

El resultado ha sido un proceso de conurbación (fenómeno de absorción o integración física de ciudades más pequeñas, por ciudades de mayor jerarquía), creando lo que se conoce como área metropolitana.

Este crecimiento acelerado de la capital, determina que su expansión territorial sea dispersa y desordenada, siendo su único eje conductor los corredores del sistema vial que la intercomunican con el resto del país.

1.2. Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Boca del Monte, Villa Canales

1.2.1. Descripción de las necesidades

En lo que respecta a infraestructura, tomando en cuenta las necesidades expuestas por los vecinos del lugar, como lo expuesto por los funcionarios de la ONG (APRODESA), de los recursos disponibles y visitas de campo, las necesidades más urgentes son las siguientes:

- Edificación para guardería: debido a la falta de infraestructura similar cercana, y al crecimiento poblacional se hace necesario un edificio dedicado al cuidado integral para niños de edades tempranas.

- Alcantarillado pluvial: la colonia es atravesada por un zanjón, esto provoca que en épocas de lluvia funcione como un canal abierto, debido a esto es un foco de contaminación muy grande.
- Edificación para mercado municipal: debido a que el mercado de la aldea se encuentra muy lejos de la colonia, existen vendedores informales en una galera de lámina.

1.2.2. Análisis y priorización de las necesidades

Realizando la evaluación de las necesidades de la comunidad así como el criterio de la ONG se priorizaron los proyectos de la siguiente manera:

- La construcción de una edificación para una guardería, debido a la demanda por parte de la población.
- Alcantarillado pluvial, es oportuno, la construcción para mejorar la calidad de vida de las personas que viven a los alrededores, así como, para evitar la proliferación de enfermedades virales.
- La construcción de una edificación para mercado municipal ayudaría a llevar comercio al sector y así dar oportunidad de trabajo para la población y mejorar los servicios que se ofrecen.

2. EDIFICACIÓN ESCOLAR PARA LA ALDEA BOCA DEL MONTE

2.1. Descripción del proyecto

2.1.1. Infraestructura requerida para el centro integral

El proyecto consiste en el diseño de un edificio de dos niveles a base de marcos dúctiles con muros de mampostería y losa plana de concreto reforzado. La edificación será destinada al cuidado de niños de ocho meses a seis años, en el área urbana, con la siguiente distribución de ambientes:

- Área de cuna
- Área de maternidad
- Área de escuelita (tres aulas)
- Área de administración
- Área de reuniones para docentes
- Área de cocina
- Servicios sanitarios y de limpieza
- Área de recreación y deportes
- Área para clínica médica
- Área clínica para psicología
- Área de bodega

2.1.2. Descripción del espacio disponible

2.1.2.1. Localización del terreno

Para la construcción del edificio se dispone de un terreno ubicado en la colonia Santa Anita a 1,1 kilómetros del centro de la aldea Boca del Monte, aledaño a la cancha polideportiva y a la iglesia de la comunidad, y está situado a una distancia de 177 m del acceso principal.

2.1.2.2. Topografía del terreno

Por la forma del terreno no hubo necesidad de realizar un levantamiento planimétrico ni altimétrico, ya que el terreno es de una superficie plana y de forma rectangular. La medición se realizó con cinta y tiene un área de 180,00 m².

2.2. Estudio de suelos

Un estudio de suelos para una edificación, consiste principalmente en obtener el valor soporte del suelo o capacidad de carga, con la cual se diseña la cimentación. El valor soporte es una característica de cada sistema de suelo-cimentación, y no sólo una cualidad intrínseca del suelo. Los distintos tipos de suelo difieren en capacidad de carga, pero también ocurre que en un suelo específico dicha capacidad varía con el tipo, forma, tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión.

La resistencia de los suelos a la deformación depende, sobre todo, de su resistencia a la fuerza cortante. Esta resistencia a la fuerza cortante equivale a su vez, a la suma de los dos componentes fricción y cohesión.

Exploración del suelo: la exploración del suelo que se hizo para obtener información fue por medio de pozos de sondeo, que permitieron ver el suelo en su estado natural. Se exploró hasta una profundidad de 1,00 m, en la cual se encontró suelo firme y homogéneo.

Valor soporte del suelo: la capacidad soporte de un suelo es la capacidad del suelo para soportar una carga sin que produzca fallas dentro de su masa.

El cálculo del valor soporte se realizó con la ecuación de Meyerhof, a través de los datos proporcionados por el ensayo a compresión triaxial. Para el ensayo se obtuvo una muestra de 1 pie³, no consolidado ni drenado. El suelo tiene una descripción limo arcilloso color café.

Cálculo del valor soporte:

Datos

Ángulo de fricción interna	=	17,06°
Cohesión	=	2,39 t/m ²
Base de la zapata	=	1,50 m
Desplante	=	1,0 m
Peso específico del suelo (γs)	=	1,32 t/m ³

Capacidad portante neta última, utilizando la ecuación de Meyerhof

$$q_u = c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

Factores de capacidad de carga:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) * e^{\pi \tan \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{17,06}{2} \right) * e^{\pi \tan 17,06}$$

$$N_q = 4,80$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_c = 12,38$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) \tan \phi$$

$$N_\gamma = 3,56$$

Factores de forma de la carga:

$$F_{cs} = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} = 1 + \frac{1,5}{1,5} * \frac{4,80}{3,56}$$

$$F_{cs} = 1,39$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} * \tan \phi = 1 + \frac{1,50}{1,50} * \tan(17,06)$$

$$F_{qs} = 1,31$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 * \frac{B}{L} = 1 - 0,4 * \frac{1,50}{1,50}$$

$$F_{\gamma s} = 0,60$$

Factores de profundidad:

$$F_{cd} = 1 + 0,4 * \frac{D_f}{B} = 1 + 0,4 * \frac{1}{1,5} = 1,27$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B} = 1 + 2 \tan 17,06 (1 - \sin 17,06)^2 \frac{1}{1,5}$$

$$F_{qd} = 1,58$$

$$F_{yd} = 1,0$$

Factores de inclinación de la carga: debido a que la carga no tiene inclinación, los factores son igual a 1.

Valor soporte del suelo

$$q_u = c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

$$q_u = 2,39 \cdot 12,38 \cdot 1,39 \cdot 1,27 \cdot 1 + 1 \cdot 4,8 \cdot 1,31 \cdot 1,58 \cdot 1 + \frac{1}{2} \cdot 1,32 \cdot 1,45 \cdot 3,56 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 1$$

$$q_u = 67,24 \text{ t/m}^2$$

Aplicando un factor de seguridad de 3 se obtiene:

$$q_u = 67,24 / 3 = 22,41 \text{ t/m}^2$$

Valor soporte de diseño 22.41 t/m²

2.3. Diseño estructural

2.3.1. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico se refiere a darle la forma adecuada, y distribuir en conjunto los diferentes ambientes que componen el edificio. Esto se hace para tener un lugar cómodo y funcional para su uso, tanto en iluminación, como en la ventilación y distribución.

Los edificios se deben diseñar, de acuerdo con las necesidades que se tengan; además, estarán limitados por el espacio disponible, los recursos materiales.

2.3.1.1. Criterios generales

Para la disposición y distribución de áreas, aspectos arquitectónicos y de funcionamiento, se aplicaron las normas contenidas en el Reglamento de Construcción de Edificios Escolares, conjugándolas con criterios propios.

Se toman como base los requisitos que debe cumplir el centro educativo para atender a los alumnos que se espera recibir, y se debe diseñar con respecto a su funcionalidad, incluyendo todas las áreas a utilizar.

2.3.1.2. Distribución de ambientes

La distribución de ambientes de la guardería se hizo de forma que se resuelvan las necesidades primarias solicitadas por la comunidad, con visitas a centros similares y criterio propio. La distribución de ambientes quedó de la siguiente manera:

- Planta primer nivel (administración y de bebes), áreas de:
 - Cunas
 - Maternidad
 - Cocina
 - Sala de maestros
 - Recepción
 - Dirección

- Bodega
- Baños
- Planta segundo nivel (área de clínicas y educación preprimaria)
 - 3 aulas para niños de 4, 5, 6 y 7 años donde se impartirá la preprimaria
 - Área de clínica médica
 - Área de clínica psicológica
 - Baños
- Azotea (área de recreación)
 - Área de recreación (juegos)
 - Área de educación física
 - Baños

2.3.1.3. Altura de la edificación

La altura de piso a cielo en todos los ambientes es de 2,98 m para proporcionar una temperatura adecuada en los distintos ambientes.

2.3.1.4. Sistema estructural

Elegir un sistema estructural conlleva muchas consideraciones, las cuales determinan dos objetivos principales: se debe cumplir con los requisitos de funcionalidad de la edificación, la estructura debe soportar las cargas en condiciones seguras. Además, obedece a circunstancias prácticas y económicas. Existen sistemas que se desempeñan mejor que otros en las eventualidades sísmicas, por lo que se busca un equilibrio que favorezca todos los aspectos mencionados.

La estructura para esta edificación será a base de marcos dúctiles (sistema de columnas y vigas de concreto reforzado con nudos rígidos) y losas planas de concreto armado, muros de mampostería, ladrillo tubular para delimitar ambientes, piso cerámico, puertas de metal y madera.

2.3.2. Análisis estructural

Es el proceso que se realiza para determinar respuestas de la estructura ante las acciones exteriores, que puedan afectar; en otras palabras, el estudio de las estructuras, considera, principalmente, los efectos producidos por las fuerzas que actúan sobre un determinado sistema estructural, y determina las condiciones que deben satisfacer las diferentes partes de este sistema, de manera que puedan soportar dichas fuerzas.

Las partes que componen el sistema estructural deben ser de un material que impida la rotura o el deterioro de estas. Además, el tipo de material a utilizar no deberá ser llevado más allá de su resistencia límite cuando actúen las diferentes fuerzas sobre el sistema.

Lo anterior induce a concluir que el equilibrio en el que se encuentre el sistema estructural debe ser estable, dando lugar a un estudio que involucra tanto procedimientos matemáticos, como métodos derivados de ensayos de laboratorio.

Para este proyecto se utilizó el método de Kani y haciéndose una comprobación con SAP2000 Educacional®, para la realización del análisis estructural. El análisis se detalla en el numeral 2.3.2.3.

2.3.2.1. Predimensionamiento estructural

Predimensionar la estructura, es darle medidas preliminares a elementos que la componen, es decir, los que serán utilizados para soportar cargas aplicadas. Para esto, se puede recurrir a la experiencia en obras similares o utilizar métodos analíticos. En este caso, se aplican los métodos siguientes:

- Columnas: el método utilizado para predimensionar las columnas consiste en basarse en la carga aplicada y el área tributaria, para luego calcular la sección. Por razones de simetría las dimensiones de las columnas serán con base a la más crítica, o sea la que soporta mayor carga.

Recomendaciones iniciales para predimensionar columnas:

Columnas rectangulares: la dimensión menor debe ser mayor de 20 cm

El área total debe ser 400 cm² como mínimo.

Columnas circulares: por lo menos 25 cm de diámetro

Para este caso se usó la siguiente fórmula:

$$P = 0.8 (0.225 \cdot f'_c \cdot A_g + f_y \cdot A_s)$$

Dónde:

P = carga axial = 42 071,4 kg. (Se obtuvo por áreas tributarias)

f'_c = 210 kg/cm²

f_y = 2 810 kg/cm²

A_g = área gruesa de la sección

A_s = área de acero; 1% A_g ≤ A_s ≤ 6% A_g

Según reglamento ACI 318-08, sección 21.6.3.

$$42\,071,4 = 0,8((0,225 \cdot 210 \cdot A_g) + (2\,810 \cdot 0,01 \cdot A_g))$$

Despejando $A_g = 697,93 \text{ cm}^2$.

Proponiendo una columna de $30 \times 30 \text{ cm} = 900 \text{ cm}^2 > A_g$

- Vigas: para el predimensionamiento de vigas rectangulares, ACI contempla peraltes mínimos en vigas, para una rigidez adecuada sin grandes deflexiones.

La tabla I calcula el peralte de viga, dependiendo esta de la Luz (L) que cubre la viga. La base de la viga queda a criterio del diseñador. En este caso solo se calcula la viga crítica, que es la que tiene mayor longitud a rostros internos, quedando las otras de igual sección. (Ver figura 2)

Peralte viga = $L / 21 = 4,47 \text{ m} / 21 = 0,213 \text{ m}$

Base de viga = $0,20 \text{ m}$

Entonces se usa una sección de viga = $0,20 \text{ m} * 0,40 \text{ m}$

Tabla I. **Peralte mínimo de vigas**

	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Vigas	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Fuente: Reglamento de las construcciones de concreto Reforzado (ACI 318-08). Sección 9.5.2.1. p. 129.

- Losas: para losas en dos sentidos se predimensiona el peralte o grosor de la losa. El método usa como variables las dimensiones de la superficie de la losa y el tipo de apoyos que tiene. En este caso, todas las losas están apoyadas en cuatro lados; se tienen dos medidas de losas, por tanto, se toma la crítica y el peralte resultante se usa en ambas. Para losas en dos direcciones, ACI recomienda:

Espeor losa = perímetro/180

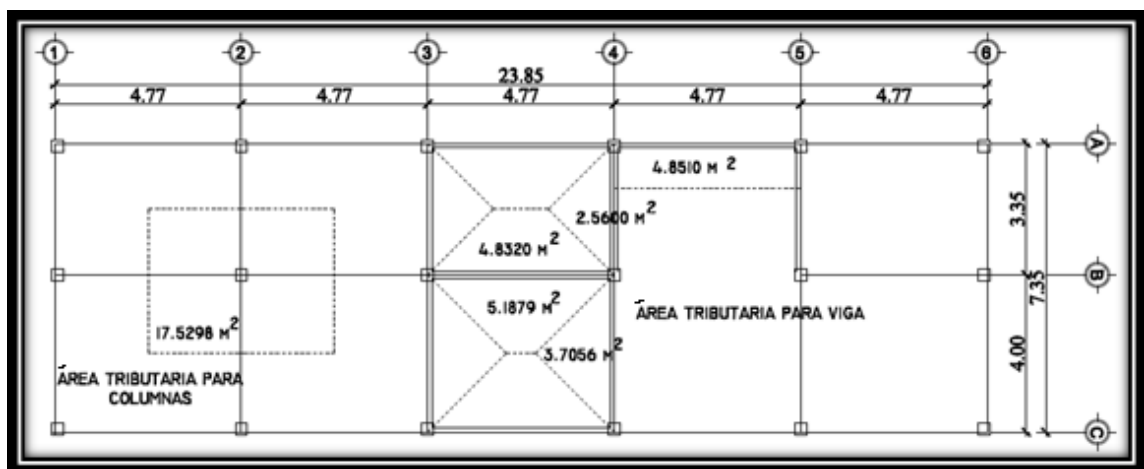
$$= 2 (3,80 + 4,57)/180$$

$$= 0,093 \text{ m}$$

Entonces se usa un espesor de losa = 0,12 m

La figura 2 muestra las dimensiones de losa a ejes, pero para el cálculo del espesor de losa se tomaron las dimensiones a rostro interno de las vigas.

Figura 2. Planta típica, niveles 1 y 2

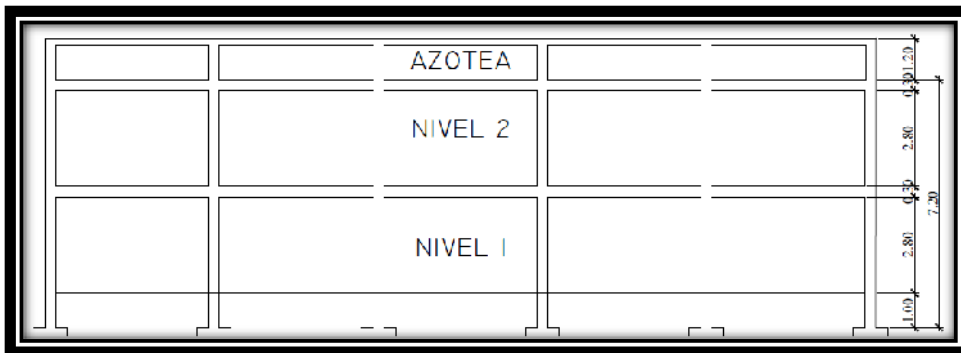


Fuente: elaboración propia.

Sección de vigas = 0,20 * 0,40 m

Sección de columnas = 0,30 * 0,30 m

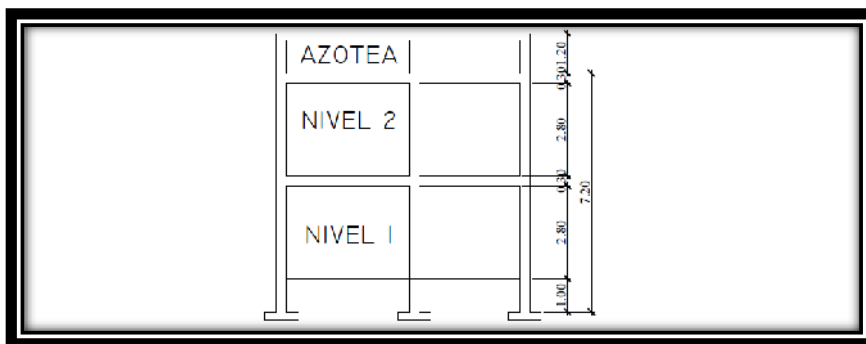
Figura 3. **Elevación marco típico, sentido X, eje B**



Fuente: elaboración propia.

De los resultados de predimensionamiento, se obtiene la figura 2, donde se muestra la planta típica acotada con su respectiva distribución de vigas y columnas; la figura 3 muestra el marco típico en el sentido X, eje B y la figura 4, muestra el marco típico en el sentido Y, eje 3.

Figura 4. **Elevación marco típico, sentido Y, eje 3**



Fuente: elaboración propia.

2.3.2.2. Cargas aplicadas a marcos dúctiles

Existen dos tipos de cargas en una estructura, de acuerdo con la dirección de su aplicación se divide en: cargas verticales y cargas horizontales.

2.3.2.2.1. Cargas verticales en marcos dúctiles

También llamada cargas por gravedad, se divide en carga viva y carga muerta. La carga viva, son cargas ocasionales, tales como el peso de personas, mobiliario, equipo, maquinaria, etcétera, la carga muerta, es aquella que permanece constante, inamovible y permanente dentro de una estructura, generalmente están constituidas por el peso propio de los elementos que integran la estructura.

Los valores que se usan en este caso, para las cargas verticales son:

Carga muerta (CM)	Carga viva (CV)
Peso del concreto = 2 400 kg/m ³	Entrepiso = 400 kg/m ²
Peso de acabados = 60 kg/m ²	En techo = 400 kg/m ²
Peso de muros = 90 kg/m ²	

Integración de cargas marco 3, nivel 1

$$CM = \left[\left(A. \text{tributaria} * \frac{(p. \text{concreto} * t \text{ losa} + \text{acabados} + p. \text{muro})}{\text{longitud}} \right) + p. \text{de viga} \right]$$

Para las áreas tributarias (ver figura 2)

$$CM = \left(\frac{[(3,7056 * 2) * (2 400 * 0,10 + 60 + 90)]}{4} \right) + (0,2 * 0,4 * 2 400)$$

$$CM = 914.59 \text{ kg/m}$$

$$CV = [(área tributaria) * valor de carga viva] / longitud$$

$$CV = [(3,7056*2) * 400] / 4$$

$$CV = 741,12 \text{ kg/m}$$

Los valores de las cargas distribuidas para el nivel 2 de la figura 6 y los valores de la figura 7 se obtuvieron siguiendo el procedimiento anterior.

2.3.2.2.2. Cargas horizontales en marcos dúctiles

Son aquellas que actúan perpendicularmente a la línea de acción de la gravedad. Estas son producidas por sismo, viento o impacto, siendo puramente dinámicas, mientras que las cargas verticales son estáticas. Regularmente solo se considera en el análisis estructural una de las cargas mencionadas, ya que los fenómenos naturales que las provocan no se presentan simultáneamente.

Guatemala, se caracteriza por ser una zona sísmica, por tal razón se diseñan los edificios tomando en cuenta este fenómeno. Para este caso se utiliza el método SEAOC para encontrar las fuerzas producidas por el sismo.

Método SEAOC: este método permite calcular el corte en la base de una estructura.

Corte basal (V): es la fuerza sísmica que el suelo transmite al edificio en la base. El corte basal está dado por la fórmula siguiente:

$$V = Z * I * C * S * K * W$$

Dónde:

Z = coeficiente que depende de la zona, Z = 1

I = importancia por el tipo de ocupación de la obra, para este caso I = 1,40

C = coeficiente que depende del período natural de vibración
 $C = 1 / (15 t^{1/2})$; $t = (0,0906 * \text{altura total del edificio}) / (\text{base})^{1/2}$
S = coeficiente que depende del tipo de suelo, S = 1,50
Si C * S es mayor que 0,14, entonces usar C * S = 0,14
K = coeficiente que depende del sistema estructural, K = 0,67
W = peso de la estructura + 25 % de las cargas vivas

El sismo no actúa en una dirección determinada respecto al edificio. Por esa razón, se necesita evaluar el corte basal en las direcciones X y Y (longitudinal y transversal respectivamente); con los valores resultantes se puede diseñar el edificio contra un sismo en cualquier dirección.

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

$$t_x = (0,0906 * 7,05) / (33,625)^{1/2} = 0,13; \quad C_x = 1 / (15 * [0,13]^{1/2}) = 0,18$$

$$t_y = (0,0906 * 7,05) / (8,62)^{1/2} = 0,23; \quad C_y = 1 / (15 * [0,23]^{1/2}) = 0,14$$

$$C_x * S = 0,18 * 1,50 = 0,28 \quad \Rightarrow \quad \text{usar } C * S = 0,14$$

$$C_y * S = 0,14 * 1,50 = 0,21 \quad \Rightarrow \quad \text{usar } C * S = 0,14$$

Tabla II. **Peso del nivel 1**

Elemento	Sección (m)		Longitud (m)	Altura (m)	Cantidad	PU (kg/m ³)	W1= Peso (kg)	
Muro			104,97	2,70		110	31 176,09	
Columnas	0,30	0,30		4,00	18	2 400	15 552,00	
Viga	0,20	0,40	103,53		1	2 400	19 877,76	
Losa	19,03	8,00		0,10		2 400	36 536,83	
25% CV	19,03	8,00	125					19 029,60
Total							118 366,36	

Fuente: elaboración propia.

Tabla III. **Peso del nivel 2**

Elemento	Sección		Longitud m	Altura m	Cantidad	PU	W2= Peso
	m	m				kg/m3	kg
Muro			126,71	2,70		110	37 632,87
Columnas	0,30	0,30		3,00	18	2 400	11 664,00
Viga	0,20	0,30	103,53		1	2 400	19 877,76
Losa	19,03	8,00		0,10		2 400	36 536,83
25% CV	19,03	8,00	125				19 029,60
Total							120 935,14

Fuente: elaboración propia.

El peso total de la estructura = $W = W_{\text{nivel 1}} + W_{\text{nivel 2}}$ (ver tablas III y IV)

$$W = 118\,366,36 + 120\,935,14 = 239\,301,50 \text{ kg}$$

$$V = V_x = V_y = Z * I * C * S * K * W$$

Tabla IV. **Corte basal**

Z	I	K	C	S	W	V
1,0	1,4	0,67	0,14		239 301,50	31 425,07

Fuente: elaboración propia.

Fuerzas por nivel (F_{n_i}): las fuerzas por nivel están dadas por la fórmula:

$$F_{n_i} = \frac{[(V-F_t) * W_{h_i}]}{\sum(W_{h_i})}$$

Dónde:

V = corte basal

F_t = fuerza de techo, si t (período natural de vibración) es menor que 0,25 segundos, entonces F_t = 0

W = peso propio de la estructura + 25% de las cargas vivas

W_i = peso propio de la estructura + 25% de las cargas vivas por nivel

h_i = altura medida desde la cimentación al nivel considerado

Tabla V. **Fuerzas por nivel**

	Peso	Altura	Peso*Altura	Fuerza por nivel
Nivel 1	118 366,36	3,95	467 547,13	11 129,66
Nivel 2	120 935,14	7,05	852 592,75	20 295,42
Total			1 320 139,88	

Fuente: elaboración propia.

Fuerza nivel 1 = $([31\ 425,07 - 0] * 467\ 547,13) / 1\ 320\ 139,88$

Fuerza nivel 1 = 11 129,66 kg

Fuerzas por marco (FM):

En la estructura se calculará dividiendo la fuerza por piso entre el número de marcos paralelos a esta fuerza, si los marcos espaciados, están simétricamente colocados. Si los marcos espaciados son asimétricos, se tendrá que dividir la fuerza de piso F_i proporcional a la rigidez de los marcos.

- Fuerzas por marcos Y – Y

Como se puede observar en la figura 5, el edificio es simétrico en Y, por lo que la fuerza por marco será igual al producto de la división de la fuerza de piso entre el número de marcos en el sentido y.

Segundo nivel:

$$FM = \frac{F_{n2}}{\text{No. de marcos}} = \frac{20\,295,42}{6} = 3\,382,57$$

Primer nivel:

$$FM = \left(\frac{F_{n1}}{\text{No. de marcos}} \right) = \left(\frac{11\,129,66}{6} \right) = 1\,854,94$$

- Fuerzas por marcos X – X

En la figura 5, se observa que no existe simetría en x, porque el centro de masa tiene dos marcos abajo y un marco arriba, por lo que hay torsión en el edificio. Un método simplificado de analizar la torsión en las estructuras consiste en considerar separadamente los desplazamientos relativos del edificio, ocasionados por la traslación y los debidos a rotación en cada piso, tomando en cuenta la rigidez de cada nivel, determinadas por las fuerzas correspondientes a un desplazamiento unitario, distribuyendo los cortantes por torsión en proporción a su rigidez.

Cuando el centro de rigidez CR no coincide con el centro de masa CM, se produce excentricidad en la estructura, esto es debido a que existe una distribución desigual y asimétrica de las masas y las rigideces en la estructura.

El cálculo de la fuerza que llega a cada marco se realiza por medio de la suma algebraica de la fuerza por torsión FM'' (fuerza rotacional) y la fuerza directamente proporcional a la rigidez de los marcos FM' (fuerza traslacional). Para esto se utilizan las siguientes fórmulas.

$$FM = FM' \pm FM'' \quad FM' = \frac{R \cdot F_{ni}}{\sum R_i} \quad FM'' = \frac{e \cdot F_{ni}}{\frac{\sum R_i \cdot d_i^2}{R_i \cdot d_i}}$$

$$E = C_m - C_R; E_{\text{mínimo}} = 0.05 * \text{Altura total del edificio}$$

$$C_R = \frac{\sum R_i * d_i}{\sum R_i}$$

Dónde: A

R_i = rigidez del marco

D_i = distancia de CR a marco considerado

e = excentricidad

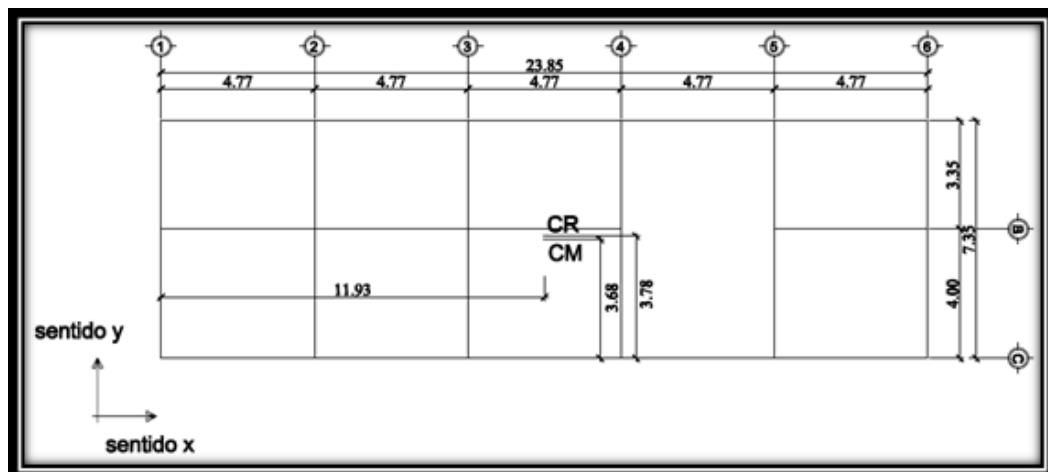
C_m = centro de masa

C_R = centro de rigidez

La siguiente figura muestra la distribución de los marcos dúctiles que sirven para calcular los valores de R_i , d_i , C_m , C_R y e .

Rigidez de la columna en el eje X-X se utiliza el valor de 1 debido a que todas las columnas son de la misma sección y material.

Figura 5. **Ubicación centro de masa y rigidez**



Fuente: elaboración propia.

Tabla VI. **Cálculo del centro de rigidez**

Marco	R	D	RD
C	1	0,00	0,00
B	1	4,00	4,00
A	1	7,35	7,35
Sumatoria	3		11,35

Fuente: elaboración propia.

CR = Centro de rigidez

$$CR = \Sigma R \cdot D / \Sigma R = (11,35/3,00) = 3,78$$

$$CM = Long/2 = 7,35/2 = 3,675$$

$$e = CM - CR = 3,675 - 3,783 = 0,108$$

$$e_{\min} = 0,05 \cdot h \text{ (h = altura del edificio)}, e_{\min} = 0,05 (7,20 \text{ m}) = 0,36$$

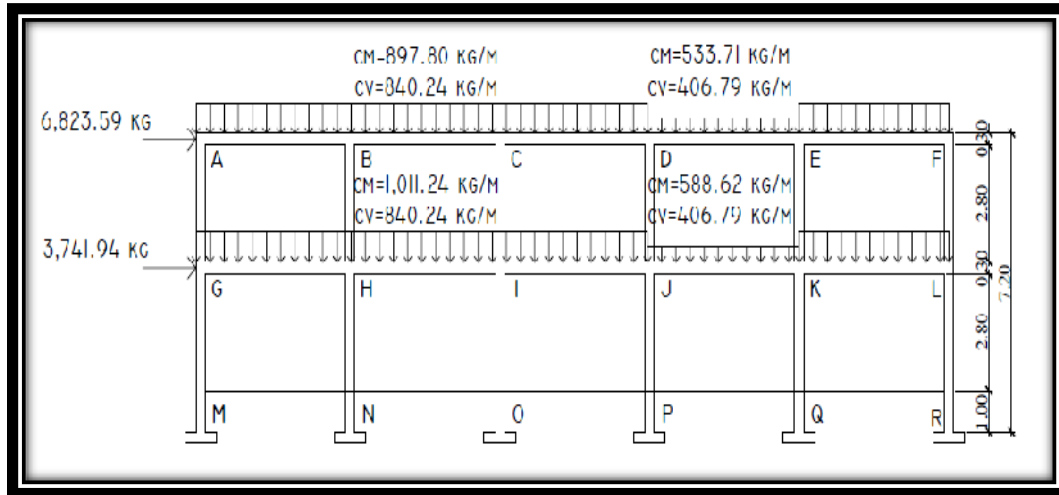
Tabla VII. **Fuerza por marco debido a torsión**

Sentido X					Nivel 1			Nivel 2		
Marco	Ri	di	Ri*di	Ri*di ²	FM'	FM''	FM niv 1	FM'	FM''	FM niv 2
A	1	3,57	3,57	12,72	3 709,89	527,68	4 237,57	6 765,14	962,25	7 727,39
B	1	0,22	0,22	0,05	3 709,89	32,06	3 741,94	6 765,14	58,45	6 823,59
C	1	-3,78	-3,78	14,31	3 709,89	-559,74	3 150,15	6 765,14	-1 020,70	5 744,44
				27,08						

Fuente: elaboración propia.

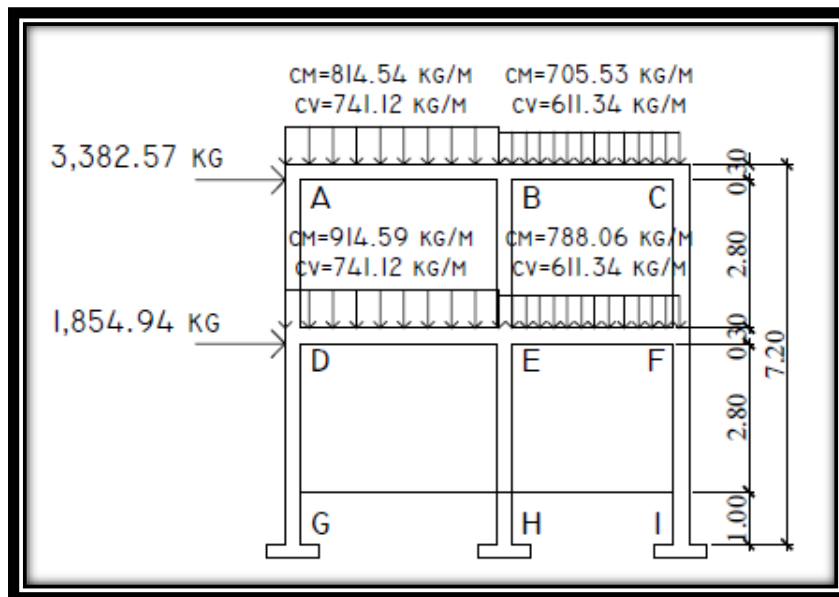
Si el valor $FM < Fi''$ se debe tomar Fi' como la fuerza del marco. Si el valor $Fm > Fi''$, Fm será el valor del marco analizado. Es decir que, se toman los valores críticos.

Figura 6. **Cargas distribuidas eje X, marco B**



Fuente: elaboración propia.

Figura 7. **Cargas distribuidas eje Y, marco 3**



Fuente: elaboración propia.

2.3.2.3. Análisis de marcos dúctiles aplicando un método numérico y comprobación a través de software

Luego de la integración total de las cargas, tanto las de entrepiso como las de techo, se procede al análisis estructural, donde el objetivo técnico se refiere a la determinación de fuerzas y desplazamientos que sufre la estructura, para el efecto se aplicará el método de Kani y se contrastará a través del *software* SAP2000 Educacional®.

- Resumen general del método de Kani

El siguiente resumen se aplica únicamente para miembros de sección constante; además, no incluye los casos cuando existen columnas de diferente altura en un mismo piso, o cuando hay articulaciones en los apoyos de las columnas.

- Cálculo de momentos fijos (MF_{ik}): estos se calculan cuando existen cargas verticales.
- Cálculo de momentos de sujeción (M_s): se calculan cuando hay cargas verticales.

$$M_s = \sum MF_{ik}$$

- Determinación de fuerzas de sujeción (H): se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido. $H = FMNIVEL_n$ (fuerza por marco del nivel n, tomada del análisis sísmico).

- Cálculo de la fuerza cortante en el piso (Q_n): se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

$$Q_n = \Sigma H$$

- Cálculo de momentos de piso (M_n): estos se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

$$M_n = (Q_n \cdot h_n) / 3 \quad h_n \text{ altura del piso } n$$

- Cálculo de rigideces de los elementos (K_{ik})

$$K_{ik} = I / L_{ik}$$

I = inercia del elemento

L = longitud del elemento

- Cálculo de factores de giro o coeficientes de reparto (μ_{ik})

$$\mu_{ik} = -1/2 (K_{ik} / \Sigma K_{in})$$

- Cálculo de factores de corrimiento (v_{ik}): estos se calculan cuando hay ladeo causado por asimetría en la estructura o cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

$$v = -3/2 (K_{ik} / \Sigma K_{in})$$

- Cálculo de iteraciones, influencias de giro (M'_{ik})

$$M'_{ik} = \mu_{ik} (M_s + \Sigma M'_{ni})$$

sin ladeo

$$M'_{ik} = \mu_{ik} (M_s + \Sigma (M'_{ni} + M''_{in}))$$

con ladeo

- Cálculo de iteraciones, Influencias de desplazamiento (M''_{ik}): esto se calcula cuando existe ladeo.

$$M''_{ik} = v_{ik} (\sum (M'_{ik} + M'_{ki}))$$

ladeo por asimetría

$$M''_{ik} = v_{ik} (M_n + \sum (M'_{ik} + M'_{ki}))$$

ladeo por fuerza horizontal

- Cálculo de momentos finales en el extremo de cada barra (M_{ik})

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

sin ladeo

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

con ladeo

- Ejemplo del método de Kani – carga muerta - marco típico

- Cálculo de momentos fijos (MF_{ik}): $MF = \pm WL^2 / 12$

$$Mf_{AB} = -\frac{(885,15) \cdot (4)^2}{12} = -1\,086,05 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Mf_{BA} = 1\,086,05 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Mf_{BC} = -659,82 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Mf_{CB} = 659,82 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Mf_{DE} = -1\,219,46 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Mf_{ED} = 1\,219,46 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Mf_{EF} = -737,00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Mf_{FE} = 737,00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Cálculo de momentos de sujeción $M_s = \sum (MF_{ik})$

$$NUDO_A = Mf_{AB} = -108,05 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$NUDO_B = Mf_{BA} + Mf_{BC} = 426,24 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$NUDO_C = Mf_{CB} = 65,82 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{NUDO}_D = M_{f_{DE}} = -1\,219,46 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\text{NUDO}_E = M_{f_{ED}} + M_{f_{EF}} = 482,46 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\text{NUDO}_F = M_{f_{FE}} = 737,00 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

- Cálculo de rigideces de los elementos (Kik)

Inercia de elementos rectangulares $I = bh^3/12$

$$I_{\text{VIGA}} = \frac{20 \cdot 40^3}{12} = 106\,666,67 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{COL.}} = \frac{30 \cdot 30^3}{12} = 67\,500,00 \text{ cm}^4$$

Inercias relativas

$$I_{\text{COL.}} = \frac{67\,500,00 \text{ cm}^4}{67\,500,00 \text{ cm}^4} = 1,0$$

$$I_{\text{VIGA}} = \frac{106\,666,67 \text{ cm}^4}{67\,500,00 \text{ cm}^4} = 1,58$$

$$\text{Rigidez } K = \frac{I}{L}$$

Rigidez de columnas primer nivel

$$K_{\text{col1N}} = \frac{1}{4,1} = 0,24$$

Rigidez de columnas segundo nivel

$$K_{\text{col2N}} = \frac{1}{3,1} = 0,32$$

Rigidez de vigas

$$K_{AB} = K_{DE} = \frac{1,58}{4} = 0,40$$

$$K_{BC} = K_{EF} = \frac{1,58}{3,35} = 0,47$$

- Cálculo de factores de corrimiento (vik):

Nivel 2

$$v_{\text{nivel } 2} = -\frac{3}{2} \left(\frac{K \text{ columnas}}{\sum K \text{ columnas}} \right) = -\frac{3}{2} \left(\frac{0,32}{3*0,32} \right) = -0,50$$

Nivel 1

$$v_{\text{nivel } 1} = -\frac{3}{2} \left(\frac{K \text{ columnas}}{\sum K \text{ columnas}} \right) = -\frac{3}{2} \left(\frac{0,32}{3*0,32} \right) = -0,50$$

- Cálculo de factores de giro o coeficientes de reparto (μ_{ik})

$$\mu_{AB} = -\frac{1}{2} * \left(\frac{K_{AB}}{K_{AB}+K_{AD}} \right) = -\frac{1}{2} * \left(\frac{0,4}{0,4+0,32} \right) = -0,28$$

$$\mu_{AD} = -\frac{1}{2} * \left(\frac{K_{AD}}{K_{AB}+K_{AD}} \right) = -\frac{1}{2} * \left(\frac{0,32}{0,4+0,32} \right) = -0,20$$

$$\mu_{FC} = -0,16$$

$$\mu_{BA} = -0,17$$

$$\mu_{BC} = -0,20$$

$$\mu_{BC} = -0,14$$

$$\mu_{BE} = -0,14$$

$$\mu_{CB} = -0,30$$

$$\mu_{CF} = -0,20$$

$$\mu_{DG} = -0,13$$

$$\mu_{DE} = -0,21$$

$$\mu_{DA} = -0,17$$

$$\mu_{EB} = -0,11$$

$$\mu_{ED} = -0,14$$

$$\mu_{EH} = -0,09$$

$$\mu_{EF} = -0,16$$

$$\mu_{FE} = -0,23$$

$$\mu_{FI} = -0,12$$

- Cálculo de interacciones, influencias de giro (M'_{ik}), primera iteración

Nudo D

$$M'_{DG} = \mu_{DG}(MS_D + (M'_{ED} + M'_{AD} + M'_{GD})) = -0,13 * (-1\ 219,46 + 0 + 0 + 0)$$

$$M'_{DG} = 154,66$$

$$M'_{DA} = 204,55$$

$$M'_{DE} = 250,51$$

Nudo A

$$M'_{AD} = \mu_{AD}(MS_A + (M'_{DA} + M'_{BA})) = -0,20 * (-1\ 086,05 + 204,55 + 0)$$

$$M'_{AD} = 179,00$$

$$M'_{AB} = 242,63$$

Nudo B

$$M'_{BA} = \mu_{BA}(MS_B + (M'_{AB} + M'_{EB} + M'_{CB})) = -0,17 * (426,24 + 242,63 + 0 + 0)$$

$$M'_{BA} = -111,09$$

$$M'_{BE} = -90,71$$

$$M'_{BC} = -132,64$$

Nudo C

$$M'_{CB} = \mu_{CB}(MS_C + (M'_{BC} + M'_{FC})) = -0,30 * (659,82 - 132,64 + 0) = -156,54$$

$$M'_{CF} = -107,05$$

Nudo F

$$M'_{FC} = \mu_{FC}(MS_F + (M'_{CF} + M'_{EF} + M'_{IF})) = -0,23 * (737,00 - 107,05 + 0 + 0)$$

$$M'_{FC} = -97,87$$

$$M'_{FE} = -143,11$$

$$M'_{FI} = -74,00$$

Nudo E

$$M'_{EF} = \mu_{EF}(MS_E + (M'_{FE} + M'_{BE} + M'_{DE} + M'_{HE}))$$

$$M'_{EF} = -0,11 * (-143,11 - 90,71 + 250,51 + 0) = -82,14$$

$$M'_{EB} = -56,17$$

$$M'_{ED} = -68,79$$

$$M'_{EH} = -42,47$$

- Cálculo de iteraciones, influencias de giro (M'_{ik}), segunda iteración

Nudo D

$$M'_{DG} = \mu_{DG}(MS_D + (M'_{ED} + M'_{AD} + M'_{GD}))$$

$$M'_{DG} = -0,13 * (-1\ 219,46 + 179,00 + 68,79 + 0) = 140,68$$

$$M'_{DA} = 227,87$$

$$M'_{DE} = 186,07$$

Nudo A

$$M'_{AD} = \mu_{AD}(MS_A + (M'_{DA} + M'_{BA})) = -0,20 * (-1\ 086,05 + 186,07 - 111,09)$$

$$M'_{AD} = 205,31$$

$$M'_{AB} = 278,30$$

Nudo B

$$M'_{BA} = \mu_{BA}(MS_B + (M'_{AB} + M'_{EB} + M'_{CB}))$$

$$M'_{BA} = -0,17 * (426,24 + 278,3 - 156,54 - 56,17) = -81,68$$

$$M'_{BE} = -66,70$$

$$M'_{BC} = -97,53$$

Nudo C

$$M'_{CB} = \mu_{CB}(MS_C + (M'_{BC} + M'_{FC})) = -0,30*(659,82 - 97,53 - 97,87)$$

$$M'_{CB} = -137,90$$

$$M'_{CF} = -94,30$$

Nudo F

$$M'_{FC} = \mu_{FC}(MS_F + (M'_{CF} + M'_{EF} + M'_{IF})) = -0,23*(737,0 - 94,3 + 82,14 + 0) = -87,09$$

$$M'_{FE} = -127,35$$

$$M'_{FI} = -65,8$$

Nudo E

$$M'_{EF} = \mu_{EF}(MS_E + (M'_{FE} + M'_{BE} + M'_{DE} + M'_{HE}))$$

$$M'_{EF} = -0,11*(-143,11 - 66,70 - 127,35 + 227,87 + 0) = -84,96$$

$$M'_{EB} = -58,10$$

$$M'_{ED} = -71,15$$

$$M'_{EH} = -43,93$$

Nota: en este ejemplo se necesitaron 10 iteraciones, por razones de espacio no se describen todas las iteraciones.

- Cálculo de momentos finales en el extremo de cada barra (Mik)

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

Vigas:

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

$$M_{AB} = -1\,086,05 + 2(271,44) - 82,90$$

$$M_{AB} = -627,08 \text{ kg-m}$$

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

$$M_{BA} = 1\,086,05 + 2(-82,90) + 271,44 = 1\,191,69 \text{ kg-m}$$

Columnas

$$M_{AD} = MF_{AD} + 2M'_{AD} + M'_{DA}$$

$$M_{AD} = 0 + 2(200,25) + 182,80$$

$$M_{AD} = 583,30 \text{ kg-m}$$

$$M_{DA} = MF_{DA} + 2M'_{DA} + M'_{AD}$$

$$M_{DA} = 0 + 2(182,8) + 200,25$$

$$M_{DA} = 565,86 \text{ kg-m}$$

- Ejemplo del método de Kani – carga viva - marco típico

El procedimiento de análisis para carga viva es igual que para carga muerta, por esa razón, en este inciso no se detalla, y se limita a mostrar los resultados en la figura 9.

- Ejemplo del método de Kani – carga sísmica- marco típico
- Determinación de fuerzas de sujeción (H)

$$\text{Nivel 2} = 3\,382,57 \text{ kg}$$

$$h_2 = 3,10 \text{ m}$$

$$\text{Nivel 1} = 1\,854,94 \text{ kg}$$

$$h_1 = 4,10 \text{ m}$$

- Cálculo de la fuerza cortante en el piso (Q_n)

$$Q_{\text{nivel2}} = 3\,382,57 \text{ kg}$$

$$Q_{\text{nivel1}} = 3\,382,57 + 1\,854,94 = 5\,237,51 \text{ kg}$$

- Cálculo de momentos de piso (Mn)

$$M_{\text{nivel2}} = (3\,382,57 * 3,10) / 3 = 3\,495,32 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{nivel1}} = (5\,237,51 * 4,10) / 3 = 7\,157,93 \text{ kg-m}$$

Las rigideces, los factores de giro y los factores de corrimiento, que se calcularon en el análisis de carga muerta, son los mismos que se utilizan en los análisis de carga viva y fuerza sísmica.

- Cálculo de iteraciones, influencias de desplazamiento (M''_{ik}), primera iteración

Nivel 2:

$$M''_{\text{NIVEL 2}} = v_{\text{nivel2}}(M_{\text{nivel2}} + (M'_{AD} + M'_{DA} + M'_{BE} + M'_{EB} + M'_{CF} + M'_{FC}))$$

$$M''_{\text{NIVEL 2}} = -0,5(3\,495,32 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)$$

$$M''_{\text{NIVEL 2}} = -1\,747,66 \text{ kg-m}$$

Nivel 1:

$$M''_{\text{NIVEL 1}} = v_{\text{nivel1}}(M_{\text{nivel1}} + (M'_{DG} + M'_{GD} + M'_{HE} + M'_{EH} + M'_{IF} + M'_{FI}))$$

$$M''_{\text{NIVEL 1}} = -0,5(7\,157,93 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)$$

$$M''_{\text{NIVEL 1}} = -3\,578,97 \text{ kg-m}$$

- Cálculo de iteraciones, influencias de giro (M'_{ik}), primera iteración

Nudo D

$$M'_{DG} = \mu_{DG}(MS_D + (M'_{ED} + M'_{AD} + M'_{GD} + M''_{\text{nivel 2}} + M''_{\text{nivel 1}}))$$

$$M'_{DG} = -0,13 * (0 + 0 + 0 + 0 - 1\,747,66 - 3\,578,97) = 675,57$$

$$M'_{DA} = 893,49$$

$$M'_{DE} = 1\,094,25$$

Nudo A

$$M'_{AD} = \mu_{AD}(MS_A + (M'_{DA} + M'_{BA} + M''_{\text{nivel 2}})) = -0,20 \cdot (0 + 893,49 - 1\,747,66) = 173,45$$

$$M'_{AD} = 173,45$$

$$M'_{AB} = 253,64$$

Nudo B

$$M'_{BA} = \mu_{BA}(MS_B + (M'_{AB} + M'_{EB} + M'_{CB} + M''_{\text{nivel 2}}))$$

$$M'_{BA} = -0,17 \cdot (0 + 253,64 - 1\,747,66) = 248,13$$

$$M'_{BE} = 202,61$$

$$M'_{BC} = 296,28$$

Nudo C

$$M'_{CB} = \mu_{CB}(MS_C + (M'_{BC} + M'_{FC} + M''_{\text{nivel 2}})) = -0,30 \cdot (0 + 296,28 - 1\,747,66)$$

$$M'_{CB} = 430,97$$

$$M'_{CF} = 294,72$$

Nudo F

$$M'_{FC} = \mu_{FC}(MS_F + (M'_{CF} + M'_{EF} + M'_{IF} + M''_{\text{nivel 2}} + M''_{\text{nivel 1}}))$$

$$M'_{FC} = -0,23 \cdot (0 + 294,72 + 0 + 0 - 1\,747,66 - 3\,578,97) = 781,74$$

$$M'_{FE} = 1\,143,15$$

$$M'_{FI} = 591,07$$

Nudo E

$$M'_{EF} = \mu_{EF}(MS_E + (M'_{FE} + M'_{BE} + M'_{DE} + M'_{HE} + M''_{\text{nivel 2}} + M''_{\text{nivel 1}}))$$

$$M'_{EF} = -0,11 \cdot (0 + 1\,143,15 + 1\,094,25 - 1\,747,66 - 3\,578,97) = 475,02$$

$$M'_{EB} = 324,84$$

$$M'_{ED} = 397,83$$

$$M'_{EH} = 245,61$$

- Cálculo de iteraciones, influencias de desplazamiento (M''_{ik}), segunda

Nivel 2:

$$M''_{NIVEL\ 2} = v_{nivel2}(M_{nivel2} + (M'_{AD} + M'_{DA} + M'_{BE} + M'_{EB} + M'_{CF} + M'_{FC}))$$

$$M''_{NIVEL\ 2} = -0,5(3\ 495,32 + 173,45 + 202,61 + 294,72 + 893,49 + 324,84 + 781,74)$$

$$M''_{NIVEL\ 2} = -3\ 083,08\ \text{kg-m}$$

Nivel 1:

$$M''_{NIVEL\ 1} = v_{nivel1}(M_{nivel1} + (M'_{DG} + M'_{GD} + M'_{HE} + M'_{EH} + M'_{IF} + M'_{FI}))$$

$$M''_{NIVEL\ 1} = -0,5(7\ 157,93 + 675,57 + 245,61 + 591,07 + 0 + 0 + 0)$$

$$M''_{NIVEL\ 1} = -4\ 335,09\ \text{kg-m}$$

- Cálculo de iteraciones, influencias de giro (M'_{ik}), primera iteración

Nudo D

$$M'_{DG} = \mu_{DG}(MS_D + (M'_{ED} + M'_{AD} + M'_{GD} + M''_{nivel\ 2} + M''_{nivel\ 1}))$$

$$M'_{DG} = -0,13*(0 + 173,45 + 397,83 + 0 - 3\ 083,08 - 4\ 335,09) = 868,38$$

$$M'_{DA} = 1\ 148,50$$

$$M'_{DE} = 1\ 406,56$$

Nudo A

$$M'_{AD} = \mu_{AD}(MS_A + (M'_{DA} + M'_{BA} + M''_{nivel\ 2}))$$

$$M'_{AD} = -0,20*(0 + 248,13 + 1\ 148,50 - 3\ 083,08) = 342,45$$

$$M'_{AB} = 500,77$$

Nudo B

$$M'_{BA} = \mu_{BA} (MS_B + (M'_{AB} + M'_{EB} + M'_{CB} + M''_{\text{nivel 2}}))$$

$$M'_{BA} = -0,17 * (0 + 500,77 + 324,84 + 430,97 - 3\ 083,08) = 303,35$$

$$M'_{BE} = 247,69$$

$$M'_{BC} = 362,21$$

Nudo C

$$M'_{CB} = \mu_{CB} (MS_C + (M'_{BC} + M'_{FC} + M''_{\text{nivel 2}}))$$

$$M'_{CB} = -0,30 * (0 + 362,21 + 7\ 81,74 - 3\ 083,08) = 575,81$$

$$M'_{CF} = 393,76$$

Nudo F

$$M'_{FC} = \mu_{FC} (MS_F + (M'_{CF} + M'_{EF} + M'_{IF} + M''_{\text{nivel 2}} + M''_{\text{nivel 1}}))$$

$$M'_{FC} = -0,23 * (0 + 475,02 + 393,76 - 3\ 083,08 - 4\ 335,09) = 1\ 017,49$$

$$M'_{FE} = 1\ 487,89$$

$$M'_{FI} = 769,32$$

Nudo E

$$M'_{EF} = \mu_{EF} (MS_E + (M'_{FE} + M'_{BE} + M'_{DE} + M'_{HE} + M''_{\text{nivel 2}} + M''_{\text{nivel 1}}))$$

$$M'_{EF} = -0,11 * (0 + 1\ 487,89 + 247,69 + 1\ 406,56 + 0 - 3\ 083,08 - 4\ 335,09) = 703,66$$

$$M'_{EB} = 481,20$$

$$M'_{ED} = 589,32$$

$$M'_{EH} = 363,83$$

Nota: en este ejemplo se necesitaron 12 iteraciones, por razones de espacio no se describen todas las iteraciones.

- Cálculo de momentos finales en el extremo de cada barra (Mik)

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

Vigas:

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

$$M_{AB} = 0 + 2(670,50) + 309,76$$

$$M_{AB} = 1\,650,76 \text{ kg-m}$$

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

$$M_{BA} = 0 + 2(309,76) + 670,50$$

$$M_{BA} = 1\,290,02 \text{ kg-m}$$

Columnas:

$$M_{AD} = MF_{AD} + 2M'_{AD} + M'_{DA} + M''_{\text{nivel 2}}$$

$$M_{AD} = 0 + 2(458,52) + 1\,227,04 - 3\,794,85$$

$$M_{AD} = -1\,650,77 \text{ kg-m}$$

$$M_{DA} = MF_{DA} + 2M'_{DA} + M'_{AD} + M''_{\text{nivel 2}}$$

$$M_{DA} = 0 + 2(1\,227,04) + 458,52 - 3\,794,85$$

$$M_{DA} = -882,24 \text{ kg-m}$$

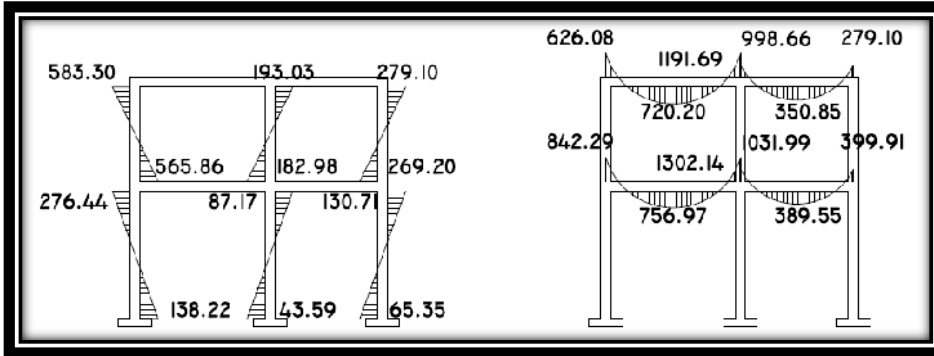
- Resultados de los análisis de Kani - marco rígido típico - sentido Y

Los resultados del análisis estructural por separado de carga muerta, viva y sismo, del marco rígido típico sentido Y, se observan en las figuras 8, 9 y 10.

Cálculo de momento positivo en vigas se realiza con la fórmula siguiente:

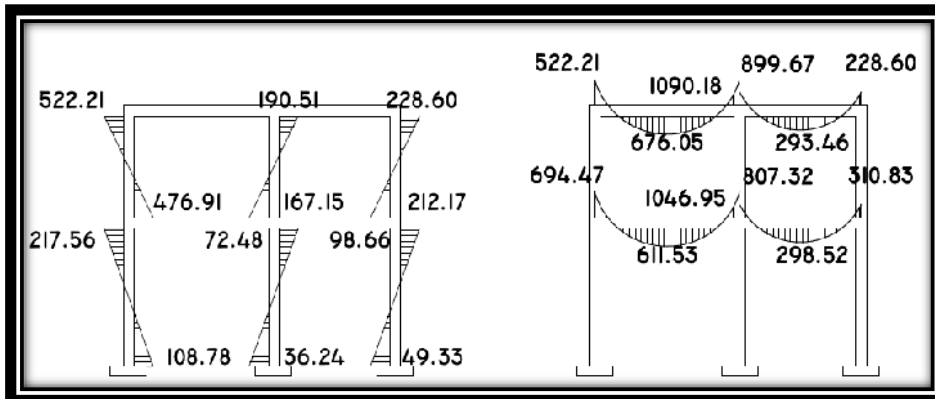
$$M_{+} = \frac{WL^2}{8} - \frac{(M_1 + M_2)}{2} = \left[\frac{(814,54)(4,0^2)}{8} - \frac{626,08 + 1\,191,69}{2} \right] = 720,20 \text{ kg-m}$$

Figura8. **Momentos producidos por carga muerta**



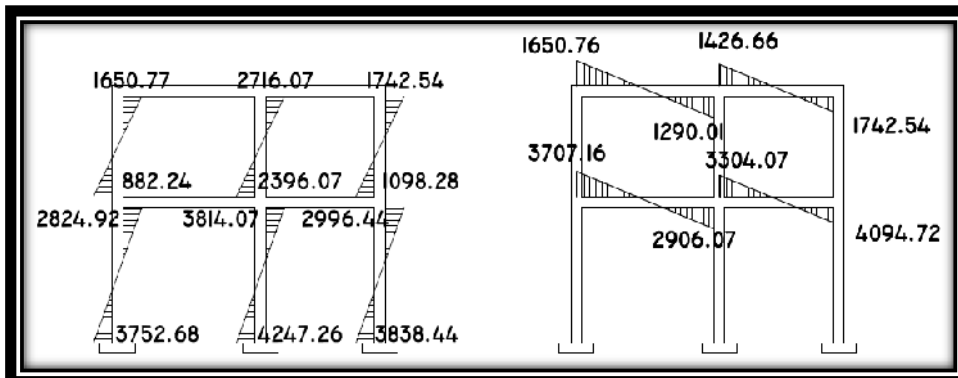
Fuente: elaboración propia.

Figura 9. **Momentos producidos por carga viva**



Fuente: elaboración propia.

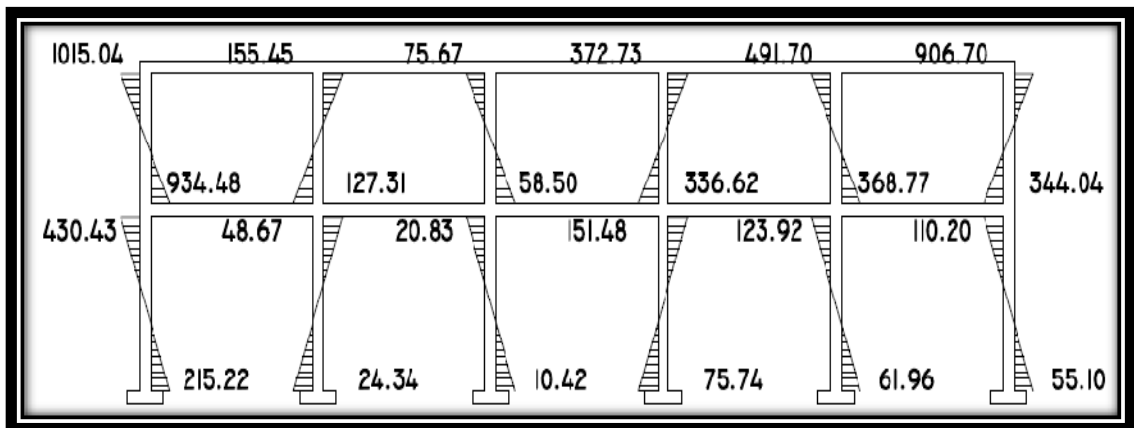
Figura 10. **Momentos producidos por carga sísmica**



Fuente: elaboración propia.

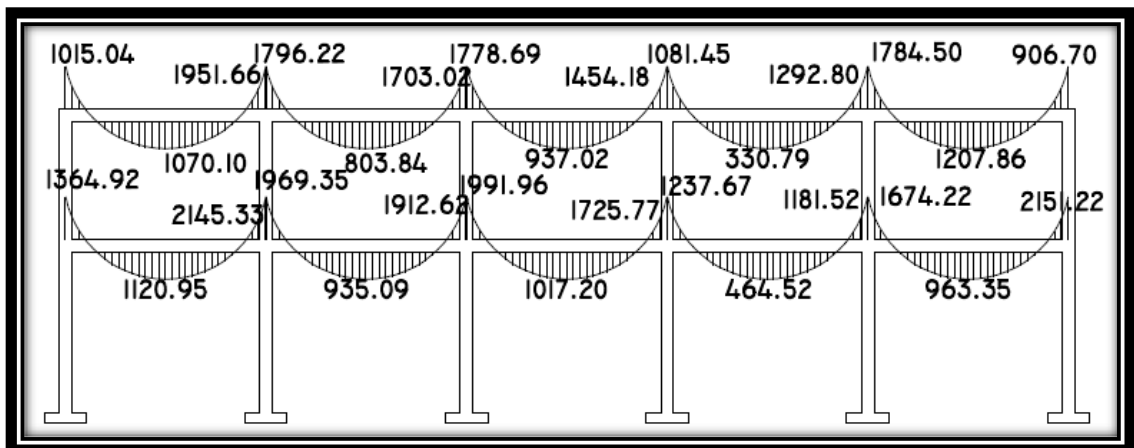
- Resultados de los análisis de Kani - marco rígido típico - sentido X
 Los resultados del análisis estructural por separado de carga muerta, viva y sismo, del marco rígido típico sentido X, se observan de las figuras 11 a la 16.

Figura 11. **Momentos en columnas producidas por carga muerta**



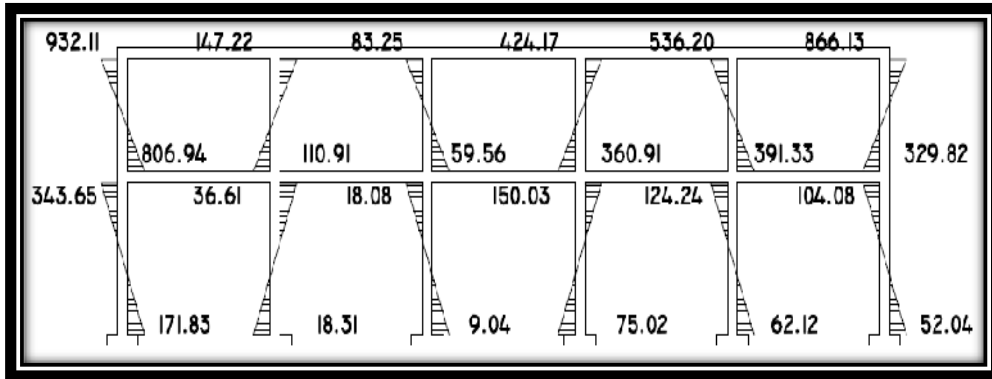
Fuente: elaboración propia.

Figura 12. **Momentos en vigas producidas por carga muerta**



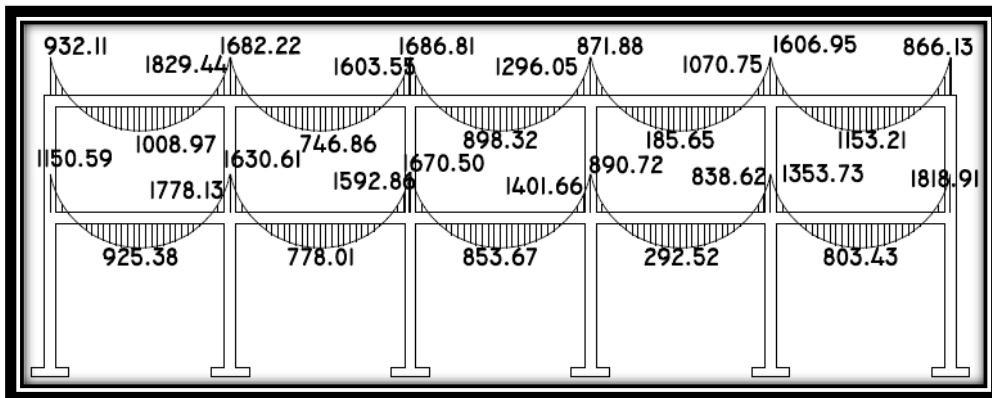
Fuente: elaboración propia.

Figura 13. **Momentos en columnas producidas por carga viva**



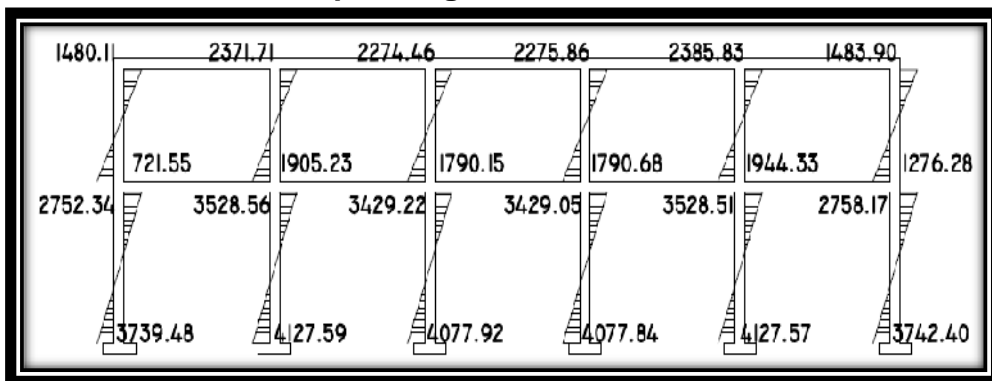
Fuente: elaboración propia.

Figura 14. **Momentos en vigas producidas por carga viva**



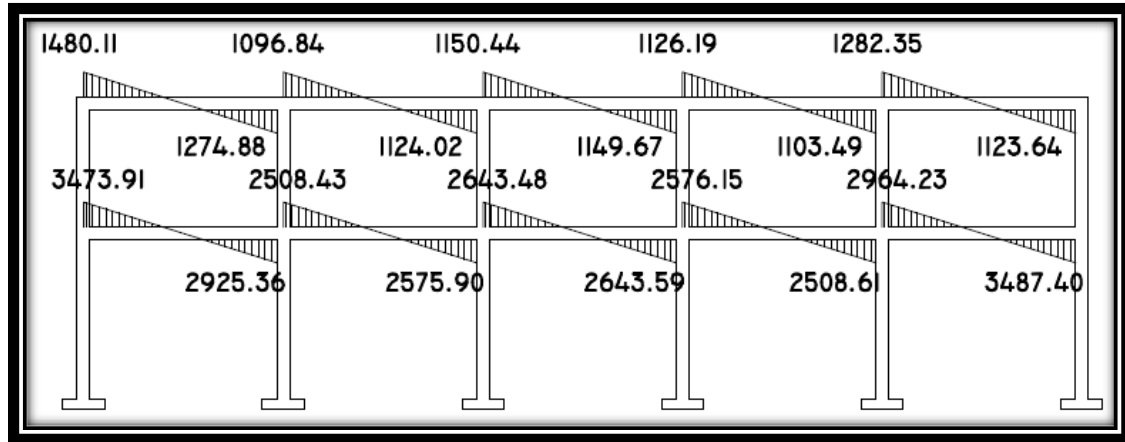
Fuente: elaboración propia.

Figura 15. **Momentos en columnas producidas por carga sísmica**



Fuente: elaboración propia.

Figura 16. Momentos en vigas producidas por carga sísmica



Fuente: elaboración propia.

- Breve descripción del programa SAP2000 Educacional®

Luego de la integración total de las cargas, se procede al análisis estructural para la determinación de las fuerzas y deformaciones que se presentan en una estructura a través del programa SAP2000 Educacional®.

El nombre del SAP ha sido sinónimo de El Estado del Arte en métodos avanzados de análisis de Estructuras, desde su introducción hace más de 30 años. SAP2000 Educacional mantiene su tradición ofreciendo un interfaz muy sofisticado, intuitivo y versátil, la cual se ha potenciado con dispositivos, herramientas únicas y ayudas en el análisis y diseño. De gran aplicabilidad para los ingenieros y proyectistas que trabajan en el desarrollo de proyectos de transporte, infraestructura, industria, deportes y otros.

SAP2000 Educacional es un programa completamente integrado que permite la creación de modelos, la modificación, la ejecución del análisis, la optimización del diseño, y la revisión de los resultados dentro de un solo interfaz. SAP2000 es un programa de análisis, elástico lineal y de segundo orden, de estructuras, por medio del método de los elementos finitos, que incluye un posprocesador gráfico para la presentación de resultados. El método de los elementos finitos es una de las más importantes técnicas de simulación y seguramente la más utilizada en las aplicaciones industriales.

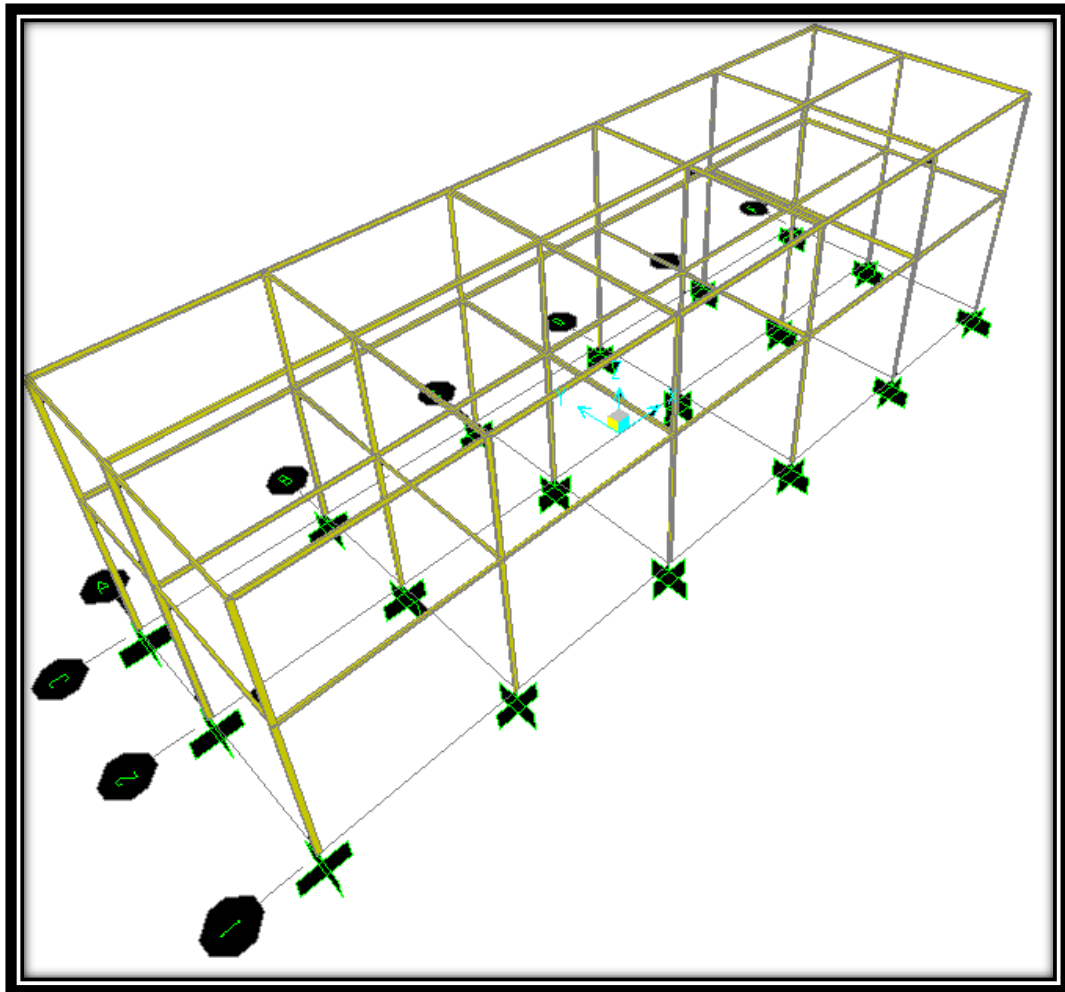
En el análisis estructural, el método de elementos finitos puede ser entendido como una generalización de estructuras al análisis de sistemas continuos. El principio del método consiste en la reducción del problema con infinitos grados de libertad, en un problema finito en el que intervenga un número finito de variables asociadas a ciertos puntos característicos (nodos). Las incógnitas del problema dejan de ser funciones matemáticas del problema, cuando pasan a ser los valores de dichas funciones en un número infinito de puntos.

Así pues, en el método de elementos finitos, se supone que el comportamiento mecánico de cada parte o elemento en los que se subdivide, queda definido por un número finito de parámetros (grados de libertad) asociados a los puntos, que en dicho momento se une al resto de los elementos de su entorno (nodos). Para definir el comportamiento en el interior de cada elemento se supone que dentro del mismo, todo queda perfectamente definido a partir de lo que sucede en los nodos a través de una adecuada función de interpolación.

El desarrollo del método de elementos finitos como una herramienta de análisis fue iniciado esencialmente con el advenimiento de las computadoras electrónicas digitales.

Antes de efectuar el análisis estructural, el programa permite ingresar las diferentes combinaciones que establece el reglamento de construcciones de concreto reforzado para determinar la carga de diseño crítica.

Figura 17. **Modelo utilizado en Sap2000**



Fuente: elaboración propia.

Definido el modelo matemático y las combinaciones correspondiente a los marcos dúctiles eje B y eje 3, paralelos al eje X y eje Y respectivamente, se procedió a la realización del análisis estructural por medio del programa SAP2000 Educacional, a manera de comprobación se analizó la estructura con el método de análisis aproximado Kani, los resultados de ambos métodos variaron en un margen del 8% en los elementos medidos a ejes (vigas) y 15% en los elementos en los que el programa calcula los esfuerzos al rostro (columnas), se diseñó con los valores obtenidos del método numérico, como se mostró en las figuras 8 ala 16.

2.3.2.4. Momentos últimos por envolventes de momentos

Un proceso de análisis se puede considerar como un problema de optimización, porque lo ideal sería poder satisfacer todos los requisitos de esfuerzos y restricciones de los desplazamientos con los elementos estructurales más esbeltos posibles, y así minimizar el costo del sistema estructural. Pero eso implicaría llevar a cabo el mismo proceso en forma sucesiva; tantas veces hasta que se logre una estructura segura y económica, que es el fin de la ingeniería.

En este caso se diseñará la estructura con base en las fuerzas obtenidas del análisis, y después se procederá a revisar si satisfacen los desplazamientos, luego de haber satisfecho todas las restricciones relativas a los esfuerzos para los que fue calculada. El análisis antes mencionado consistiría en llevar a cabo el cálculo de las fuerzas correspondientes, para cada una de las cinco combinaciones de cargas a las que será sometido cada marco.

En las combinaciones siguientes se utilizan factores asignados a cada carga y que tienen influencia en el grado de precisión requerido, para el cual generalmente se puede calcular el efecto de la carga y la variación en la misma que puede esperarse durante la vida de la estructura. Por esta razón, a las cargas muertas, se les asigna un factor de carga menor que a las cargas vivas.

Los factores con que se multiplican las cargas de servicio se hacen con el fin de responder a los efectos de la carga excesiva de tales fuentes posibles, como pueden ser las sobrecargas y las suposiciones simplificadas en el análisis estructural.

El reglamento ACI 318-2008, sección 9.2.1, proporciona los factores de carga para las combinaciones específicas. Y toma en consideración la probabilidad de ocurrencia simultánea al asignar los factores, aunque solo incluyen las más probables generalmente.

Por lo tanto se tomarán en consideración las diversas combinaciones de carga con el fin de determinar la condición de diseño más crítica, y así se diseñará con la resistencia que se requiere para soportar las cargas afectadas por su factor de carga correspondiente. A continuación se describen las combinaciones de carga.

$$C1 = 1,20 (CM) + 1,60 (CV)$$

$$C2 = 1,20 (CM) + (CV) \pm 1,40 (CS)$$

$$C3 = 0,90 (CM) \pm 1,40 (CS)$$

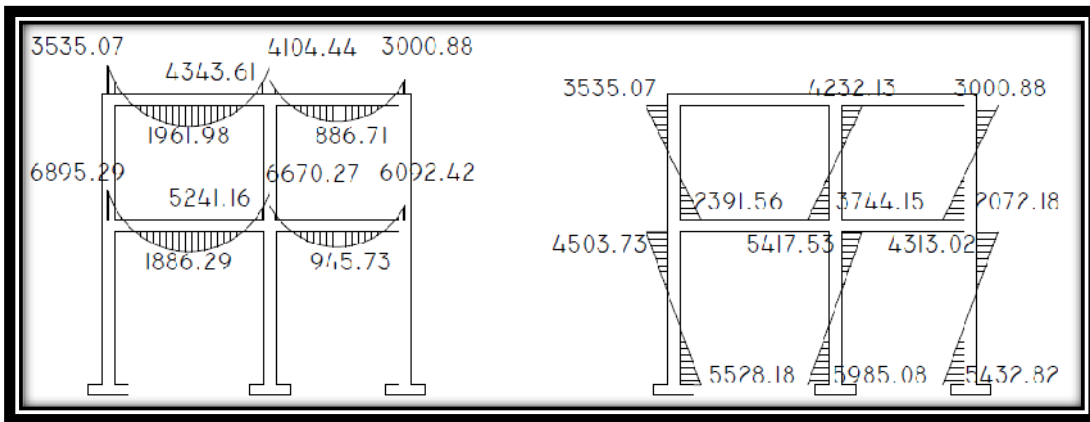
Dónde:

CS = carga de sismo

Considerando efectos de sismo se tiene que el signo de la carga lateral dinámica (S) depende de la dirección en la que esté trabajando el sismo. Si en la combinación anterior se incluye el valor total de la carga viva, en la siguiente se tomará el valor cero, para determinar la condición crítica.

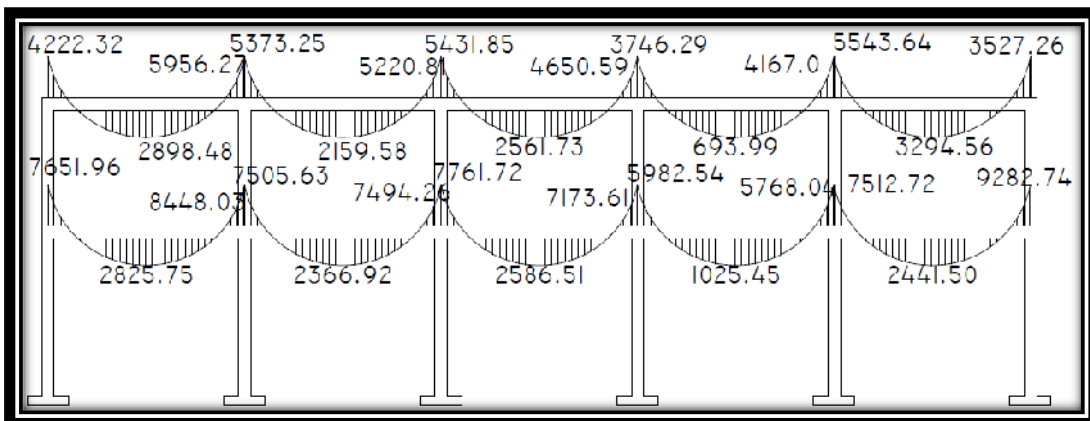
A continuación se muestran los diagramas obtenidos de la envolvente para cada marco:

Figura 18. **Envolvente de momentos producidos en el eje Y**



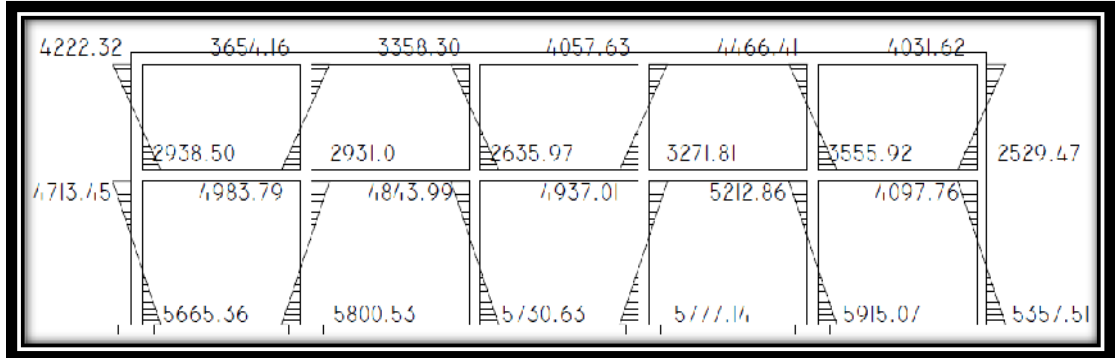
Fuente: elaboración propia.

Figura 19. **Envolvente de momentos producidos en vigas eje X**



Fuente: elaboración propia.

Figura 20. **Envolvente de momentos producidos en columnas eje X**



Fuente: elaboración propia.

2.3.2.5. Diagrama de cortes en marcos dúctiles

Los cortes en los marcos, se calculan con las fórmulas siguientes:

Para el corte en vigas:

$$V_v = \left[\frac{1,2(W_{cm} \cdot L)}{2} + \frac{(W_{cv} \cdot L)}{2} + \frac{1,4 \sum M_s}{L} \right]$$

Para el corte en columnas:

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

Corte en marco crítico:

Para la viga D-E del primer nivel marco 3:

$$V = \left[\frac{1,2(914,59 \text{ kg/m} \cdot 4)}{2} + \frac{(741,12 \text{ kg/m} \cdot 4)}{2} + \frac{1,4(3707,16 + 2906,07)}{4} \right]$$

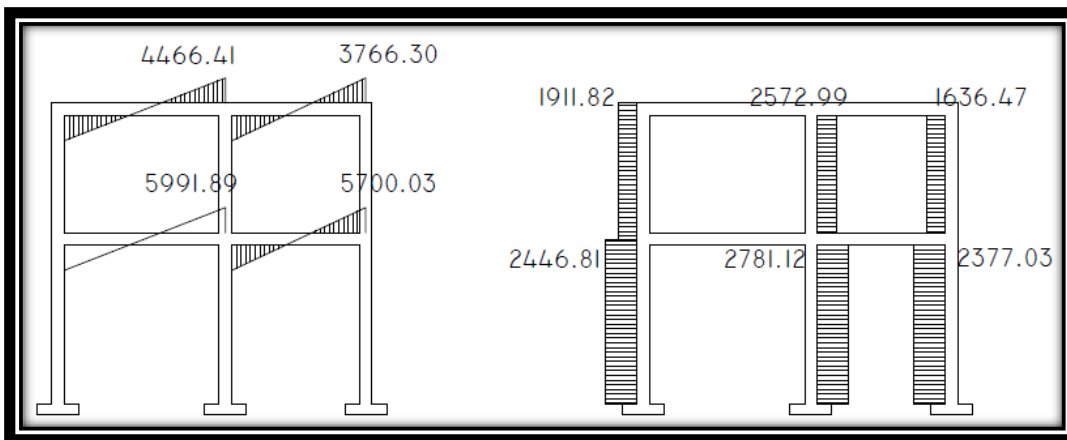
$$V = 5991,89 \text{ kg}$$

Para la columna D-G del primer nivel marco 3:

$$V_{col} = \frac{4\,504,16 \text{ kg}\cdot\text{m} + 5\,528,39 \text{ kg}\cdot\text{m}}{4,1 \text{ m}} = 2\,446,97 \text{ kg}$$

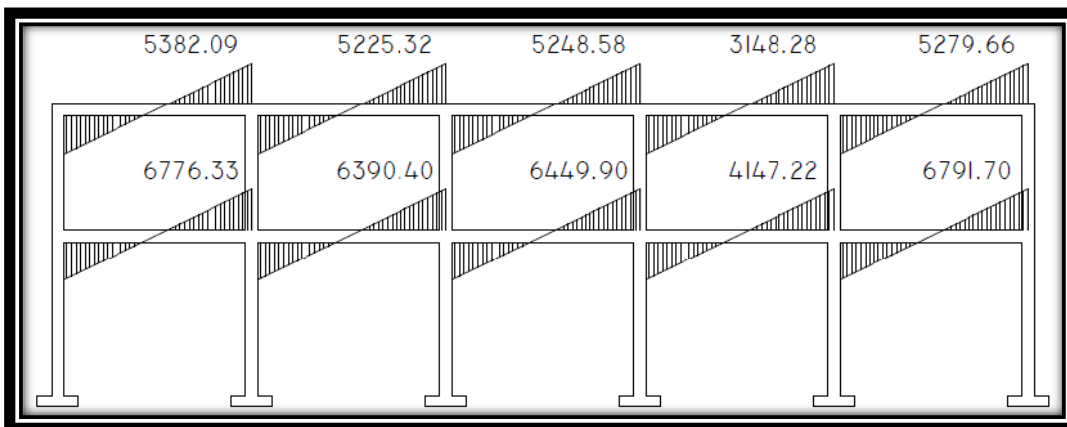
El procedimiento para los demás elementos fue el mismo, a continuación los diagramas de corte para los marcos críticos:

Figura 21. Corte en vigas y columnas eje Y



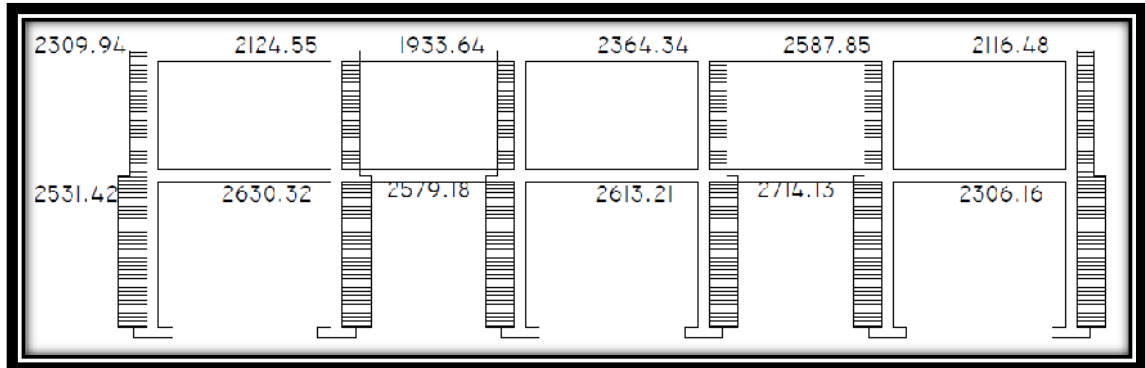
Fuente: elaboración propia.

Figura 22. Corte en vigas eje X



Fuente: elaboración propia.

Figura 23. Corte en columnas eje X



Fuente: elaboración propia.

2.3.3. Dimensionamiento

Es la etapa en la cual se utilizan los resultados del análisis estructural, para calcular el refuerzo de los elementos estructurales (vigas, columnas, losas y cimentación). El diseño de los elementos de concreto armado, serán con base al código ACI 318-08 y con las siguientes propiedades de los materiales: concreto con resistencia de 210 kg/cm² (3 000 psi), acero estructural con resistencia de 2 810 kg/cm² (Grado 40).

2.3.3.1. Diseño de losas

Las losas son elementos estructurales, que sirven como diafragmas, además de proporcionar superficies planas y útiles, estas pueden ser de cubierta o entrepiso.

En el diseño de las losas según el criterio de la relación de sus aristas, se aplicó el método 3 ACI.

Relación de lados de las losas:

Losas 1, 3, 5, 9:

$$m = \frac{A}{B} = \frac{3,15}{4,57} = 0,65$$

Losas 2, 4, 6, 8:

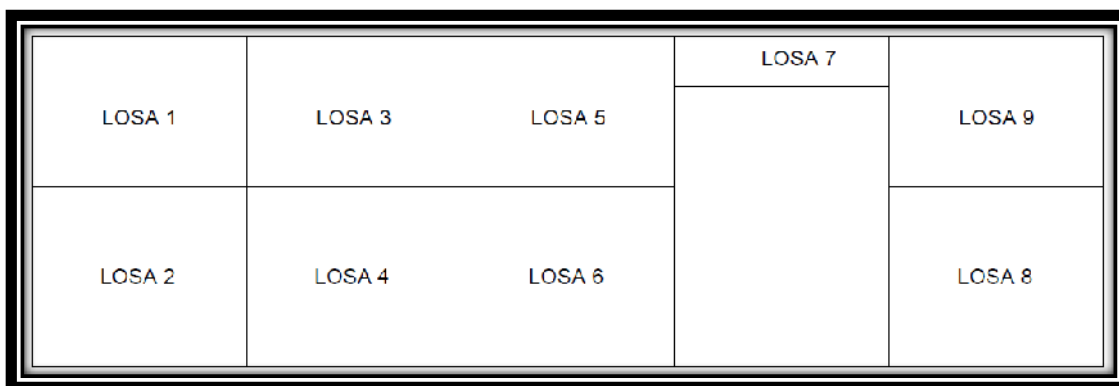
$$m = \frac{A}{B} = \frac{3,80}{4,57} = 0,80$$

Losa 7:

$$m = \frac{A}{B} = \frac{1,25}{4,57} = 0,27$$

Por lo tanto, las losas 1, 2, 3, 4, 5, 6, 8 y 9 serán diseñadas en dos sentidos ya que $m > 0.5$ y la losa 7 será diseñada en un sentido.

Figura 24. **Planta de losas primer y segundo nivel**



Fuente: elaboración propia.

2.3.3.1.1. Losas del nivel 1

Datos:

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

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

$$\text{Peso del concreto} = 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

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

$$W_{\text{sobrecarga}} = 75 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Espesor de losa} = 0,12 \text{ m}$$

$$W_{\text{losa}} = 2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,12 \text{ m} = 288,0 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 400 \text{ kg/m}^2$$

Integración de cargas:

$$\text{CUT} = C_{\text{MU}} + C_{\text{VU}} = 1,2 \text{ CM} + 1,6 \text{ CV}$$

$$\text{CUT} = 1,2(288 + 60 + 75) + 1,6(400) = 1\,147,60 \text{ kg/m}^2$$

- Losa en un sentido (losa 7)

Cálculo de momentos:

$$M = \frac{wl^2}{2} = \frac{1\,147,6 \cdot 1,20^2}{2} = 826,27 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Diseño del armado de losa

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

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

$$\text{Espesor de losa} = L/10 = 1,20/10 = 0,120 \text{ m}$$

$$B = 100 \text{ cm (franja unitaria)}$$

$$\text{Recubrimiento} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\varnothing_{\text{refuerzo}} = 3/8''$$

Acero mínimo:

$$A_{s\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} * b * d$$

$$\rho_{\text{mín}} = 14,1 / F_y$$

$$b = \text{franja unitaria}$$

$$t = \text{espesor de la losa}$$

$$d = \text{peralte efectivo}$$

$$d = t - \text{rec min} - \varnothing/2 = 9,024 \text{ cm}$$

$$A_{s\text{mín}} = (14,1 / 2810) * 100 * 9,024 = 4,53 \text{ cm}^2$$

Separación para $A_{s\text{mín}}$ con varillas No. 3

$$4,53 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

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

Aplicando una regla de tres:

$$S = 0,71 * 100 / 4,53 = 15,67 \text{ cm}$$

La separación máxima que permite el ACI es $2*t$

$$S_{\text{max}} = 2 * 0,12 = 24 \text{ cm}$$

Ya que la separación para tener acero mínimo es menor que la separación máxima, se ha de tomar como separación máxima $S=15$ cm.

Calculando el momento que resiste A_{smin} :

$$M_{A_{smin}} = \phi \left[A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{1,7 \cdot f' \cdot c \cdot b} \right) \right]$$

$$M_{A_{smin}} = 0,9 \left[4,53 \cdot 2\,810 \cdot \left(9,024 - \frac{4,53 \cdot 2\,810}{1,7 \cdot 210 \cdot 100} \right) \right] = 99\,297,36 \text{ kg-cm}$$

El momento que resiste $A_{smin} = 992,97$ kg-m

Debido a que el momento que resiste el acero mínimo es superior al momento máximo que actúa sobre la losa, se colocan varillas No. 3 @ 15 cm.

Calculando acero por temperatura.

$$A_{s(t)} = 0,002 \cdot bt$$

$$A_{s(t)} = 0,002 \cdot 100 \cdot 12 = 2,4 \text{ cm}^2$$

Aplicando una regla de tres:

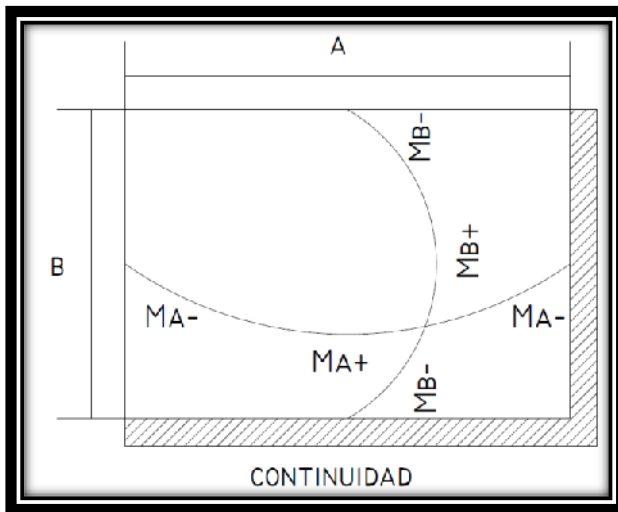
$$S = 0,71 \cdot 100 / 2,4 = 30,0 \text{ cm}$$

El armado se presenta en los planos en el apéndice 1.

- Losa en dos sentidos

Cálculo de momentos:

Figura 25. **Determinación de los momentos en losas**



Momentos actuantes según coeficientes

$$Ma^+ = Ca^+(CVu)(a)^2 + Ca^+(CMu)(a)^2$$

$$Mb^+ = Cb^+(CVu)(b)^2 + Cb^+(CMu)(b)^2$$

$$Ma^- = Ca^-(Cut)(a)^2$$

$$Mb^- = Cb^-(Cut)(b)^2$$

Fuente: elaboración propia.

Dónde:

a = lado corto de losa

b = lado largo de losa

Ca+/-, Cb+/- = factores dados por relación a/b

Ma-, Mb- = momentos negativos en losa

Ma+, Mb+ = momentos positivos en losa

En losas sin continuidad el momento negativo es igual:

$$Ma^- = 1/3 * Ma^+$$

$$Mb^- = 1/3 * Mb^+$$

Losa 1

m = 0,65, caso 4

Momentos negativos

$$Ma^- = Ca^- (\text{Cut}) (a)^2$$

$$Ma^- = 0,085(1\ 108,0) (3,15)^2 = 934,50 \text{ kg-m}$$

$$Mb^- = Cb^- (\text{Cut}) (b)^2$$

$$Mb^- = 0,015(1\ 108,0) (4,57)^2 = 347,0 \text{ kg-m}$$

Momentos positivos

$$Ma^+ = Ca^+ (\text{CVu}) (a)^2 + Ca^+ (\text{CMu}) (a)^2$$

$$Ma^+ = 0,062(640,0) (3,15)^2 + 0,05 (468) (3,15)^2 = 625,91 \text{ kg-m}$$

$$Mb^+ = Cb^+ (\text{CVu}) (b)^2 + Cb^+ (\text{CMu}) (b)^2$$

$$Mb^+ = 0,011(640,0) (4,57)^2 + 0,009(4,68) (4,57)^2 = 235,0 \text{ kg-m}$$

Momentos negativos en lado de losa sin continuidad

$$Ma^- = 1/3 * Ma^+ = 1/3 * (625,91 \text{ kg-m}) = 208,64 \text{ kg-m}$$

$$Mb^- = 1/3 * Mb^+ = 1/3 * (235,0 \text{ kg-m}) = 78,33 \text{ kg-m}$$

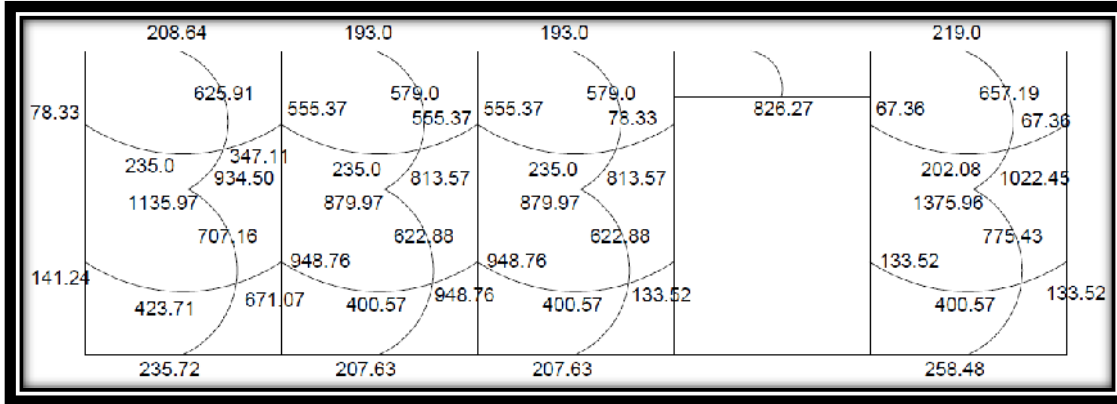
El procedimiento fue el mismo para el resto de las losas, a continuación el resumen:

Tabla VIII. Resumen de cálculo de momentos en losas

Losa	A	B	m	Caso	CVU	CMU	Momento -				Momento +					
							Ca neg	Cb neg	Ma neg	Mb neg	Ca cm	Cb cm	Ca cv	Cb cv	Ma pos	Mb pos
1	3.15	4.57	0.65	4	640	468	0.085	0.015	934.50	347.11	0.050	0.009	0.062	0.011	625.91	235.00
2	3.80	4.57	0.80	4	640	468	0.071	0.029	1135.97	671.07	0.039	0.016	0.048	0.020	707.16	423.71
3 Y 5	3.15	4.57	0.65	8	640	468	0.074	0.024	813.57	555.37	0.044	0.009	0.059	0.011	579.00	235.00
4 Y 6	3.80	4.57	0.80	8	640	468	0.055	0.041	879.97	948.76	0.032	0.015	0.044	0.019	622.88	400.57
8	3.80	4.57	0.80	6	640	468	0.086	0	1375.96	458.65	0.045	0.015	0.051	0.019	775.43	400.57
9	3.15	4.57	0.65	6	640	468	0.093	0	1022.45	340.82	0.054	0.007	0.064	0.010	657.19	202.08

Fuente: elaboración propia.

Figura 26. **Momentos en losas**

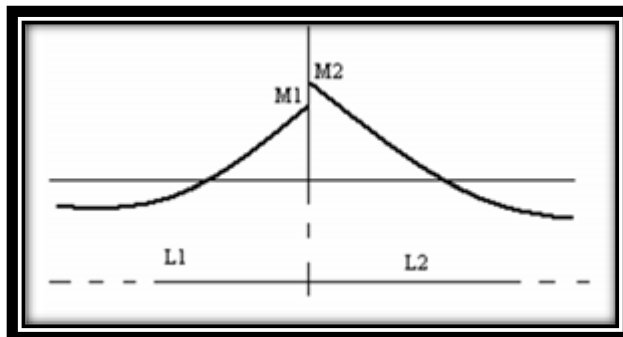


Fuente: elaboración propia.

Balance de momentos

Sí el momento negativo en un lado de un apoyo es menor que el del otro lado, la diferencia se distribuye en proporción a la rigidez; esto se hace para determinar el valor del momento balanceado (MB), para el cual el código ACI recomienda el procedimiento siguiente:

Figura 27. **Balance de momentos**



Fuente: elaboración propia.

$M_2 > M_1$

- Si $M_1 > 0,8 * M_2$; entonces, $MB = (M_1 + M_2) / 2$
- Si $M_1 < 0.8 * M_2$; se distribuye proporcional a la rigidez de las losas:

$$K_1 = \frac{1}{L_1}, K_2 = \frac{1}{L_2}$$

K_1, K_2 = rigideces de losas a y b

L_1, L_2 = longitudes de losas

D_1, D_2 = factores de distribución de losas 1 y 2

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2}, D_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2}$$

Para realizar la distribución se efectúa el cálculo siguiente:

$$MB = M_1 + (M_2 - M_1) * D_1$$

$$MB = M_2 - (M_2 - M_1) * D_2$$

MB = Momento balanceado

Balance de momentos en losas 1 y 2

$$M_2 = 1\ 135,97$$

$$M_1 = 934,50$$

$$L_1 = 3,15\ m$$

$$L_2 = 3,80\ m$$

Verificando condición para balance de momentos:

$$0,8 * M_2 = 0,8 * 1\ 135,97 = 908,77$$

Como $M_1 > 0,8M_2$, balance por promedio

Momento resultante losas 1 y 2:

$$M_B = 1/2(1\ 135,97 + 934,50) = 1\ 035,23 \text{ kg-m}$$

Balance de momentos en losas 1 y 3

$$M_2 = 555,37$$

$$M_1 = 347,10$$

$$L_1 = 4,57 \text{ m}$$

$$L_2 = 4,57 \text{ m}$$

Verificando condición para balance de momentos:

$$0,8 * M_2 = 0,8 * 555,37 = 444,30$$

Como $0,8 * M_2 > M_1$, balance por rigideces:

$$K_1 = \frac{1}{L_1} = \frac{1}{4,57} = 0,219 \quad , \quad K_2 = \frac{1}{L_2} = \frac{1}{4,57} = 0,219$$

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} = \frac{0,219}{0,219 + 0,219} = 0,5 \quad , \quad D_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} = \frac{0,219}{0,219 + 0,219} = 0,5$$

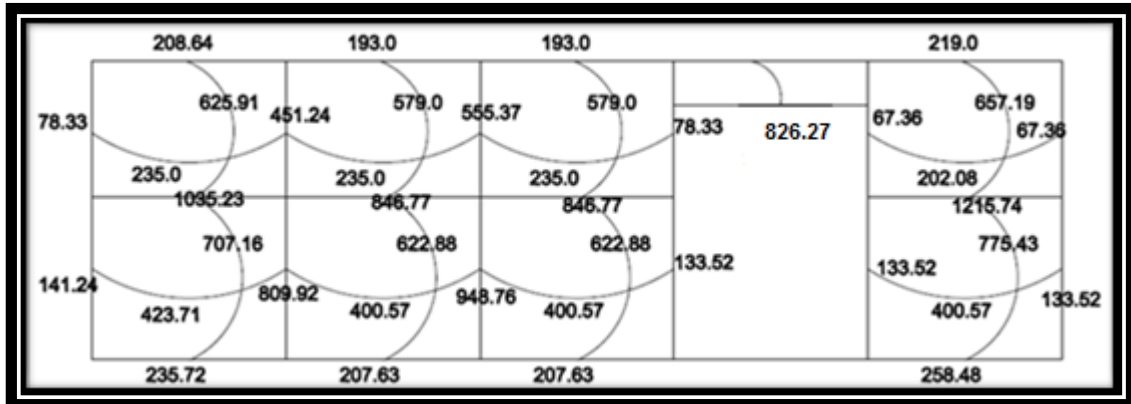
$$M_B = 347,10 + (555,37 - 347,10) * 0,5 = 451,24 \text{ kg-m}$$

$$M_B = 555,37 - (555,37 - 347,10) * 0,5 = 451,24 \text{ kg-m}$$

El momento resultante entre las losas 1 y 3 es 451,24 kg-m.

El procedimiento se aplicó para todas las losas, en ambos sentidos.

Figura 28. Momentos resultantes en losas del primer nivel



Fuente: elaboración propia.

Diseño del armado de losa

Se define el área de acero mínimo y el momento que resiste, luego calcular el acero de refuerzo para los momentos mayores al que resiste el acero mínimo.

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

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

Espesor de losa = 0,12 m

B = 100 cm (franja unitaria)

Recubrimiento = 2,5 cm

Ø refuerzo = 3/8"

Acero mínimo

$$A_{s\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot b \cdot d$$

$$\rho_{\text{mín}} = 14,1 / F_y$$

b = franja unitaria

t = espesor de la losa

d = peralte efectivo

$$d = t - \text{rec min} - \varnothing/2 = 9,024 \text{ cm}$$

$$A_{s\text{mín}} = (14,1 / 2\ 810) * 100 * 9,024 = 4,53 \text{ cm}^2$$

Separación para $A_{s\text{mín}}$ con varillas No. 3

$$4,53 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

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

Aplicando una regla de tres:

$$S = 0,71 * 100 / 4,53 = 15,67 \text{ cm}$$

La separación máxima que permite el ACI es $2*t$.

$$S_{\text{max}} = 2 * 0,12 = 24 \text{ cm}$$

La separación para acero mínimo es menor que la separación máxima, se toma como separación $S = 15 \text{ cm}$.

Calculando el momento que resiste $A_{s\text{min}}$:

$$M_{A_{s\text{min}}} = \varnothing \left[A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right) \right]$$

$$M_{A_{s\text{min}}} = 0,9 \left[4,53 * 2\ 810 * \left(9,024 - \frac{4,53 * 2\ 810}{1,7 * 210 * 100} \right) \right] = 99\ 297,36 \text{ kg-cm}$$

El momento que resiste $A_{s\text{min}} = 992,97 \text{ kg-m}$

Para los momentos menores a $M_{A_{s\text{min}}}$, se armarán con $A_{s\text{min}}$ y $S = 15 \text{ cm}$, para momentos mayores se armarán según indique el cálculo.

Calculando As para el momento negativo entre losas 1 y 2

$$A_s = \frac{0,85f'c}{f_y} \left[b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M_u*b}{0,003825*f'c}} \right]$$

$$A_s = \frac{0,85*210}{2810} \left[100*9,024 - \sqrt{(100*9,024)^2 - \frac{1035,23*100}{0,003825*210}} \right] = 4,73 \text{ cm}^2$$

Calculando el espaciamiento requerido:

$$S = 0,71*100/4,73 = 15,01 \text{ cm}$$

El procedimiento fue el mismo para los demás momentos en todas las losas con momentos mayores al que resiste Asmin, a continuación la tabla resumen:

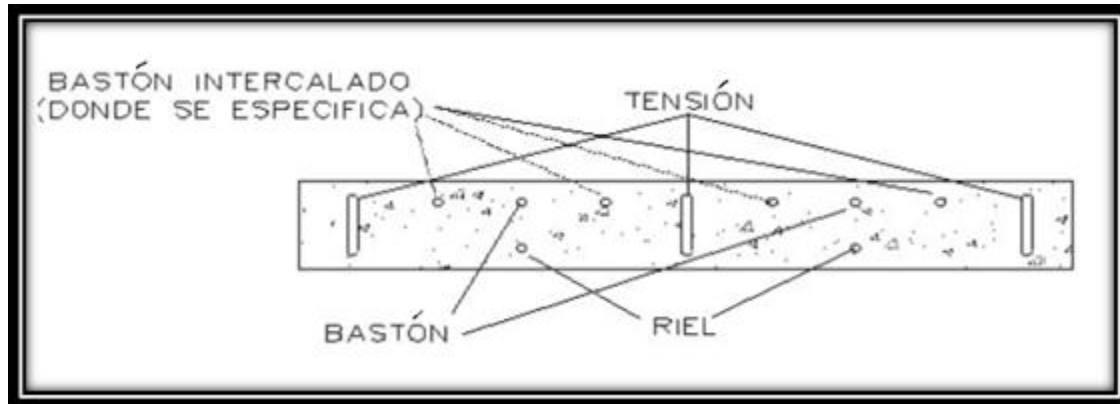
Tabla IX. **Acero requerido y espaciamiento en losas del primer nivel**

	Momento (kg-m)	As (cm ²)	Separación (cm)
Momentos negativos	1 035,23	4,73	15,01
	809,92	3,66	19,40
	846,77	3,84	18,49
	948,76	4,32	16,44
	1 215,74	5,60	12,68
Momentos positivos	707,16	3,19	22,26

Fuente: elaboración propia.

Para uniformizar el armado se colocaron bastones intercalados entre tensiones y los bastones y rieles (donde van juntos). Ver planos del apéndice 1.

Figura 29. **Detalle de armado en losas**



Fuente: elaboración propia.

Revisión por corte:

El esfuerzo de corte lo resiste el concreto; por tal razón, se verifica si el espesor de losa es el adecuado.

$$V_{\max} = \text{CUT} \cdot L/2$$

$$V_{\max} = 1\,147,60 \cdot 4,57/2 = 2\,622,27 \text{ kg}$$

Corte máximo resistente

$$V_{\text{res}} = 0,53 \cdot \phi \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}$$

$$V_{\text{res}} = 0,53 \cdot 0,85 \cdot 100 \cdot 9,024 \cdot \sqrt{210} = 5\,891,20 \text{ kg}$$

Como $V_{\text{res}} > V_{\max}$, el espesor de la losa es adecuado, en caso contrario sería necesario aumentar el espesor.

2.3.3.1.2. Losas del nivel 2

Para el diseño de losas del nivel 2, el procedimiento de cálculo es el mismo que para las del nivel 1.

- Losa en un sentido (losa 7)

Los resultados de armado, así como el acero necesario para temperatura se describen a continuación:

Momento a resistir:	826,27 kg – m
Acero necesario:	4,53 cm ²
Separación necesaria:	15,00 cm
Acero por temperatura:	2,4 cm ²
Separación necesaria:	25 cm como excede el máximo ($2 \cdot t = 24$ cm), se usa 24 cm.

- Losa en dos sentidos

Los resultados de armado se describen a continuación:

Acero mínimo:	4,53 cm ²
Momento a resistir:	992,97 kg-m
Separación necesaria:	15,00 cm

Los momentos resultantes son menores que el momento que cubre A_s min. Entonces, el A_s requerido para losas nivel 2 se presenta en la tabla XI, y su armado se presenta en los planos en el apéndice 1.

Tabla X. **Acero requerido y espaciamiento en losas del segundo nivel**

	Momento (kg-m)	As (cm ²)	Separación (cm)
Momentos negativos	974,69	4,44	12,09
	762,55	3,44	12,71
	797,25	3,61	14,98
	893,27	4,06	13,27
	1 144,64	5,26	10,15
Momentos positivos	733,32	3,31	16,36

Fuente: elaboración propia.

Para uniformizar el armado se colocaron bastones intercalados entre tensiones y los bastones y rieles (donde van juntos). Ver planos del apéndice 1.

2.3.3.2. Diseño de vigas

Las vigas son los elementos horizontales que reciben las cargas de las losas y las transmiten a las columnas, estas trabajan fundamentalmente a flexión, serán diseñadas por el método de resistencia última, que se basa en la suposición de que los elementos fallan cuando alcanzan su resistencia última, utilizando cargas factorizadas y reduciendo la resistencia de los materiales por medio del factor de reducción (Φ), dicho factor varía según las condiciones del miembro estructural (flexión o corte). Los datos necesarios para realizar el diseño se toman de la envolvente de momentos en las vigas, a manera de ejemplo se diseña la viga crítica en el edificio, esta es la viga k-l del marco B, eje x en el primer nivel.

Datos:

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

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

$$\text{Sección} = 20 * 40 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 2,5 \text{ cm}$$

$$E_s = 2,1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$M (-) 1 = 7\,512,72 \text{ kg - m}$$

$$M (-) 2 = 9\,282,74 \text{ kg - m}$$

$$M (+) = 2\,441,50 \text{ kg - m}$$

$$V_u = 6\,791,70 \text{ kg}$$

$$d = H\text{-rec} = 40 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} = 37,5 \text{ cm}$$

Calculando A_{smin} de la sección:

En ningún caso el refuerzo a flexión en una viga debe ser menor a este, si en caso todas las vigas demandan un refuerzo menor al mínimo sería adecuado reducir la sección propuesta.

Acero mínimo:

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

$$\rho_{min} = 14,1 / F_y$$

$$A_{smin} = (14,1/2810) * 20 * 37,5 = 3,76 \text{ cm}^2$$

Calculando A_{smax} de la sección:

Si las secciones demandan un refuerzo mayor al A_{smax} , será necesario rediseñar los elementos, a modo que sean capaces de resistir las cargas actuantes.

$$A_{smax}=0,5 \cdot \rho_{bal} \cdot b \cdot d$$

Donde

$$\rho_{bal} = \frac{\beta_1 \cdot 0,85 f'_c}{f_y} \cdot \frac{6\,115}{6\,115 + f_y}$$

si $f'_c \leq 281 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=0,85$; entonces:

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 210}{2\,810} \cdot \frac{6\,115}{6\,115 + 2\,810} = 0,037$$

$$A_{smax} = 0,5 \cdot 0,037 \cdot 20 \cdot 37,5 = 13,88 \text{ cm}^2$$

Refuerzo longitudinal solicitado:

Se calcula con la siguiente ecuación:

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

Calculando A_s para $M (-)1 = 7\,512,72 \text{ kg-m}$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 210}{2\,810} \left[20 \cdot 37,5 - \sqrt{(20 \cdot 37,5)^2 - \frac{7\,512,72 \cdot 20}{0,003825 \cdot 210}} \right] = 8,72 \text{ cm}^2$$

Calculando A_s para $M (-)2 = 9\,282,74 \text{ kg - m}$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 210}{2\,810} \left[20 \cdot 37,5 - \sqrt{(20 \cdot 37,5)^2 - \frac{9\,282,74 \cdot 20}{0,003825 \cdot 210}} \right] = 11,08 \text{ cm}^2$$

Calculando A_s para $M (+) = 2441,50 \text{ kg} - \text{m}$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 210}{2 \cdot 810} \left[20 \cdot 37,5 - \sqrt{(20 \cdot 37,5)^2 - \frac{2 \cdot 2441,50 \cdot 20}{0,003825 \cdot 210}} \right] = 2,65 \text{ cm}^2$$

Para el armado final de la viga, se deben cumplir con los siguientes requisitos sísmicos, según el código ACI-318 Cap. 21:

- Cama superior

Colocar dos varillas corridas como mínimo, con el área mayor de las opciones:

$$A_{s\text{mín}} = 3,76 \text{ cm}^2$$

$$33\% A_s(-) \text{ mayor} = 3,66 \text{ cm}^2$$

Para este caso será necesario colocar $A_{s\text{mín}}$, por lo tanto, se colocan 2 # 5 corridas, $A_s = 3,96 \text{ cm}^2$

Para cubrir los momentos negativos en viga, se completa el A_s requerido colocando bastones, tomando en cuenta que la diferencia de diámetros entre las barras no puede ser dos números consecutivos.

$M (-)2 = 9 \ 282,74 \text{ kg} - \text{m}$, demanda $11,08 \text{ cm}^2$, las barras corridas equivalen a $3,96 \text{ cm}^2$; la diferencia es $7,12 \text{ cm}^2$, por lo tanto, se colocan bastones con 1 # 5 + 2# 6.

$M (-)1 = 7 \ 512,71 \text{ kg} - \text{m}$, demanda $8,72 \text{ cm}^2$, las barras corridas equivalen a $3,96 \text{ cm}^2$; la diferencia es $4,76 \text{ cm}^2$, por lo tanto, se colocan bastones con 1 #6+1#5.

- Cama inferior:

Colocar 2 varillas como mínimo, con el área mayor de las opciones:

$$A_{s\min} = 3,76 \text{ cm}^2$$

$$50\%A_{s(+)} = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$50\%A_{s(-)} \text{ mayor} = 5,54 \text{ cm}^2$$

Para este caso será necesario colocar $5,54 \text{ cm}^2$, utilizando 2 # 6 corridas. El procedimiento fue el mismo para cada viga de la estructura, a continuación el resumen:

Tabla XI. **Diseño de vigas a flexión**

	VIGA	M	MOMENTO	AS	AS min	33% M-	50% M-	50% M+	# Varillas		As - As corrido	# Varillas en bastones		
									# 5	# 6		# 4	# 5	# 6
SENTIDO X	AB	M-1	4 222,3	4,68	-	2,23	3,38	1,58	2		0,70	1		
		M+	2 898,4	3,16	SI				2		OK			
		M-2	5 956,2	6,76	-				2		2,80	1		1
	BC	M-1	5 373,2	6,05	-	2,00	3,03	1,17	2		2,10	1		1
		M+	2 159,5	2,33	SI				2		OK			
		M-2	5 220,8	5,87	-				2		1,90	2		
	CD	M-1	5 431,8	6,12	-	2,02	3,06	1,39	2		2,20	2		
		M+	2 561,7	2,78	SI				2		OK			
		M-2	4 650,5	5,19	-				2		1,20	1		
	DE	M-1	3 746,2	4,13	-	1,52	2,31	0,37	2		0,20	1		
		M+	693,99	0,74	SI				2		OK			
		M-2	4 167,0	4,62	-				2		0,70	1		
	EF	M-1	5 543,6	6,26	-	2,07	3,13	1,81	2		2,30	2		
		M+	3 294,5	3,61	SI				2		OK			
		M-2	3 527,2	3,88	-				2		OK			

Continuación tabla XI.

SENTIDO X	GH	M-1	7 651,9	8,90	-	3,28	4,98	1,54	2		4,90	1	2	
		M+	2 825,7	3,08	SI					2	OK			
		M-2	8 448,0	9,95	-					2	6,00	3	3	
	HI	M-1	7 505,6	8,71	-	2,87	4,36	1,28	2		4,80	2	2	
		M+	2 366,9	2,56	SI					2	OK			
		M-2	7 494,2	8,70	-					2	4,70	1	2	
	IJ	M-1	7 761,7	9,04	-	2,98	4,52	1,41	2		5,10	1	2	
		M+	2 586,5	2,81	SI					2	OK			
		M-2	7 173,6	8,28	-					2	4,30	1	2	
	JK	M-1	5 982,5	6,79	-	2,24	3,40	0,55	2		2,80	2	2	
		M+	1 025,4	1,09	SI					2	OK			
		M-2	5 768,0	6,53	-					2	2,60	1		1
KL	M-1	7 512,7	8,72	-	3,66	5,54	1,33	2		4,80	1	1	1	
	M+	2 441,5	2,65	SI					2	OK				
	M-2	9 282,7	11,10	-					2	7,10	1	1	2	
SENTIDO Y	AB	M-1	3 584,5	3,94	-	1,58	2,40	1,05	2		OK			
		M+	1 945,9	2,10	SI					2	OK			
		M-2	4 326,2	4,80	-					2	0,80	1		
	BC	M-1	4 094,5	4,53	-	1,49	2,27	0,48	2		0,60	1		
		M+	890,56	0,95	SI					2	OK			
		M-2	3 003,0	3,28	SI					2	OK			
	DE	M-1	6 895,2	7,93	-	2,62	3,97	1,02	2		4,00	2	2	
		M+	1 886,8	2,03	SI					2	OK			
		M-2	5 240,4	5,89	-					2	1,90	2		
	EF	M-1	6 671,4	7,65	-	2,52	3,83	0,51	2		3,70	3		
		M+	945,1	1,01	SI					2	OK			
		M-2	6 092,5	6,93	-					2	3,00	1	1	

Fuente: elaboración propia.

Diseño a corte

Comparar corte resistente con corte último, el código ACI establece que si el aporte del cortante por sismo es mayor o igual al 50% del corte total la resistencia del concreto se desprecia:

Si $50\%V_{res} > V_u$, se necesitan estribos solo por armado, a $S_{m\acute{a}x.} = d/2 < 30$ cm

Si $V_{res} < 50\% V_u$, se diseñan estribos por corte

$$V_{res} = 0,53 \cdot \phi \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}$$

$$V_{res} = 0,53 \cdot 0,85 \cdot 20 \cdot 37,5 \cdot \sqrt{210} = 4\,896,27$$

$$V_u = 6\,791,70 \text{ kg}$$

Como $V_u > 50\% V_{res}$, se deben diseñar los estribos por corte:

$$S = \frac{2A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u} = \frac{2 \cdot 0,71 \cdot 2\,810 \cdot 37,5}{6\,791,7} = 22,03 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 37,5/2 = 18,75 \text{ cm}$$

Según ACI artículo 21.3.4.2, deben colocarse estribos en una longitud igual a $2 \cdot d$ (75 cm para este caso), la longitud a confinar para el diseño es 75 cm medida desde la cara del elemento de apoyo, hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión. El primer estribo debe estar situado a no más de 5 cm, de la cara del elemento de apoyo.

El espaciamiento máximo de los estribos en la zona de confinamiento no debe exceder de:

$$d/4 = 9,38 \text{ cm}$$

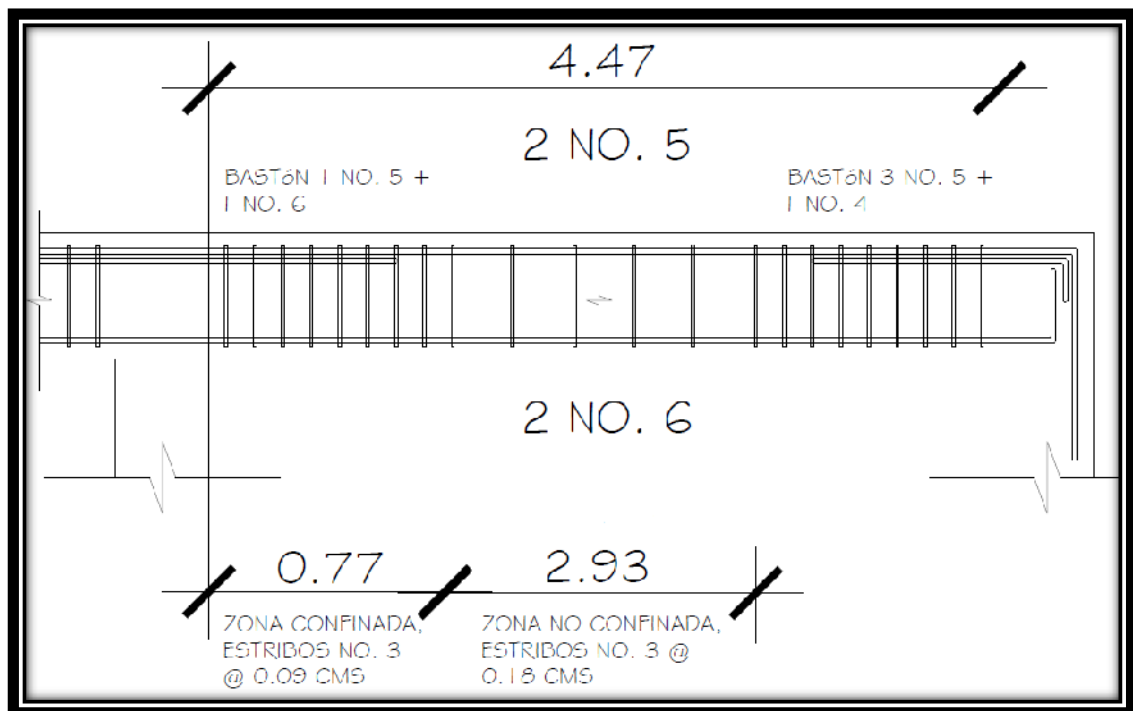
$$8 \text{ } \varnothing \text{ var longitudinal} = 12,62 \text{ cm}$$

$$25 \text{ var transversal} = 15,24 \text{ cm}$$

30 cm

Separación de estribos en zona confinada: 9 cm y 18 cm en zona no confinada, con varilla No. 3.

Figura 30. **Detalle de armado en viga K-L eje X**



Fuente: elaboración propia.

2.3.3.3. Diseño de columnas

Las columnas son elementos estructurales que están sometidas a carga axial y momentos flexionantes. Para el diseño, la carga axial es el valor de todas las cargas últimas verticales que soporta la columna, esta carga se determina por el área tributaria. Los momentos flexionantes son tomados del análisis estructural. Para diseñar la columna, se toma el mayor de los dos momentos actuantes en extremos de esta.

Para este caso, se diseñan por cada nivel únicamente las columnas críticas, es decir, las que están sometidas a mayores esfuerzos. El diseño resultante para cada columna es aplicado a todas las columnas del nivel respectivo. En esta sección se describe el procedimiento que se sigue para diseñar las columnas típicas de la estructura.

Datos

sección de columna = 30 cm*30 cm

sección de viga 1 = 20 cm*40 cm

sección de viga 2 = 20 cm*40 cm

$M_x = 5\,915,07 \text{ kg} - \text{m}$

$M_y = 5\,985,38 \text{ kg} - \text{m}$

$V_x = 2\,714,13 \text{ kg}$

$V_y = 2\,781,35 \text{ kg}$

longitud de columna = 3,00 m

longitud de vigas = 8,045 m

área tributaria = 17,53 m²

espesor de losa = 0,105 m

Cálculo del factor de carga última:

Se calcula con la siguiente ecuación

$$FCU = \frac{CU}{CM+CV}$$

$$CMU = 1,2 * (W_{acabados} + W_{losa} + W_{sobrecarga} + W_{muros})$$

$$CMU = 1,2 * (60 + 252 + 75 + 90) = 1,2 * (477) = 667,8$$

$$CVU = 1,6 * (W_{viva})$$

$$CVU = 1,6 * (400) = 640$$

$$CU = CMU + CVU = 667,8 + 640 = 1\ 212,4$$

$$FCU = \frac{1\ 212,4}{477 + 400} = 1,38$$

Cálculo de la carga axial:

$$P_u = (A_T * CU) + (PP_{vigas} * F_{cu})$$

$$P_u = (17,53 * 1\ 212,4) + (2\ 400 * 0,20 * 0,40 * 8,05 * 1,38)$$

$$P_u = 23\ 388,74 \text{ kg}$$

Esbeltez (E)

Las columnas se clasifican según su esbeltez, con el objetivo de ubicarlas en un rango, para determinar su comportamiento bajo cargas sometidas y diseñarlas con base en esto.

- Columnas cortas ($E < 22$): diseñarlas con los datos originales del diseño estructural.
- Columnas intermedias ($22 > E > 100$): diseñarlas magnificando los momentos actuantes.
- Columnas largas ($E > 100$): no construirlas

Cálculo de coeficiente que miden el grado de empotramiento a la rotación en las columnas (Ψ):

Extremo superior: $\Psi = \Sigma K_{col} / \Sigma K_{vigas}$

Sentido X

$$I_{col} = 0,30 \cdot 0,30^3 / 12 = 0,000675$$

$$I_{vig} = 0,25 \cdot 0,45^3 / 12 = 0,0011$$

$$K_{col} = 0,000675 / 4,10 = 0,000165$$

$$K_{vig\ izquierda} = 0,0011 / 2,285 = 0,00048$$

$$K_{vig\ derecha} = 0,0011 / 2,285 = 0,00048$$

$$\Psi_a = 0,000165 / (0,00048 + 0,00048) \text{ (extremo superior)}$$

$$\Psi_a = 0,1719$$

$$\Psi_b = 0 \text{ (extremo inferior empotrado)}$$

$$\Psi_p = (0,1719 + 0) / 2$$

$$\Psi_p = 0,086$$

Cálculo de K (factor de longitud efectiva)

$$K = \frac{(20 - \Psi_p)}{20} \cdot \sqrt{1 + \Psi_p}, \text{ si } \Psi_p < 2$$

$$K = 0,9\sqrt{1+\Psi_p}, \text{ si } \Psi_p > 2$$

Como $\Psi_p < 2$:

$$K = \frac{(20 - 0,086)}{20} * \sqrt{1 + 0,086} = 1,04$$

Esbeltez en columna

$$E = \frac{K * Lu}{\sigma}, \text{ donde } \sigma = 0,3 * \text{lado}$$

$$\sigma = 0,3 * 0,3 = 0,09$$

$$E = \frac{1,04 * 2,80}{0,09} = 32,31$$

$32,31 > 22$ y < 100 ; se clasifica como columna intermedia

Esbeltez de columna, sentido Y

$$\Psi_p = 0,066$$

$$K = 1,03$$

$$E = 32,02 > 22 \text{ y } < 100; \text{ columna intermedia}$$

Según los resultados de esbeltez, se deben magnificar los momentos actuantes.

Magnificación de momentos

Cuando se hace un análisis estructural de segundo orden, en el cual se toman en cuenta las rigideces reales, los efectos de las deflexiones, los efectos de la duración de la carga y cuyo factor principal a incluir es el momento debido a las deflexiones laterales de los miembros, se pueden diseñar las columnas utilizando directamente los momentos calculados.

Por otro lado, si se hace un análisis estructural convencional de primer orden, como en este caso, en el cual se usan las rigideces relativas aproximadas y se ignora el efecto de desplazamiento lateral de los miembros, es necesario modificar los valores calculados con el objetivo de obtener valores que tomen en cuenta los efectos de desplazamiento. Para este caso, esa modificación se logra utilizando el método ACI de magnificación de momentos.

Sentido X

Factor de flujo plástico del concreto:

$$\beta_d = \frac{C_{MU}}{C_u} = \frac{572,4}{1\ 212,4} = 0,47$$

Cálculo del EI total del material

$$E_c = 15\ 100 \sqrt{f'_c}$$

$$EI = \frac{E_c \cdot I_g}{2,5(1+\beta_d)} = \frac{15\ 100 \sqrt{210} \cdot \left(\frac{1}{12}\right) \cdot 30^4}{2,5(1+0,47)} = 401,33 \text{ t-m}^2$$

Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{(kLu)^2} = \frac{3,1415^2 * 401,33}{(1,04 * 2,80)^2} = 468,42 \text{ t}$$

Magnificador de momentos

$\delta > 1$ y $\phi = 0,70$ si se usan estribos

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\phi P_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{23,39}{0,7 * 468,42}} = 1,08$$

Momento de diseño sentido X

$$M_{dx} = \delta * M_u = 1,08 * 5\,915,07 \text{ kg-m} = 6\,395,66 \text{ kg-m}$$

Momento de diseño sentido Y

$$\beta_d = 0,47$$

$$EI = 401,33 \text{ t-m}^2$$

$$P_{cr} = 476,91 \text{ t}$$

$$\delta = 1,07$$

$$M_{dy} = \delta * M_u = 1,07 * 5\,985,38 \text{ kg-m} = 6\,435,99 \text{ kg-m}$$

Acero longitudinal por el método Bresler

Este método es una aproximación al perfil de la superficie de la falla, siendo un procedimiento sencillo y que produce resultados satisfactorios. El método Bresler consiste en aproximar el valor $1/P'u$, a través de un punto del plano, determinado por tres valores: carga axial pura ($P'o$), carga de falla para una excentricidad e_x ($P'ux$) y carga de falla para una excentricidad e_y ($P'uy$).

Límites de acero

Según ACI, el área de acero en una columna debe estar dentro de los siguientes límites $1\% A_g < A_s < 6\% A_g$, en zona sísmica.

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

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

$$\text{Armado propuesto: } 4 \text{ varillas } \#6 + 4 \text{ varillas } \#8 = 31,67 \text{ cm}^2$$

Para este método se usan los diagramas de interacción para diseño de columnas.

Los valores a utilizar en los diagramas son:

$$\text{Valor de la gráfica } Y = X = d/h = (30 - 2(3))/30 = 0,80$$

Valores de la curva

$$P_{tu} = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c \cdot A_g} = \frac{31,67 \cdot 2810}{0,85 \cdot 210 \cdot 900} = 0,55$$

Excentricidades

$$e_x = M_{dx}/P_u = 6395,66/23388,74 = 0,27$$

$$e_y = M_{dy}/P_u = 6435,99/23388,74 = 0,28$$

Al conocer las excentricidades se calcula el valor de las diagonales

$$e_x/h_x = 0,27/0,30 = 0,91$$

$$e_y/h_y = 0,28/0,30 = 0,92$$

De los diagramas de interacción se obtuvieron los siguientes valores: $K_x=0.43$, $K_y= 0,43$ (ver anexo 2).

Cargas

Carga resistente de la columna a una excentricidad e_y :

$$P'_{ux} = K_x * f'c * b * h = (0,43) (210) (30 * 30) = 81\ 270 \text{ kg}$$

Carga resistente de la columna a una excentricidad e_x :

$$P'_{uy} = K_y * f'c * b * h = (0,43) (210) (30 * 30) = 81\ 270 \text{ kg}$$

Carga axial resistente de la columna

$$P'o = \phi (0,85 * f'c (A_g - A_s) + A_s * F_y)$$

$$P'o = 0,70 (0,85 * 210 (900 - 31,67) + 31,67 * 2\ 810)$$

$$P'o = 170\ 792,72 \text{ kg}$$

Carga resistente de la columna:

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{P'_{ux}} + \frac{1}{P'_{uy}} - \frac{1}{P'o}} = \frac{1}{\frac{1}{81\ 270} + \frac{1}{81\ 270} - \frac{1}{170\ 792,72}} = 53\ 321,17 \text{ kg}$$

$$P'_u > \frac{P_u}{0,7}$$

$$53\ 321,17 > 33\ 412,49$$

Como $P_u=53\ 321,17\text{kg} > 33\ 412,49 \text{ kg}$, el armado de la columna propuesta es adecuado. En caso contrario sería necesario aumentar el acero por debajo del A_{smax} , en caso de requerir mayor refuerzo que el permitido por A_{smax} será necesario aumentar la sección propuesta.

Cálculo del acero transversal (estribos)

Además de diseñar las columnas para resistir flexocompresión, es necesario dotarlas con suficiente ductilidad, con el objetivo de que absorban parte de la energía del sismo, esto se logra mediante un mayor confinamiento en los extremos. Se ha determinado que si las columnas se confinan su capacidad de carga es mucho mayor y mejora notablemente la ductilidad de la columna. El procedimiento para proveer refuerzo transversal a las columnas se describe a continuación:

Comparar V_r con V_u con los siguientes criterios:

Si $V_r > V_u$ se colocan estribos a $S = d/2$

Si $V_r < V_u$ se diseñan los estribos por corte

Se calcula el corte resistente

$$V_r = 0,85 * 0,53 \sqrt{f'c} * b * d = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 30 * 27 = 5\,287,98 \text{ kg}$$

$$V_u = 2\,781,35 \text{ kg}$$

$$S_{\max} = d/2 = 27/2 = 13,5 \text{ cm}$$

Dado el corte resistente del concreto es mayor al corte actuante último se considera 13 cm de separación para facilidad de armado en obra.

Refuerzo por confinamiento

La longitud de confinamiento se escoge entre la mayor de las siguientes opciones.

$$L_u / 6 = 2,70 / 6 = 0,45 \text{ m}$$

Lado mayor de la columna = 0,30 m

45 cm

La longitud de confinamiento propuesta es 0,50 m, en ambos extremos.

Cálculo de la relación volumétrica

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left(0,85 \cdot f'_c / F_y \right)$$

$$\rho_s = 0,45 \left(\left(\frac{30^2}{24^2} \right) - 1 \right) \left(0,85 \cdot 210 / 2810 \right) = 0,016$$

Es necesario chequear que $\rho_s > 0,12 \cdot f'_c / f_y$

$$\rho_s > 0,12 \cdot 210 / 2810 = 0,0090, \text{ chequea}$$

Calculando el espaciamiento en función de la cuantía volumétrica, utilizando varillas # 3:

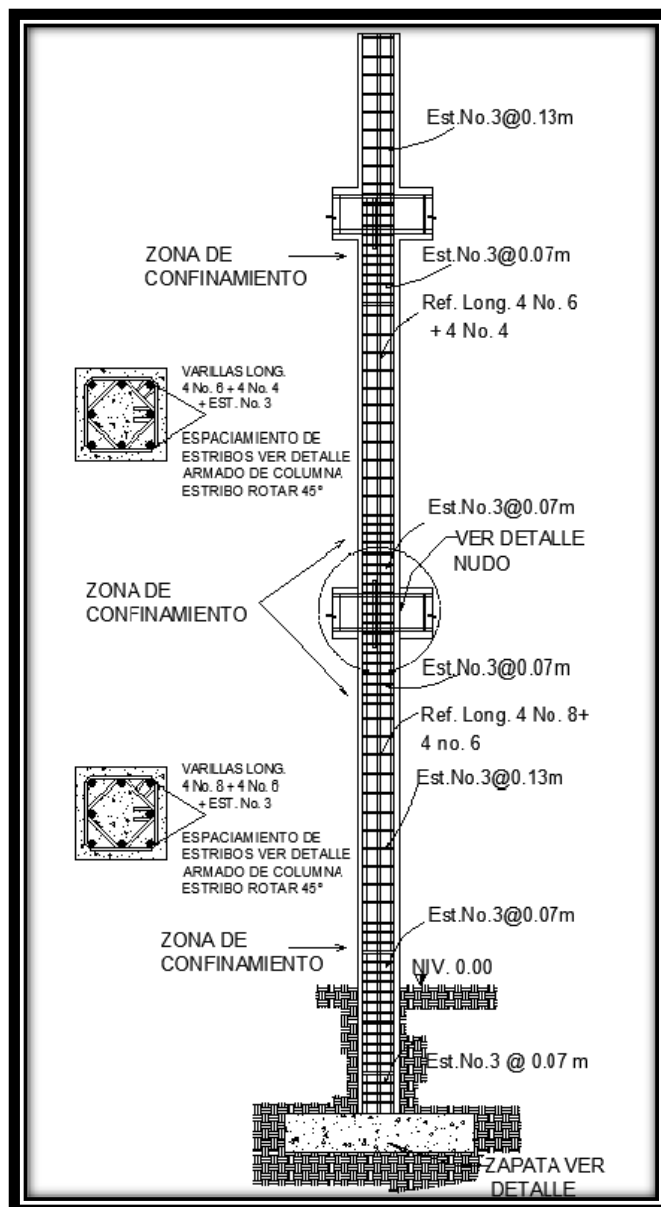
$$S = \frac{4A_v}{\rho_s \cdot L_n} = \frac{4 \cdot 0,713}{0,016 \cdot 24} = 7,43 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se colocan estribos #3 @ 7 cm en la zona de confinamiento.

Por tener varillas en las caras de la columna, se colocarán estribos rotados a 45°, según ACI. Por tener doble estribo en zona confinada, el espaciamiento se adopta de 7 cm en la zona confinada.

Este procedimiento se aplicó para las columnas del segundo nivel, dando como resultado un refuerzo longitudinal de 4 # 6 + 4 # 4 y un refuerzo transversal #3 @ 7 cm en la zona de confinamiento y @ 13 cm en el resto.

Figura 31. **Detalle de columnas**



Fuente: elaboración propia.

2.3.3.4. Diseño de nudos

Una unión viga-columna (nudo), se define como la porción de la columna dentro de la altura de las vigas que se unen hasta ella. Los nudos deben diseñarse para resistir las fuerzas que las vigas y las columnas les transfieren incluyendo cargas axiales, flexión, torsión y cortante.

El comportamiento exitoso de un nudo depende principalmente del confinamiento lateral del nudo. Este confinamiento tiene dos beneficios: (1) aumenta la resistencia del núcleo de concreto y mejora su capacidad de deformación, y (2) evita el pandeo de las barras verticales en la columna.

El esfuerzo para momento negativo se toma como $T = AsF_y$ y la fuerza de compresión es $C = T$.

El momento de diseño aplicado en la cara del nudo es el correspondiente a estas fuerzas máximas,

$$M_u = AsF_y \left[d - \frac{a}{2} \right]$$

Varilla #4 y # 5

$$T = AsF_y = (1,2668 + 5(1,98)) (2,81) = 31,38 \text{ t}$$

El momento en el nudo se calcula con base a la fuerza de tensión T , la altura efectiva de la viga es de 37,5 cm y con una altura de bloque equivalente:

$$a = \frac{AsF_y}{0,85f_c'bw} = \frac{31,38}{0,85 \cdot 210 \cdot 20} = 8,79 \text{ cm}$$

Calculando momento de diseño:

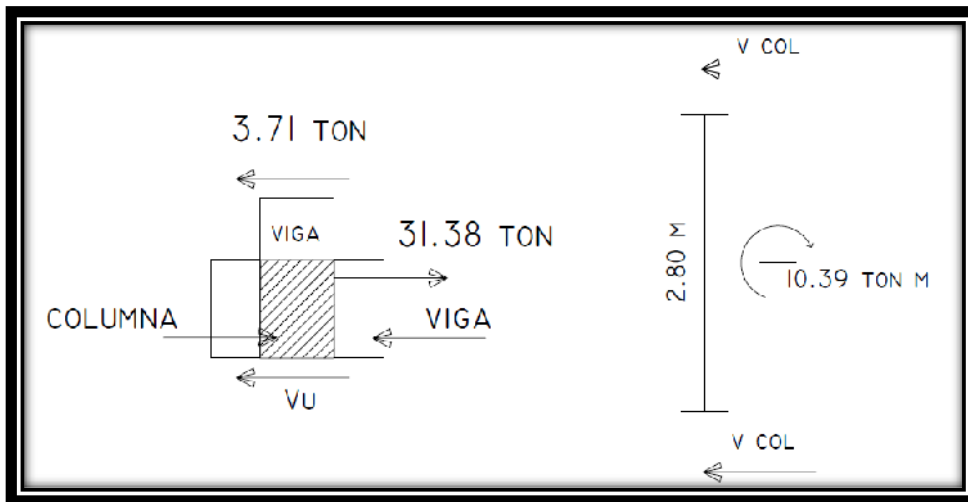
$$M_u = 31,38 \left[37,5 - \frac{8,79}{2} \right] = 10\,387,99 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Los cortantes en la columna correspondiente a este momento en el nudo se encuentran con base al diagrama de cuerpo libre de la columna entre los puntos de inflexión supuestos a la mitad de la altura, como se muestra en la figura 31.

$$V_{col} = 10,39 / 2,80 = 3,71 \text{ t}$$

$$V_u = 31,38 - 3,71 = 27,67 \text{ t}$$

Figura 32. Diagrama de cuerpo libre



Fuente: elaboración propia.

Calculando el ancho efectivo del nudo; donde b_b = ancho de viga, b_c = lado corto de columna y h = lado largo de columna.

$$b_f = \frac{b_b + b_c}{2} = \frac{20 + 30}{2} = 25 \text{ cm} \text{ no debe exceder } b_b + h = 20 + 30 = 50 \text{ cm}$$

Entonces, la resistencia a cortante nominal y de diseño del nudo son, respectivamente:

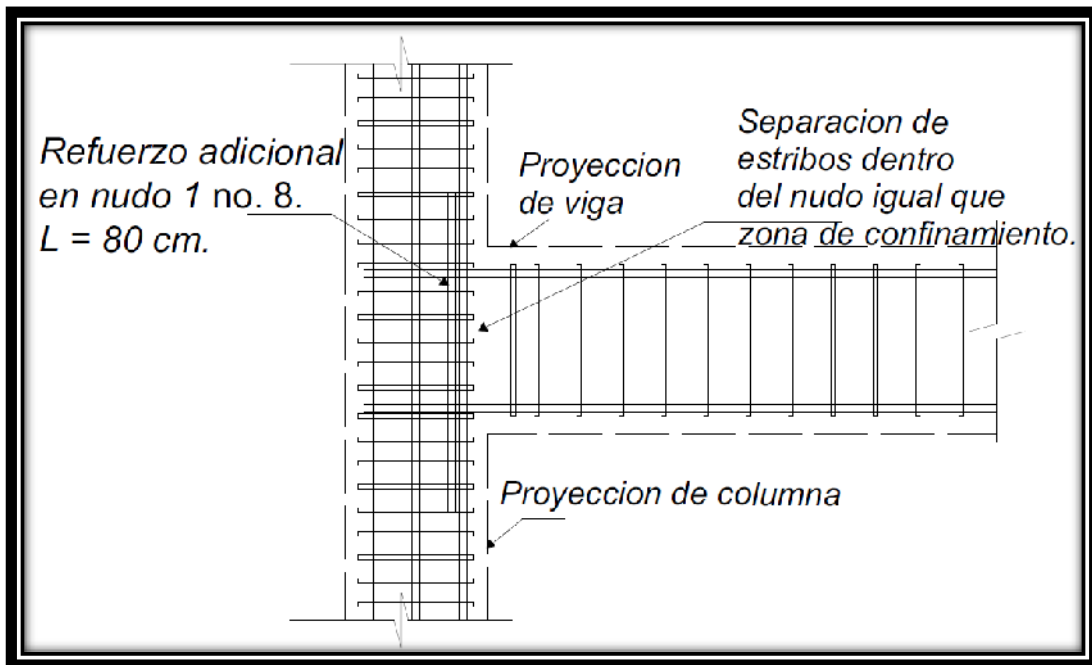
$$V_n = \gamma \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot h = 20 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 30 / 1000 = 289,83 \text{ t}$$

$$V_n = 0,8 \cdot 289,83 = 231,86 \text{ t}$$

El cortante aplicado $V_u = 27,67 \text{ t}$, no excede la resistencia de diseño, de manera que el cortante es satisfactorio.

Las vigas de borde suministran el confinamiento necesario en su dirección. En dirección de la viga normal si es necesario proporcionar confinamiento por lo cual se colocarán estribos No.3 @ 0,07 m; también se reforzará de acero longitudinal adicional de confinamiento: $L = 2 \cdot H$, donde $H =$ peralte de la viga, con diámetro de 1" a cada lado de la columna.

Figura 33. **Detalle de armado de nudo**



Fuente: elaboración propia.

2.3.3.5. Diseño de cimientos

Son elementos estructurales que reciben las cargas propias y las exteriores, transmitiéndolo al suelo. El tipo de cimentación depende, principalmente del tipo de estructura, la naturaleza de las cargas, las condiciones del suelo y su costo. En este proyecto se utilizarán zapatas concéntricas y zapatas excéntricas, para cargar las columnas, y cimiento corrido para cargar los muros de mampostería. El material más adecuado es el concreto reforzado.

A continuación se detalla el procedimiento para el cálculo de las zapatas concéntricas y excéntricas. Los datos para diseño son el valor soporte del suelo y los momentos obtenidos en el análisis estructural.

- Zapata concéntrica

Datos

$$M_x = 5\,915 \text{ t-m}$$

$$\text{Desplante} = 1 \text{ m}$$

$$M_y = 5\,985 \text{ t-m}$$

$$F_{cu} = 1,40$$

$$P_u = 33,45 \text{ t}$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2,40 \text{ t/m}^3$$

$$V_s = 22,41 \text{ t/m}^2$$

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

$$\rho_{\text{suelo}} = 1,32 \text{ t/m}^3$$

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

Cargas de trabajo:

$$P't = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{33,45}{1,40} = 23,89 \text{ t}$$

$$M't_x = \frac{M_x}{F_{cu}} = \frac{5,915}{1,40} = 4,22 \text{ t-m}$$

$$M'ty = \frac{My}{Fcu} = \frac{5,985}{1,40} = 4,27 \text{ t-m}$$

Predimensionamiento del área de la zapata:

$$Az = \frac{1,5P't}{Vs} = \frac{1,5 * 23,89}{22,41} = 1,60 \text{ m}^2$$

Considerar una zapata de 1,70 m x 1,70 m, para un área de zapata de 2,89 m², se procede a chequear este valor para cumplir los requerimientos mínimos.

Revisión de presión sobre el suelo

La zapata transmite verticalmente al suelo las cargas aplicadas a ella, por medio de la superficie en contacto con este, ejerce una presión cuyo valor se define por la fórmula:

$$q = \frac{Pcg}{Az} \pm \frac{Mtx}{Sx} \pm \frac{Mty}{Sy}, \text{ donde } S = \frac{bh^2}{6}$$

Se debe tomar en cuenta que q no debe ser negativo, ni mayor que el valor soporte (Vs), para la zapata se tiene:

$$Sx = Sy = \frac{1,70 * 1,70^2}{6} = 0,819$$

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

$$P = 23,89 + (0,30 * 0,30 * 4,1 * 2,4) + (2,89 * 1,0 * 1,32) + (2,89 * 0,35 * 2,40) = 10,73 \text{ t}$$

$$q_{\max} = \frac{10,73}{2,25} + \frac{4,22}{0,819} + \frac{4,27}{0,819} = 21,09 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{10,73}{2,25} - \frac{4,22}{0,819} - \frac{4,27}{0,819} = 0,37 \text{ t/m}^2$$

$q_{\max} = 21,09 \text{ t/m}^2$ cumple, no excede el Vs

$q_{\min} = 0,37 \text{ t/m}^2$ cumple, solo compresiones

La presión del suelo en un punto cualquiera de la zapata, es distinta a la presión en otro punto de la misma. Para efectos de diseño se determina una presión constante; aplicando un criterio conservador, se realiza el diseño con la presión máxima, afectada por el factor de carga última.

$$q_u = F_{cu} * q_{\max} = 1,40 * 21,09 = 29,58 \text{ t/m}^2$$

Espesor de zapata

Definida el área se procede a dimensionar el espesor de la zapata, basados en que el recubrimiento del refuerzo no sea menor de 0,075 m, y que el peralte efectivo sea mayor de 0,15 m más el recubrimiento y el diámetro de la varilla a utilizar. Dicho espesor debe ser tal que resista los esfuerzos de corte y para este caso será de 30 cm.

Peralte efectivo

$$d = t - \text{rec} - \varnothing_{\text{var}}/2 \text{ con un } t \text{ asumido} = 0,35 \text{ m}$$

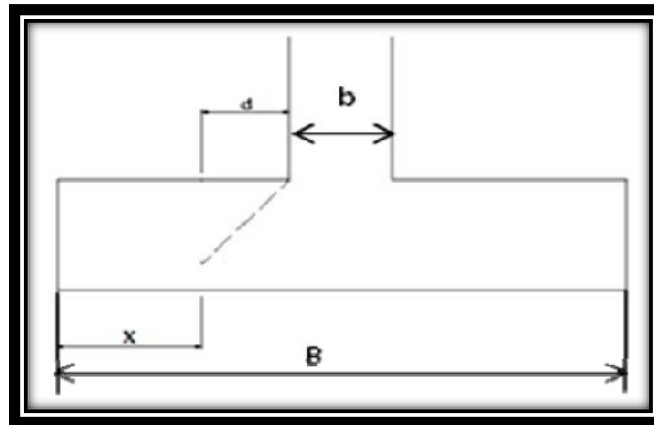
$$d = 35 - 7,5 - 1,27/2$$

$$d = 26,865 \text{ cm}$$

Corte simple

La falla de las zapatas por esfuerzo cortante, ocurre a una distancia iguala d (peralte efectivo) del borde de la columna, por tal razón se debe compararen ese límite si el corte resistente es mayor que el actuante.

Figura 34. Corte simple en zapata



Fuente: elaboración propia.

$$x = B/2 - b/2 - d$$

$$x = 1,70/2 - 0,35/2 - 0,2686 = 0,4064 \text{ m}$$

Corte actuante

$$V_{act} = \text{Área} \cdot q_u = 1,50 \cdot 0,4064 \cdot 29,58 = 21,69 \text{ t}$$

Corte resistente

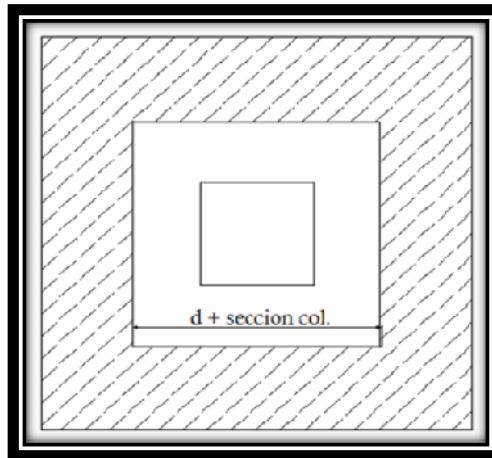
$$V_{res} = 0,53 \cdot \phi \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} = 0,53 \cdot 0,85 \cdot 170 \cdot 26,86 \cdot \sqrt{210} = 29,82 \text{ t}$$

$V_{res} > V_{act}$, el espesor resiste el corte simple.

Corte punzonante

La columna tiende a punzonar la zapata, debido a los esfuerzos de corte producidos en el perímetro de la columna; el límite donde ocurre la falla está a una distancia $d/2$, del perímetro de la columna.

Figura 35. **Corte punzonante en zapata**



Fuente: elaboración propia.

Corte actuante por punzonamiento

$$d + \text{sección de columna} = 26,865 + 30,00 = 56,9 \text{ cm}$$

$$V_{act \text{ pun}} = \text{Área} \cdot q_u = (1,70 \cdot 1,70 - 0,569 \cdot 0,569) \cdot 29,58$$

$$V_{act \text{ pun}} = 75,93 \text{ t}$$

Corte resistente a punzonamiento

$$V_{rpun} = 1,06 \cdot \phi \cdot b_o \cdot d \cdot \sqrt{f'c}, \quad b_o = 4(b_{col} + d)$$

$$b_o = 4(30 + 26,865) = 227,46 \text{ cm}$$

$$V_{rpun} = 1,06 \cdot 0,85 \cdot 227,46 \cdot 26,865 \cdot \sqrt{210} = 79,81 \text{ t}$$

$V_{res} > V_{act}$, el espesor resiste el corte punzonante, las dimensiones son adecuadas, se procede al diseño a flexión.

Diseño del refuerzo

La zapata se diseña a flexión. La zapata actúa como una losa en voladizo.

$$M_u = \frac{q_u * L^2}{2} = \frac{29,58 * \left(\frac{1,70}{2} - \frac{0,30}{2}\right)^2}{2} = 7\,248,17 \text{ kg-m}$$

El área de acero se calcula con la misma ecuación para el refuerzo de una viga:

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

$$A_s = \frac{0,85*210}{2\,810} \left[100*26,865 - \sqrt{(100*26,865)^2 - \frac{7\,248,17*100}{0,003825*210}} \right] = 10,87 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 14,1*b*d/f_y = 14,1*100*26,865/2\,810$$

$A_{smin} = 13,48 \text{ cm}^2$, Por tanto colocar A_{smin}

Separación para A_{smin} con varillas No. 4

$$13,48 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \rightarrow S$$

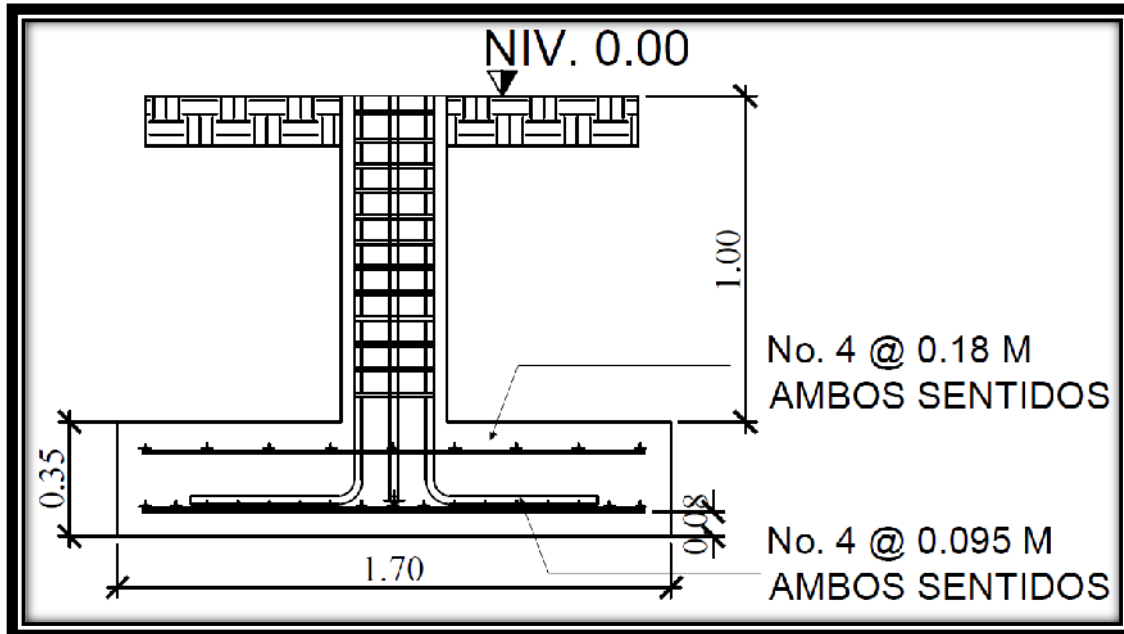
Aplicando una regla de tres:

$$S = 1,27*100/13,48 = 9,5 \text{ cm}$$

Colocar varillas No. 4 @ 9,5 cm en ambos sentidos de la zapata

As temperatura= $0,002 \cdot b \cdot t = 0,002 \cdot 100 \cdot 35 = 7 \text{ cm}^2$, utilizando varillas # 4 el espaciamiento es de 18 cm en ambos sentidos, en la cama superior.

Figura 36. **Detalle de armado de zapata**



Fuente: elaboración propia.

- Zapata excéntrica

Las zapatas de colindancia se deben diseñar para contrarrestar el momento de volteo, que se produce debido a que las cargas no recaen sobre su centro de masa, estas zapatas se clasifican en medianeras y de esquina. La solución que se plantea, para este proyecto, es una zapata de base cuadrada con un diamante sobre ella. A continuación se presenta el cálculo del diamante.

Datos:

$$M_x = 5,915 = M'_{tx} = 4.22 \text{ t-m}$$

$$\text{Desplante} = 1 \text{ m}$$

$$M_y = 5,985 = M'_{ty} = 4.27 \text{ t-m}$$

$$F_{cu} = 1,40$$

$$P_u = 33,45 = P't = 23.89 \text{ t}$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2.40 \text{ t/m}^3$$

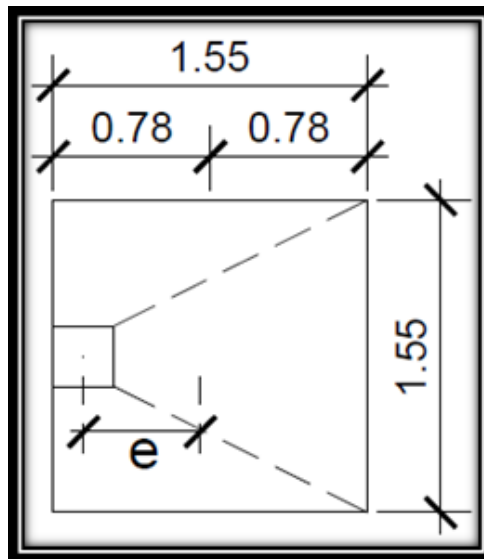
$$V_s = 22,41 \text{ t/m}^2$$

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

$$p_{\text{suelo}} = 1,40 \text{ t/m}^3$$

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

Figura 37. Corte punzonante en zapata



Fuente: elaboración propia.

Diseño del diamante

$$P_t = 23,89 + 23,89 * 0,05 = 25,08 \text{ t}$$

Por la excentricidad de la carga que provoca flexión, se toma inicialmente, un valor soporte menor que la real. Se usará el valor de 20 t/m²; por lo que el área será:

$$A_z = \frac{1,5 * P't}{V_s} = \frac{1,5 * 25,08}{20,0} = 1,88 \text{ m}^2$$

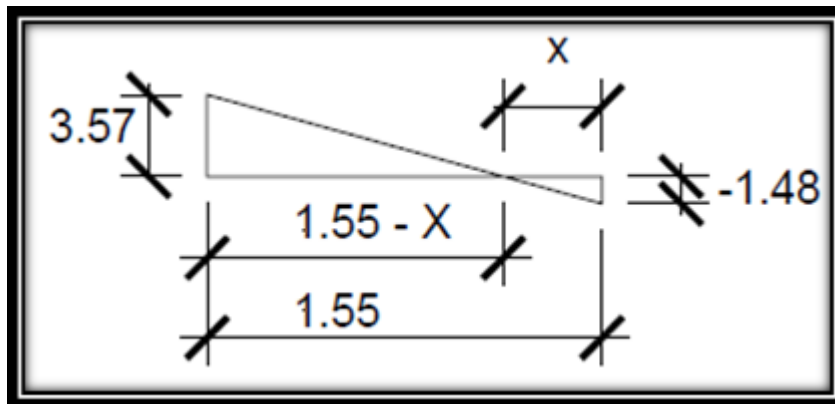
Consideramos una zapata de 1,55 m x 1,55 m, para un área de zapata de 2,40 m², ya que según las características del suelo de la región son malas, se procede a chequear este valor.

La carga P't, centrada en la columna, se encuentra a una distancia del centro de:

$$e = \frac{1,55 - 0,30}{2} = 0,625$$

Si se aplican dos fuerzas iguales a P't, de sentido contrario en el centro de gravedad de la base, ellas, combinadas con P't de la columna, provocan los esfuerzos siguientes en el terreno. Ver figura 38.

Figura38. **Esfuerzos en el terreno**



Fuente: elaboración propia.

Compresión máxima

$$\sigma_c = \frac{P't}{A} \left[1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right] = \frac{25\ 080}{155 \cdot 155} \left[1 + \frac{6 \cdot 62,5}{155} \right] = 3,57 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión máxima

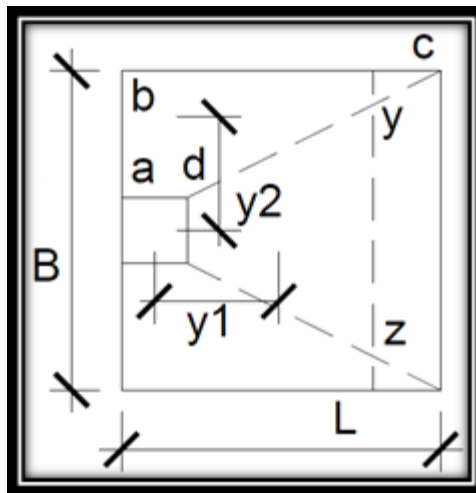
$$\sigma_t = \frac{P't}{A} \left[1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right] = \frac{25\ 080}{155 \cdot 155} \left[1 - \frac{6 \cdot 62,5}{155} \right] = -1,48 \text{ kg/cm}^2$$

Punto donde cambia el esfuerzo de compresión al de tensión, el cual se encuentra a una distancia X, aplicando triángulos semejantes. (Figura 38)

$$\frac{3,57}{1,55-x} = \frac{1,48}{x}, x = 0,454 \text{ m}$$

Para efectuar el cálculo de la zapata, se tendrá que considerar la parte del diagrama que se encuentra a compresión. Ver figura 39.

Figura 39. **Análisis de zapata excéntrica**



Fuente: elaboración propia.

Esfuerzo en el eje neutro

$$\sigma_{\text{eje neutro}} = \frac{\sigma_c \left(\frac{L}{2} - X \right)}{L - X} = \frac{3,57 \left(\frac{1,55}{2} - 0,454 \right)}{1,55 - 0,454} = 1,05 \text{ kg/cm}^2$$

Altura de diamante

Se asume una inclinación de 15°

$$h = \tan(\Phi) * (L - col) = \tan(15^\circ) * (1,55 - 0,3) = 0,3349 \approx 0,35 \text{ m}$$

Fuerza resultante en el trapecio xdyz

$$P_1 = \sigma_{\text{ejeneutro}} \left[\frac{xd+yz}{2} \right] * h = 1,05 * \left[\frac{35+85}{2} \right] * 35 = 2\,205,0 \text{ kg}$$

La fuerza anterior es aplicada al centro de gravedad del trapecio xdyz cuya distancia a la sección xd es:

$$y_1 = \left(\frac{h}{3} \right) * \left(\frac{2*yz+xd}{yz+xd} \right) = \left(\frac{35}{3} \right) * \left(\frac{2*85+35}{85+35} \right) = 19,93 \text{ cm}$$

Momento M_1 respecto al centro de la columna

$$M_1 = P_1 * y_1$$

$$M_1 = 2\,205 * 0,1993 = 439,46 \text{ kg-m}$$

Esfuerzo en dirección perpendicular a y_1 :

$$\sigma = \frac{3,57}{2} = 1,785 \text{ kg/cm}^2$$

Este esfuerzo se reparte en el área adcb:

$$A = ad \left[\frac{B-dx}{2} \right] + \left[\frac{(B-dx) + (B-yz)}{4} \right] * h$$

$$A = 30 \left[\frac{155-30}{2} \right] + \left[\frac{(155-30) + (155-85)}{4} \right] * 85 = 6\,018,75 \text{ cm}^2$$

La resultante P_2 se aplica sobre el centro de gravedad de la superficie abcd:

$$P_2 = \sigma * A = 1,785 * 6\,018,75 = 10\,743,5 \text{ kg}$$

$$y_2 = \left(\frac{ab}{3} \right) * \left(\frac{2*B+ad}{B+ad} \right)$$

$$y_2 = \left(\frac{62,5}{3} \right) * \left(\frac{2*155+30}{155+30} \right) = 38,29 \text{ cm}$$

El momento M_2 provocado por la fuerza será:

$$M_2 = P_2 * y_2 = 10\,743,5 * 0,3829 = 4\,113,7 \text{ kg-m}$$

El armado se hará con refuerzo por temperatura; colocar No. 4 @ 18 cm. en ambos sentidos. La base de la zapata con diamante, se calcula con la diferencia de los momentos del análisis estructural y los momentos obtenidos en el diamante.

$$F.C.U = 1,40$$

$$M_x = 5\,915 - 0,44 = 5,475 \text{ t} \quad \longrightarrow \quad 3,91 \text{ t}$$

$$M_y = 5\,985 - 4,11 = 1,875 \text{ t} \quad \longrightarrow \quad 1,34 \text{ t}$$

$$P_u = 33,45 \text{ t} \quad \longrightarrow \quad 23,89 \text{ t}$$

Cálculo del área:

$$A = \frac{23,89 * 1,5}{20,0} = 1,52 \text{ m}^2$$

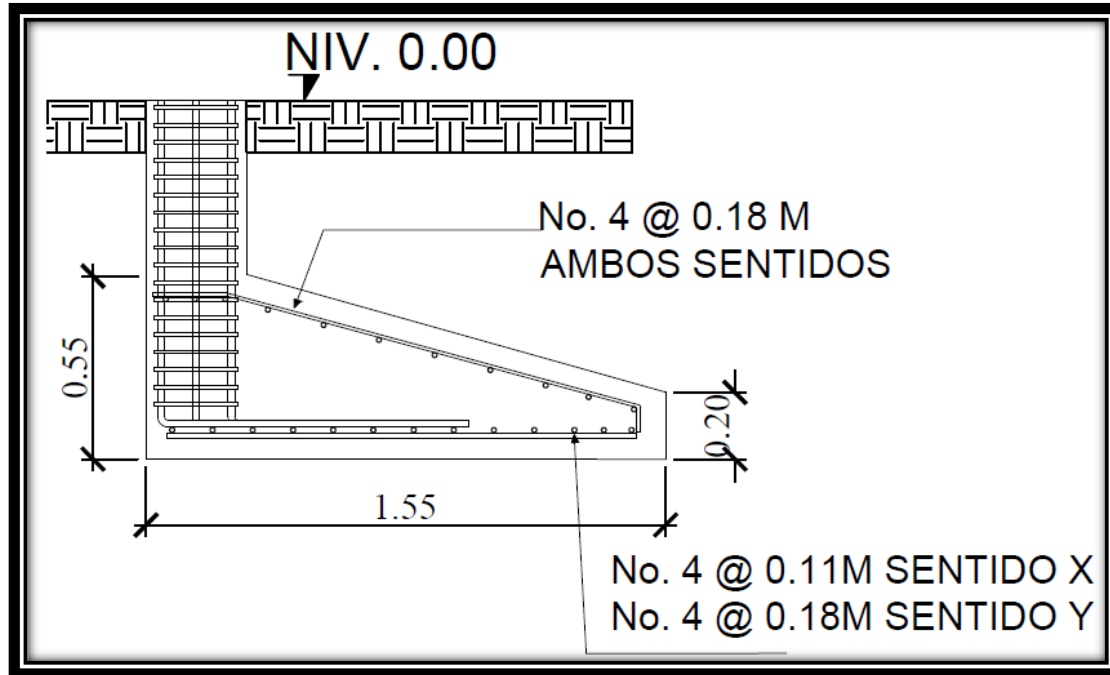
Se utilizará 1,55 m X 1,55 m y un peralte de 0,20 m

Tabla XII. **Refuerzo a flexión zapata excéntrica**

Datos	Dimensiones	Flexión	Chequeo
Mux= 3,91 t	1,55 m X 1,55 m	Mmaxy = 4,53 t-m	Se diseña con acero requerido
Muy= 1,34 t		Mmax x = 18,12 t-m	
Pu = 23,89 t	Az = 2,40 m ²	As reqy = 9,23 cm ²	
F.C.U= 1,40		As req x = 15,55 cm ²	
Cap. Soporte suelo = 22,41 t/m ²	t = 0,20 m	Sy= 18 cm	No. 4 @ 18 cm en Y
		Sx= 11 cm	No. 4 @ 11 cm en X

Fuente: elaboración propia.

Figura 40. Detalle de zapata excéntrica



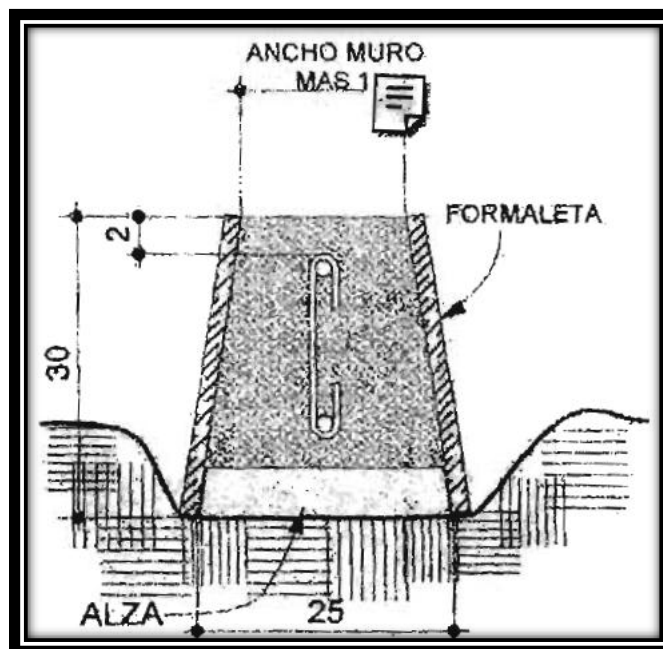
Fuente: elaboración propia.

- Cimiento corrido

Es el cimiento que se le coloca a los muros, este se calcula como una franja unitaria; se diseñarán para soportar las cargas superpuestas, dando una distribución adecuada a las mismas, de acuerdo con la resistencia del terreno, debiendo ser continuos para proveer un amarre adecuado entre ellos. Tomando en cuenta que los muros de la estructura son únicamente para dividir ambientes, se ha propuesto el diseño de los cimientos corridos de acuerdo con el FHA, considerando que los muros del primer nivel tendrán una altura aproximada de 2,7 metros se considera lo siguiente:

Para este caso se utilizará un cimiento corrido de 25 cm x30 cm y se colocarán 2 \emptyset No. 3 con eslabones \emptyset No. 2 @ 15 cm, a una profundidad de 30 cm. Debido a que el suelo posee un relleno de aproximadamente 30 cm, se procederá a nivelar la plataforma previo a la construcción del edificio.

Figura 41. **Detalle de cimiento corrido trapezoidal**



Fuente: Instituto de Fomento de Hipotecas Aseguradas.
Normas de planificación y construcción para casos
proyectados, anexos. p. 168.

2.3.3.6. Diseño de gradas

Una escalera debe ser cómoda y segura dependiendo de la relación de los peldaños, es decir, la relación de huella y contrahuella y si C = huella y H = contrahuella se deben cumplir los siguientes criterios.

$$C < 20 \text{ cm}$$

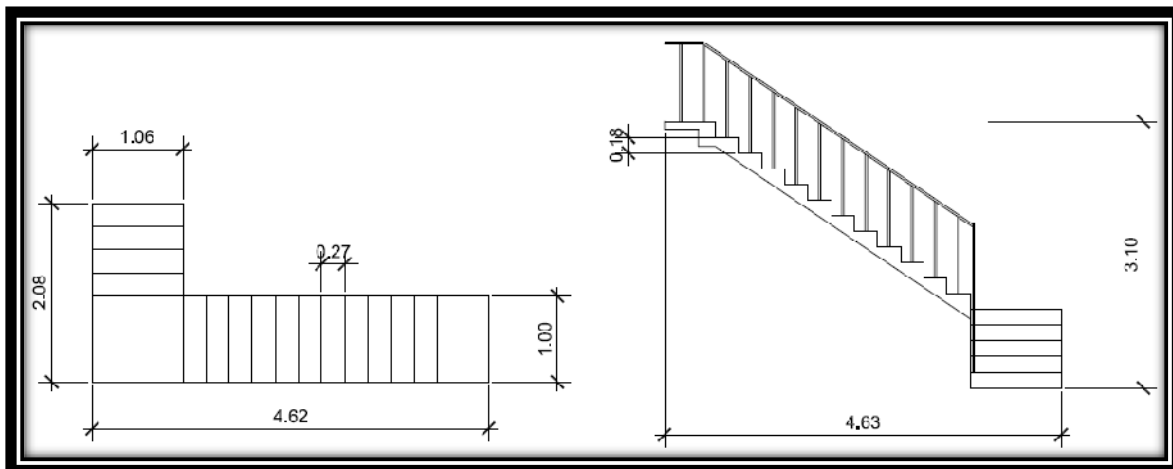
$$H > C$$

$$2C + H < 64 \text{ cm (valor cercano)}$$

$$C + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm; } C \times H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

Dónde: C = contrahuella H = huella

Figura 42. **Planta elevación módulo de gradas**



Fuente: elaboración propia.

Cargas de diseño para una escalera

$$CM = PP \text{ (escalera)} + PP \text{ (acabados);}$$

$$PP \text{ (escalera)} = Wc = (t + c / 2)$$

Número de escalones mínimo

$$H/c_{\max} = 3,1 / 0,1825 = 17 \text{ escalones}$$

Se tomaran 12 contrahuellas antes del descanso

$$\text{Número de huellas} = 12 - 1 = 11 \text{ huellas}$$

Chequeo

$$c = 18,25 \text{ cm} < 20 \text{ cm}; H = 27 \text{ cm}$$

$$2c + H = 2(18,25) + 27 = 63,5 \leq 64 \text{ cm}; C + H = 18,25 + 27 = 45,25 \text{ cm}$$

$$C \times H = 18,25 * 27 = 492,75$$

Por lo tanto, se tienen 12 contrahuellas de 18,25 cm y 11 huellas de 27 cm

Espesor de la losa

$$t = L / 20$$

Tomando en cuenta que la longitud de la losa es inclinada se calcula la longitud:

$$\text{Longitud de la losa} = \sqrt{2,08^2 + 1,0^2} = 2,31 \text{ m}$$

$$t = 2,31/20 = 0,1155 \text{ m, por facilidad de construcción se usará 11 cm.}$$

Integración de cargas

$$\text{Peso propio de la escalera} = \gamma_c \cdot (t + c/2)$$

$$\text{Peso propio de la escalera} = 2400 (0,11 + 0,1825/2) = 483,00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 60,00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total} = 543,00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 400,00 \text{ kg/m}^2$$

$$C_u = 1,2C_M + 1,6C_V = 1,2(543,00) + 1,6(400,00) = 1291,6 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de los momentos actuantes en la losa:

Se considera el diseño de una losa unidireccional apoyada en los muros, por lo tanto:

$$M(+)=\frac{WL^2}{9}=\frac{1\,291,6*2,31^2}{9}=765,79\text{ kg-m}$$

$$M(-)=\frac{WL^2}{14}=\frac{1\,291,6*2,31^2}{14}=492,29\text{ kg-m}$$

Acero mínimo:

$$A_{smín} = \rho_{mín} * b * d$$

$$\rho_{mín} = 14.1 / F_y$$

b = franja unitaria

t = espesor de la losa

d = peralte efectivo

$$d = t - \text{rec min} - \varnothing/2 = 8,02\text{ cm}$$

$$A_{smín} = (14,1 / 2\,810) * 100 * 8,02 = 4,02\text{ cm}^2$$

$$A_{sM(-)} = \frac{0,85*210}{2\,810} \left[100*8,02 - \sqrt{(100*8,02)^2 - \frac{492,29*100}{0,003825*210}} \right] = 2,49\text{ cm}^2$$

Separación para $A_{sM(-)}$ con varillas No. 3

$$2,49\text{ cm}^2 \rightarrow 100\text{ cm}$$

$$0,71258\text{ cm}^2 \rightarrow S$$

Aplicando una regla de tres:

$$S = 0,71258 * 100 / 2,49 = 28,62\text{ cm}$$

$$A_{sM(+)} = \frac{0,85*210}{2\,810} \left[100*8,02 - \sqrt{(100*8,02)^2 - \frac{765,69*100}{0,003825*210}} \right] = 3,93\text{ cm}^2$$

Separación para AsM (+) con varillas No. 3

$$2,93 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$0,71258 \text{ cm}^2 \rightarrow S$$

Aplicando una regla de tres:

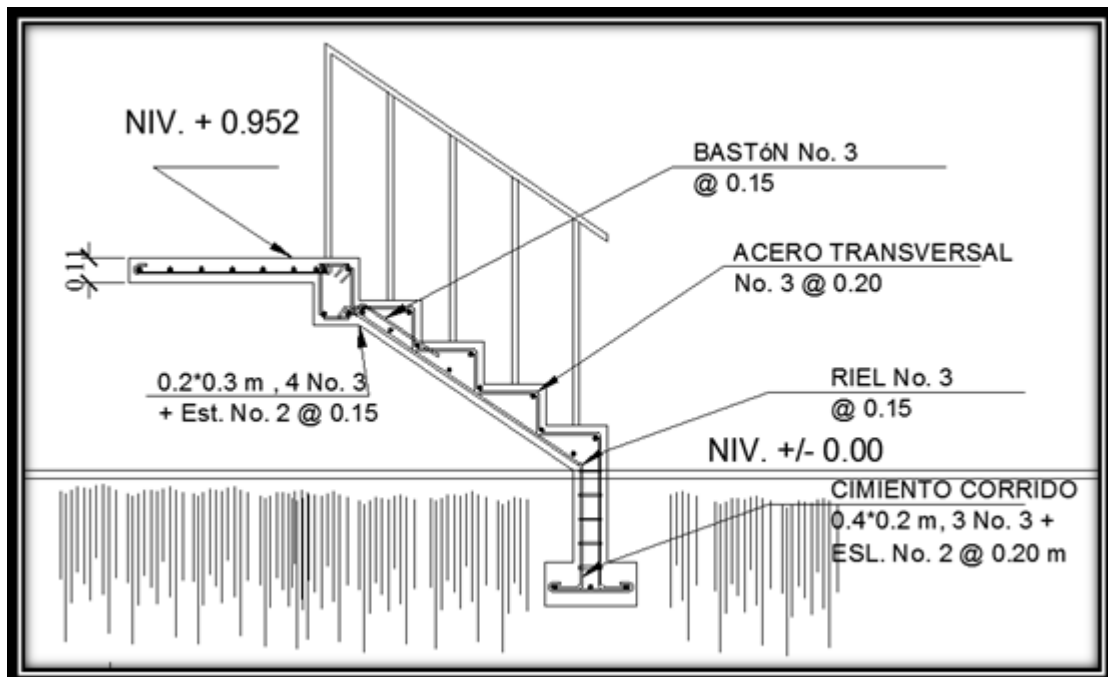
$$S = 0,71258 * 100 / 2,93 = 24,13 \text{ cm}$$

Se escoge una separación de 15,0 cm

$$\text{Acero por temperatura} = A_s = 0,002 * b * t = 0,002 (100) * (9) = 1,8 \text{ cm}^2$$

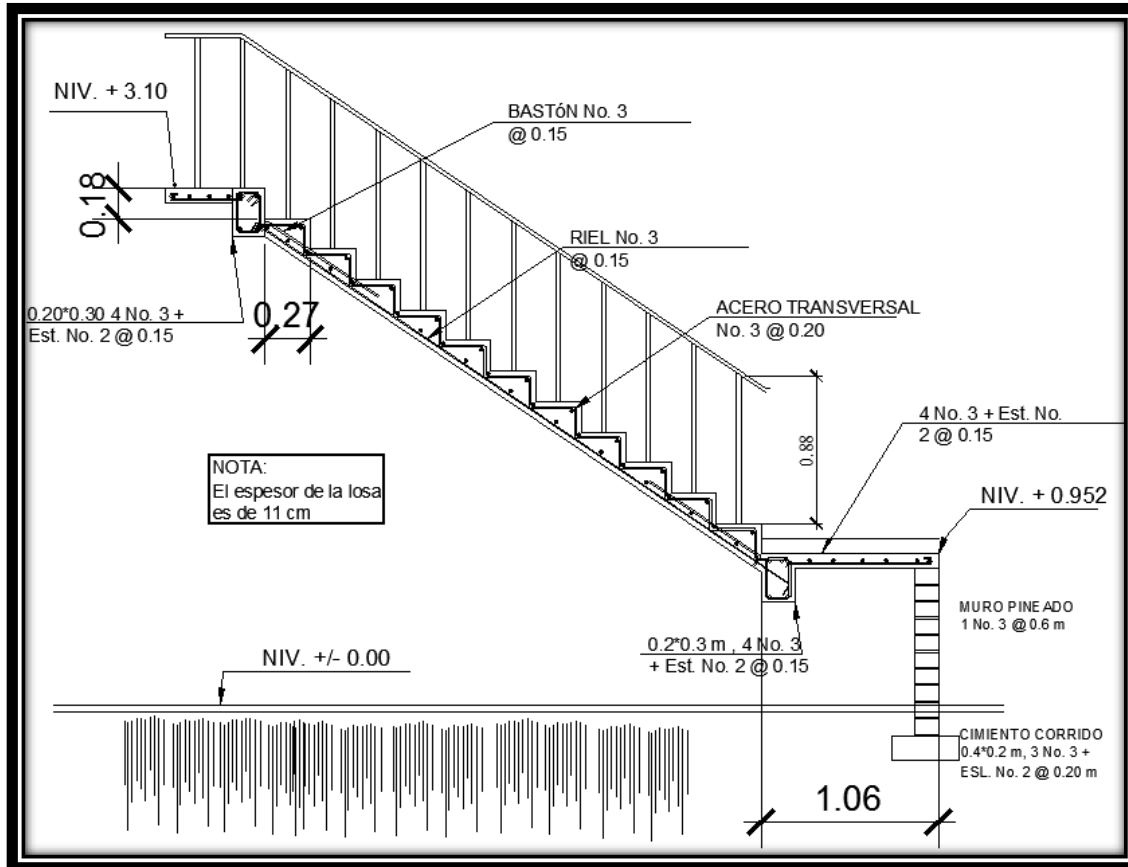
$$S_{\text{máx}} = 2 * t = 2 * 11 = 22 \text{ cm}; \text{Varilla No. 3 @ } 0,20 \text{ m}$$

Figura 43. Sección transversal A-A', módulo de gradas



Fuente: elaboración propia.

Figura 44. Sección transversal B-B', módulo de gradas



Fuente: elaboración propia.

2.4. Diseño de instalaciones

2.4.1. Agua potable

El proyecto se proveerá de agua potable en cantidad y presión suficiente para satisfacer las necesidades y servicio de los usuarios, de acuerdo con los siguientes requisitos mínimos:

- El servicio de agua potable será continuo durante 12 horas del día
- La dotación mínima aceptable es de 200 litros/persona/día
- Son aceptables redes de distribución diseñados por circuitos cerrados
- En puntos estratégicos de fácil acceso, deben instalarse válvulas de control, que permitan aislar tramos de tubería para operaciones de mantenimiento; sin que para esto sea necesario cortar el servicio de agua a todo el edificio.
- Las tuberías deben colocarse lo más apartado posible de las de drenaje y nunca a nivel inferior que estas.
- En los puntos de cruce entre tubería de agua y drenaje, las primeras deben quedar por lo menos 20 cm, por encima protegidas con mortero o concreto en una longitud de 1 m, a cada lado del cruce.
- Cuando la presión y el servicio de agua no sean suficientes, se instalaran sistemas que proporcionen un abastecimiento adecuado; siendo estos tanques o cisternas con equipos hidroneumáticos.

Tabla XIII. **Equivalencias de gastos en tuberías de agua, tomando como unidad la tubería de ½” de diámetro, para las mismas condiciones de pérdida de presión y para una presión dada**

Diámetro del tubo en pulgadas	Número de tubos de ½” con la misma capacidad
1/2	1
3/4	2.9
1	6.2
1 1/4	10.9
1 1/2	17.4
2	37.8
2 1/2	65.5

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos.
Guía para las instalaciones sanitarias en edificios, p. 58.

Cálculo de subramales

Dependiendo del aparato sanitario, se le asigna un diámetro en pulgadas a cada sub ramal, en este caso se asignaron de la siguiente manera:

Lavamanos $\frac{1}{2}$ "

Inodoro con tanque $\frac{1}{2}$ "

Lavadero de cocina $\frac{1}{2}$ "

Pila $\frac{1}{2}$ "

Chorros para patio $\frac{1}{2}$ "

Cálculo de ramales

Utilizando la tabla XIII, se le asigna un número (equivalencia) a cada sub-ramal en función de su diámetro obtenido anteriormente quedando de la siguiente manera:

- $\frac{1}{2}$ " = 1,0
- $\frac{3}{4}$ " = 2,9
- 1" = 6,2

Luego, empezando desde el punto más alejado con respecto al alimentador principal, se analiza ramal por ramal y en función de los números anteriores, se calcula el diámetro quedando de la siguiente manera:

Se concluye que el tipo de tubería a utilizar será de cloruro polivinilo PVC de $\frac{3}{4}$ " de diámetro para ramales principales y PVC de $\frac{1}{2}$ " de diámetro para las conexiones a los artefactos sanitarios (tabla XIV).

Tabla XIV. **Cálculo de diámetro de tubería de agua potable**

Tramo	Equiv.	Diámetro	Tramo	Equiv.	Diámetro
36-35	1	1/2"	2-1	1	1/2"
35-34	2	3/4"	1-acometida	2	3/4"
34-33	2	3/4"	37-16	2	3/4"
33-29	2	3/4"	16-17	2	3/4"
29-28	2	3/4"	17-18	2	3/4"
28-27	2	3/4"	18-8	2	3/4"
27-26	2	3/4"	8-7	1	1/2"
26-25	1	1/2"	24-23	2	3/4"
25-31	1	1/2"	23-22	1	1/2"
30-31	1	1/2"	22-21	1	1/2"
31-32	1	1/2"	21-20	1	1/2"
32-15	2	3/4"	20-19	1	1/2"
15-6	2	3/4"	14-13	2	3/4"
6-5	1	1/2"	13-12	1	1/2"
5-4	1	1/2"	12-11	2	3/4"
4-3	2	3/4"	11-10	2	3/4"
3-2	1	1/2"	10-9	2	3/4"

Fuente: elaboración propia.

Cálculo de la línea principal

De acuerdo con la tabla XV se le asigna un número de unidades de gasto o unidades Hunter (UH) a cada uno de los artefactos sanitarios en función de su tipo, quedando de la siguiente manera:

Lavamanos	1
Lavadero de cocina	3
Inodoro con tanque	3
Pila	3
Chorros para patio	1

Tabla XV. **Unidades de gasto para el cálculo de las tuberías de distribución de agua en los edificios**

Pieza	Tipo	Unidades de gasto
Tina	Llave normal	2
Lavadora	Eléctrica	3
Ducha	Llave normal	2
Inodoro	Con tanque	3
Inodoro	Con válvula semiautomática	6
Lavadero	Cocina	3
Lavadero	Repostero	3
Lavaplatos	Combinación	3
Lavamanos	Llave normal	1
Urinario	Con tanque	3
Urinario	Con válvula semiautomática	5

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos.
 Guía para las instalaciones sanitarias en edificios. p. 48.

De esta manera la cantidad de UH por nivel será de:

Primer nivel

6 lavamanos x 1 UH -----	6 UH
6 inodoros con tanque x 3 UH -----	18 UH
1 pila x 3 UH-----	3 UH
1 lavadero de cocina x 3 UH-----	3 UH
Total -----	30 UH

Segundo nivel

4 lavamanos x 1 UH -----	4 UH
6 inodoros con tanque x 3 UH -----	18 UH
Total -----	22 UH

Azotea nivel

4 lavamanos x 1 UH -----	4 UH
5 inodoros con tanque x 3 UH -----	15 UH
2 mingitorios x 3 UH-----	6 UH
2 chorros para patio x 1 UH-----	2 UH
Total -----	27 UH

El número de UH totales será:

$$30 \text{ UH} + 22 \text{ UH} + 27 \text{ UH} = 79 \text{ UH} \text{ (51 UH con tanque y 28 UH con válvula)}$$

Con el número total de UH y utilizando la tabla XVI, se tiene un gasto probable de 2,65 l/s (1,14 unidades con tanque y 1,51 unidades con válvula)

Estimando una velocidad de 1 m/s, una altura de niveles de 3,10 y tubería de PVC, se calcula el diámetro para cada tramo mediante la fórmula siguiente:

$$D = \sqrt[4,87]{\frac{1\,743,811 \times L \times Q^{1,85}}{C^{1,85} \times h_f}}$$

El diámetro a usar para la línea de distribución que alimenta los diferentes niveles será de 1”.

Tabla XVI. **Gasto probable para la aplicación del método de Hunter (l/s)**

No.	Gasto		No.	Gasto	
	Tanque	Válvula		Tanque	Válvula
3	0.12	---	40	0.91	1.74
4	0.16	---	42	0.95	1.78
5	0.23	0.91	44	1.00	1.82
6	0.25	0.94	46	1.03	1.84
7	0.28	0.97	48	1.09	1.92
8	0.29	1.00	50	1.13	1.97
9	0.32	1.03	55	1.19	2.04
10	0.34	1.06	60	1.25	2.11
12	0.38	1.12	65	1.31	2.17
14	0.42	1.17	70	1.36	2.23
16	0.46	1.22	75	1.41	2.29
18	0.50	1.27	80	1.45	2.35
20	0.54	1.33	85	1.50	2.40
22	0.58	1.37	90	1.56	2.45
24	0.61	1.42	95	1.62	2.50
26	0.67	1.45	100	1.67	2.55
28	0.71	1.51	110	1.75	2.60
30	0.75	1.55	120	1.83	2.72
32	0.79	1.59	130	1.91	2.80
34	0.82	1.63	140	1.98	2.85
36	0.85	1.67	150	2.06	2.95
38	0.88	1.70	160	2.14	3.04

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos.
 Guía para las instalaciones sanitarias en edificios, p. 50.

2.4.2. Drenaje sanitario

La función del sistema de drenaje en el edificio consistirá en eliminar con seguridad y rapidez los desechos sólidos, de acuerdo con los siguientes requisitos mínimos:

- Deberá dotarse de un sistema separativo de drenajes, que garantice la correcta evacuación y disposición de las aguas negras y pluviales.
- El objetivo del drenaje sanitario es la evacuación de las aguas residuales provenientes de sanitarios, cocinas y otros, debiendo diseñarse de acuerdo con los requisitos siguientes:

Tabla XVII. **Diámetros mínimos de tubería por accesorio sanitario**

Artefacto	Diámetro mínimo
Inodoro	3"
Lavamanos	1 ½"
Mingitorio	1 ½"
Pila	2"
Reposadera de piso	1 ½"

Fuente: elaboración propia.

Las tuberías enterradas deben tener una pendiente mínima de 2% y una máxima de 6%.

Tabla XVIII. **Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones simples y sifones de descarga**

Tipo de mueble o aparato	Unidades de descarga			Diámetro mín. del sifón y derivación		
	Clase			Clase		
	1ra	2da	3ra	1ra	2da	3ra
Lavado	1	2	2	1 1/4	1 1/4	1 1/4
Inodoro	4	5	6	3	3	3
Tina	3	4	4	1 1/4	2	2
Bidet	2	2	2	1 1/4	1 1/4	1 1/4
Cuarto de baño completo	7	---	---	3	3	3
Regadera	2	3	3	1 1/4	2	2
Urinario suspendido	2	2	2	1 1/4	1 1/4	1 1/4
Urinario vertical	---	4	4	---	2	2
Fregadero de viviendas	3	---	---	1 1/4	---	---
Fregadero de restaurante	---	8	8	---	3	3
Lavadero (ropa)	3	3	---	1 1/4	1 1/4	---
Vertedero	---	8	8	4	4	---
Bebadero	1	1	1	1 1/4	1 1/4	1 1/4
Lavaplatos de casa	2	---	---	1 1/2	---	---
Lavaplatos comercial	---	4	---	---	---	2

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos.
 Guía para las instalaciones sanitarias en edificios, p. 71.

Utilizando la tabla XVIII, se le asigna un número de unidades mueble (UM) y un diámetro de tubería a cada aparato sanitario, dependiendo la clase de instalación, en este caso es una instalación de primera clase, quedando de la siguiente manera:

Tabla XIX. **Cálculo del diámetro de las derivaciones simples para drenaje**

Tipo de mueble o aparato	Número de unidades mueble (um)	Diámetro (pulgada)
Lavamanos	1	1 1/4"
Inodoro con tanque	4	3"
Lavadero de cocina	3	1 1/4"
Drenaje de piso	3	3"
Pila	3	2"

Fuente: elaboración propia.

Tabla XX. **Caudales base de los artefactos sanitarios**

Designación de los aparatos	Caudal base l/s
Bidé, Lavapiés	0.50
Lavado	0.75
Fregadero, lavadero	0.75
Ducha	0.50
Bañera	1.50
Urinario	1.00
Inodoro no sifónico	1.50
Inodoro sifónico	2.00

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos.
Guía para las instalaciones sanitarias en edificios. p. 73.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se determina utilizar un diámetro de 3" para todas las derivaciones simples.

Tabla XXI. **Dimensiones para circuitos horizontales de ventilación**

Diámetro del circuito				
1 1/2"	2"	2 1/2"	3"	4"
Máxima longitud horizontal en pies				
20				
15	40			
10	30			
---	20	40	100	
---	---	40	100	
---	---	16	80	
---	7	20	52	200
---	6	18	50	180
---	---	14	36	140

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos.
 Guía para las instalaciones sanitarias en edificios. p. 68.

Tabla XXII. **Diámetros y longitudes para circuitos verticales de ventilación**

Diámetro de desagüe vertical (plg)	Máximo No. de unidades	Diámetro de tubería requerida							
		1 1/4"	1 1/2"	2"	2 1/2"	3"	4"	5"	6"
		Máxima longitud horizontal en pies							
2	12	3	75	20					
2	20	2	50	15					
2 1/2	42		30	10	30				
3	10		30	10	20	60			
3	30			60	20	50			
3	6			50	80	40			
4	100			35	10	26	100		
4	200			30	90	25	900		
4	500			20	70	18	700		
5	200				35	80	350	100	

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos.
 Guía para las instalaciones sanitarias en edificios. p. 69.

Cálculo de las derivaciones en colector o columnas

Se calcula el número de UM por cada apartamento, con la tabla XIX y de acuerdo con la tabla XX se estima un caudal por aparato y por nivel de la siguiente forma:

Primer nivel:

6 lavamanos x 1 UH -----	6 UM	0,75	= 4,5 l/s
6 inodoros con tanque x 4 UH -----	24 UM	2,00	= 12,0 l/s
1 pila x 3 UH-----	3 UM	0,75	= 0,75 l/s
1 lavadero de cocina x 3 UH-----	3 UM	0,75	= 0,75 l/s
Total -----	36UM		= 18,0 l/s

Segundo nivel:

4 lavamanos x 1 UH -----	4 UM	0,75	= 3,0 l/s
6 inodoros con tanque x 4 UH -----	24 UM	2,00	= 12,0 l/s
Total -----	28 UM		=15,0 l/s

Azotea nivel:

4 lavamanos x 1 UH -----	4 UM	0,75	= 3,0 l/s
5 inodoros con tanque x 4 UH -----	20 UM	2,00	= 10,0 l/s
2 mingitorios x 3 UH-----	6 UM	1,00	= 2,0 l/s
Total -----	30UM		= 15,0 l/s

De acuerdo con la tabla XXI y XXII se tiene para la tubería vertical de la azotea al segundo nivel y del segundo nivel al primer nivel un diámetro de 3" y para el nivel 1 un diámetro de 4".

2.4.3. Drenaje pluvial

El objetivo del drenaje pluvial es la evacuación de las aguas provenientes de la escorrentía producida por la precipitación pluvial, debiendo diseñarse el sistema de acuerdo con los requisitos siguientes:

- Las bajadas deben ubicarse si es posible en paredes que den al exterior de la edificación, protegidas con mortero, concreto u otro material.
- Los diámetros requeridos para tuberías horizontales son aceptables de 3" en áreas interiores y 4" para áreas exteriores.

Se dispondrán seis bajadas de agua pluvial para drenar el techo del edificio y el diámetro de cada una de ellas se calcula de la siguiente manera:

Por ser una superficie impermeable de techos se estimará una C (Relación entre la escorrentía y la cantidad de lluvia caída en el área) de 1, debido a que se quiere 0% de infiltración. Estimando una frecuencia de ocurrencia de 20 años, un tiempo de concentración de $t = 5$ minutos y como el edificio está ubicado en las cercanías de la ciudad capital, para el cálculo de la intensidad de lluvia se utiliza la fórmula para la zona pacífica, así:

$$I = \frac{6\,889,1}{t+39,5}$$

Obteniendo una $I = 154,81$ mm/hora

El área a drenar por cada bajada será de 30,63 m² o 0,0031 hectáreas, que es la sexta parte del área total de la azotea, encontrando el caudal con la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{C.I.A.}{360}$$

Obteniendo un caudal de $Q = 0,00133 \text{ m}^3/\text{s} = 1,33 \text{ l/s}$ luego, se calcula el diámetro de la tubería, por medio de la fórmula de Manning, de la siguiente manera:

$$D = \left(\frac{691\,000 \times Q \times n}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Como se utilizará tubería de PVC, se estima un coeficiente de rugosidad $n = 0,009$, se estimará una pendiente de 0,5%, quedando:

Diámetro de 5,96 cm = 2,35"

Se recomienda utilizar tubería de PVC de 3" de diámetro.

2.4.4. Instalaciones eléctricas

Con base en el manual de Normas para acometidas de servicio eléctrico de la Empresa Eléctrica de Guatemala (EEGSA), en la sección V: apartamentos, edificios, centros comerciales y construcciones similares. Normas y códigos para instalación comercial:

Acometida

Conjunto de conductores, componentes y materiales utilizados para transmitir la electricidad desde las líneas de distribución de la empresa eléctrica.

La instalación de la acometida consta de los siguientes elementos básicos:

- Poste de distribución
- Poste de acometida
- Cables de acometida
- Contador o medidor
- Caja *socket* para contador
- Medios de protección
- Tableros de distribución

De acuerdo con lo anterior, se colocará un contador y un tablero principal con tierra física.

Para conexión de electrodos a tierra se debe colocar una varilla de cobre de una longitud mínima de 2,5 metros y $\frac{1}{2}$ " de diámetro.

Circuitos

Según la norma, los circuitos de iluminación y tomacorrientes se protegerán con un flipón de 15 a 20 amperios por cada 8 unidades como máximo, basándose principalmente en lo que determinen los cálculos.

Se consideró el método del total de potencia que son los watt o kilowatt que suman todas las lámparas, tomacorrientes y el resto de conexiones eléctricas y, así lograr la iluminación adecuada en cada área específica.

14 bombillas de 125 watt + 21 lámparas de 160 watt + 3 reflectores de 150 watt
= 5 560 watt

46 tomacorrientes de 300 watt cada uno = 13 800 watt

Sumatoria = 19 360 watt

Con base en lo especificado por la norma, y teniendo una potencia de 19 360 watt, se colocarán 18 circuitos, 9 para iluminación y 9 para fuerza.

Conductores

El calibre de los conductores será de acuerdo estrictamente al cálculo respectivo, pero en ningún momento podrá ser menor de 12 AWG, TW.

Para el cálculo del calibre de la iluminación, se debe determinar la corriente de los circuitos para cada nivel:

(1 circuito) 160 watt * 4 lámparas + 150 * 1 reflector = 790 watt

$$I_{\text{alumbrado}} = \frac{P}{V} = \frac{790 \text{ watt}}{120} = 6,58 \text{ A}$$

Tomando en cuenta que la longitud promedio entre cada bombilla es de 5,00 metros, se determina que el calibre del conductor requerido para cargas nominales de 120 v con un 5% de caída de voltaje es 12 AWG, TW.

Para el cálculo del calibre de fuerza, se debe determinar la corriente del circuito para cada nivel, tomando en cuenta el uso simultaneo de los tomacorrientes y la conexión de computadoras:

(1 circuito) 300 watt * 6 tomacorrientes = 1 800 watt

$$I_{\text{fuerza}} = \frac{P}{V} = \frac{1\,800 \text{ watt}}{120} = 15 \text{ A}$$

Tomando en cuenta que la longitud promedio entre cada tomacorriente es de 5 metros, se determina que el calibre del conductor requerido para cargas nominales de 120 V con un 2% de caída de voltaje es 12 AWG, TW.

Debido a que la corriente es de 6,58 A para iluminación y de 15 A para fuerza, se colocará un flipón de 15 A por cada circuito de iluminación y 20 A por cada circuito de fuerza, dando como resultado es uso de 9 flipón de 15 A y 9 flipón de 20 A.

Tubería y ductos

Se utilizará tubería plástica (poliducto), en caso de quedar enterrada o bajo tierra, se deberá proteger con concreto pobre, las uniones deberán ser completamente impermeables.

Dependiendo del calibre y el número de conductores que pasan por el tubo, así será el diámetro requerido.

2.5. Planos constructivos

Se elaboraron 9 planos (apéndice 1), los cuales especifican detalladamente la edificación, los cuales son:

- Planta arquitectónica y elevaciones
- Planta acotada
- Planta de acabados
- Planta de cimentación y columnas
- Planta de vigas y armado de losas
- Detalle de vigas y armado gradas
- Corte de muros y detalle de columnas y zapatas
- Planta instalación hidráulica y de drenajes
- Planta de instalación eléctrica fuerza e iluminación

2.6. Presupuesto

El presupuesto se elaboró con base en precios unitarios, aplicando un 30% de costos indirectos, en los cuales se incluyen gastos de administración, supervisión y utilidades. Los precios de los materiales se obtuvieron mediante cotizaciones en centros de distribución de la región y la mano de obra tanto calificada como no calificada, se aplicó la que se asigna para casos similares en la región.

Tabla XXIII. Presupuesto de edificación para guardería

No	Renglón	Unidad	Cantidad	P.U. (Q)	Total (Q)
1	Trabajos preliminares				
1.1	Nivelación de terreno	m ²	180,00	88,79	15 982,20
1.2	Trazo y estaqueado	ml	116,59	29,00	3 381,11
2	Cimentación				
2.1	Zapatas tipo z1	unidad	12,00	2 931,52	35 178,24
2.2	Zapatas tipo z2	unidad	6,00	3 056,14	18 336,84
2.3	Cimiento corrido	ml	116,59	275,94	32 171,84
3	Columnas				
3.1	Columna tipo c1	ml	73,80	924,05	68 194,89
3.2	Columna tipo c2	ml	55,80	749,19	41 804,80
3.3	Columna tipo c3	ml	7,80	163,43	1 274,75
3.4	Columna tipo c4	ml	4,80	619,10	2 971,68
3.5	Columna tipo c5	ml	7,20	384,00	2 764,80
3.6	Columna tipo c6	ml	915,20	35,70	32 672,64
4	Soleras				
4.2	Solera tipo dintel	ml	1,80	283,23	509,81
4.3	Solera tipo u	ml	990,32	65,80	65 163,06
4.4	Solera de remate	ml	75,41	174,21	13 137,18
5	Vigas				
5.01	Viga tipo v1x 2n	ml	13,41	661,40	8 869,37
5.02	Viga tipo v2x 2n	ml	13,41	668,76	8 968,07
5.03	Viga tipo v3x 2n	ml	13,41	655,03	8 783,95
5.04	Viga tipo v4x 2n	ml	13,41	647,71	8 685,79
5.05	Viga tipo v5x 2n	ml	13,41	647,71	8 685,79
5.06	Viga tipo v1x 1n	ml	13,41	725,84	9 733,51
5.07	Viga tipo v2x 1n	ml	13,41	715,00	9 588,15
5.08	Viga tipo v3x 1n	ml	13,41	722,38	9 687,12
5.09	Viga tipo v4x 1n	ml	13,41	708,88	9 506,08
5.1	Viga tipo v5x 1n	ml	13,41	743,64	9 972,21
5.11	Viga tipo v1y 2n	ml	20,10	628,37	12 630,24
5.12	Viga tipo v2y 2n	ml	20,10	594,30	11 945,43
5.13	Viga tipo v1y 1n	ml	20,10	613,85	12 338,39
5.14	Viga tipo v2y 1n	ml	20,10	503,86	10 127,59

Continuación tabla XXIII.

5.15	Viga tipo cenefa v1	ml	25,20	284,83	7 177,72
5.16	Viga tipo cenefa v2	ml	261,00	224,74	58 657,14
6	Losas				
6.1	Losa 1er. Nivel	m ²	146,74	583,85	85 671,81
6.2	Losa 2do. Nivel	m ²	146,74	591,10	86 735,65
6.3	Losa baño azotea	m ²	21,10	598,19	12 624,13
7	Muros				
7.1	Levantado de ladrillo	m ²	510,00	232,26	118 452,60
8	Instalaciones eléctricas				
8.1	Acometida eléctrica	global	1,00	12 674,76	12 674,76
8.2	Fuerza (incluye cableado y colocación de placas)	unidad	46,00	1 166,61	53 664,06
8.2	Iluminación (incluye cableado y colocación de lámparas e interruptores)	unidad	39,00	707,04	27 574,56
9	Módulo de gradas (incluye baranda)				
9.1	Módulo primer nivel	global	1,00	9 678,73	9 678,73
9.2	Módulo segundo nivel	global	1,00	17 127,33	17 127,33
10	Instalación puertas				
10.1	Puertas p-1 principal	unidad	1,00	5 063,77	5 063,77
10.2	Puertas p-2 madera (2,10x0,90)	unidad	9,00	2 314,86	20 833,74
10.3	Puertas p-3 madera (2,10x1,00)	unidad	4,00	2 546,36	10 185,44
10.4	Puertas p-4 madera (2,10x0,75)	unidad	19,00	2 083,38	39 584,22
11	Instalación ventanas				
11.1	Ventana tipo 1	m ²	15,55	578,72	9 000,25
11.2	Ventana tipo 2	m ²	59,20	752,34	44540,03
12	Acabados				
12.1	Tallado de columnas y vigas	m ²	524,93	111,98	58 781,10
12.2	Pintura	m ²	524,93	70,48	36 996,71
12.3	Impermeabilizante (ladrillo)	m ²	1020,00	64,23	65 514,60
12.4	Colocación piso	m ²	306,58	189,54	58 108,39
13	Instalación hidráulica				
13.1	Acometida hidráulica	global	1,00	3 822,92	3 822,92

Continuación tabla XXIII.

13.2	Colocación tubería 3/4"	ml	112,00	50,75	5 684,00
13.3	Colocación tubería 1/2"	ml	65,00	43,79	2 846,35
14	Artefactos sanitarios				
14.1	Inodoros	unidad	17,00	1 266,68	21 533,56
14.2	Pila	unidad	1,00	704,10	704,10
14.3	Lavamanos	unidad	16,00	1 094,57	17 513,12
14.4	Mingitorios	unidad	2,00	1 711,94	3 423,88
14.5	Grifos de 1/2"	unidad	2,00	308,85	617,70
15	Instalación drenajes				
15.1	Cajas de registro	unidad	14,00	308,85	4 323,90
15.2	Colocación tubería 4"	ml	40,00	513,82	20 552,80
15.3	Colocación tubería 3"	ml	140,00	182,25	25 515,00
15.4	Colocación tubería 2"	ml	30,00	116,66	3 499,80
15.5	Colocación de reposaderas	unidad	15,00	98,33	1 474,95
16	Limpieza general	global	1,00	221,00	221,00
	Total				1 423 445,35

Fuente: elaboración propia.

2.7. Evaluación de impacto ambiental

Es el procedimiento técnico-administrativo que sirve para identificar, prevenir e interpretar los impactos ambientales que producirá un proyecto en su entorno en caso de ser ejecutado, todo ello con el fin de que la administración competente pueda aceptarlo, rechazarlo o modificarlo.

- Impactos ambientales de la construcción de edificaciones

Dentro de las actividades industriales, la construcción es la mayor consumidora, junto con la industria asociada, de recursos naturales y una de las principales causantes de la contaminación atmosférica.

Por lo tanto, la aplicación de criterios de construcción sostenible de las edificaciones se hace imprescindible para el respeto del medio ambiente y el desarrollo de las sociedades actuales y futuras.

En el apartado del consumo energético, hay que señalar que la actividad de construcción como tal, no consume mucha energía en comparación con otras actividades humanas. Sin embargo, la consecución y procesamiento de los materiales de construcción y la utilización diaria de edificios e infraestructuras constituye de manera indirecta una de las actividades humanas más intensivas en consumo energético.

En este sentido, el hecho de que las edificaciones sean los responsables de aproximadamente el 50% de energía utilizada, les convierte en uno de los principales causantes de las emisiones contaminantes a la atmósfera.

La energía directa e indirecta usada en las viviendas y edificios proviene principalmente de la generación por medio de hidroeléctricas y de la combustión de combustibles fósiles, que contribuyen de manera muy importante a la contaminación atmosférica, principalmente anhídrido carbónico, óxidos de azufre y de nitrógeno, compuestos orgánicos volátiles (COV), monóxido de carbono, óxido nitroso y partículas en suspensión.

Las emisiones directas de las edificaciones se centran sobre todo en la actividad de iluminación y operación, mientras que la producción de electricidad en las edificaciones es una de las grandes fuentes de contaminación indirecta. Asimismo, las obras públicas y la construcción de edificaciones se encuentran entre las causas de mayor contaminación acústica en las ciudades, junto con el transporte.

Además, el impacto de las actuales edificaciones, que ocupan cada vez más una mayor parte del territorio, crea un ambiente físico hostil para el desarrollo cotidiano de las actividades de los ciudadanos. En cuanto a los residuos sólidos urbanos, el mayor volumen no se genera en el período de construcción de las edificaciones, sino en su utilización diaria durante su vida útil.

- Medidas de mitigación
 - Diseñar tratando de adecuarse al entorno existente
 - En el momento de iniciar la construcción, señalizar el área
 - Repoblar con árboles nativos de la región, las áreas libres
 - Restringir uso de maquinaria pesada a horas diurnas
 - Utilizar rutas alternas al centro de la población
 - Enterrar las bolsas (envases de cemento y cal) en vez de quemarlas.
 - Fundir y trasladar materiales de construcción en días no festivos o días de plaza.
 - Después de cada jornada de trabajo, limpiar el área (recoger: estacas de madera, tablas con clavos, restos de mezcla, pedazos de hierro, etcétera.
 - Cuando sea posible, limitar el mover tierra solo durante la estación seca.
 - Compactar la tierra removida
 - Establecer letrinas temporales para la cuadrilla de trabajadores
 - Garantizar uso de equipo adecuado de trabajo (guantes, botas, mascarillas, cascos).
 - Incluir botiquín de primeros auxilios

CONCLUSIONES

1. El resultado de la investigación monográfica y diagnóstica en la aldea Boca del Monte, muestra que es una población en crecimiento, cuyo desarrollo se ve afectado por la sobrepoblación que sufre por la cercanía a la capital, siendo un lugar idóneo para alojamiento de migrantes del interior, lo cual provoca muchas necesidades, principalmente de infraestructura en materia de educación, sistemas viales y sanitarios.
2. La construcción del edificio para una guardería, contribuirá a que los habitantes de la aldea Boca del Monte, suplan la necesidad del cuidado de niños en edad preescolar que no cuentan con familiares cerca o disponibles para encargarse de ellos, mientras los padres trabajan.
3. Para el diseño estructural de la edificación, se aplicaron diferentes criterios, tanto técnicos como económicos, en lo particular se le dio más importancia a los que establece el código A.C.I, AGIES, SEAOC, esto con el propósito de garantizar una estructura segura, por estar ubicada en una zona sísmica.
4. La realización del E.P.S. complementa la formación académica del estudiante de ingeniería, en la parte práctica, complementando los conocimientos adquiridos en la facultad, además el hecho de salir hacia las comunidades más pobres del país, hace tomar conciencia de la realidad nacional, con la elaboración de los proyectos se pretende beneficiar directamente a las comunidades en cuestión aportando los estudios necesarios para la ejecución de los mismos.

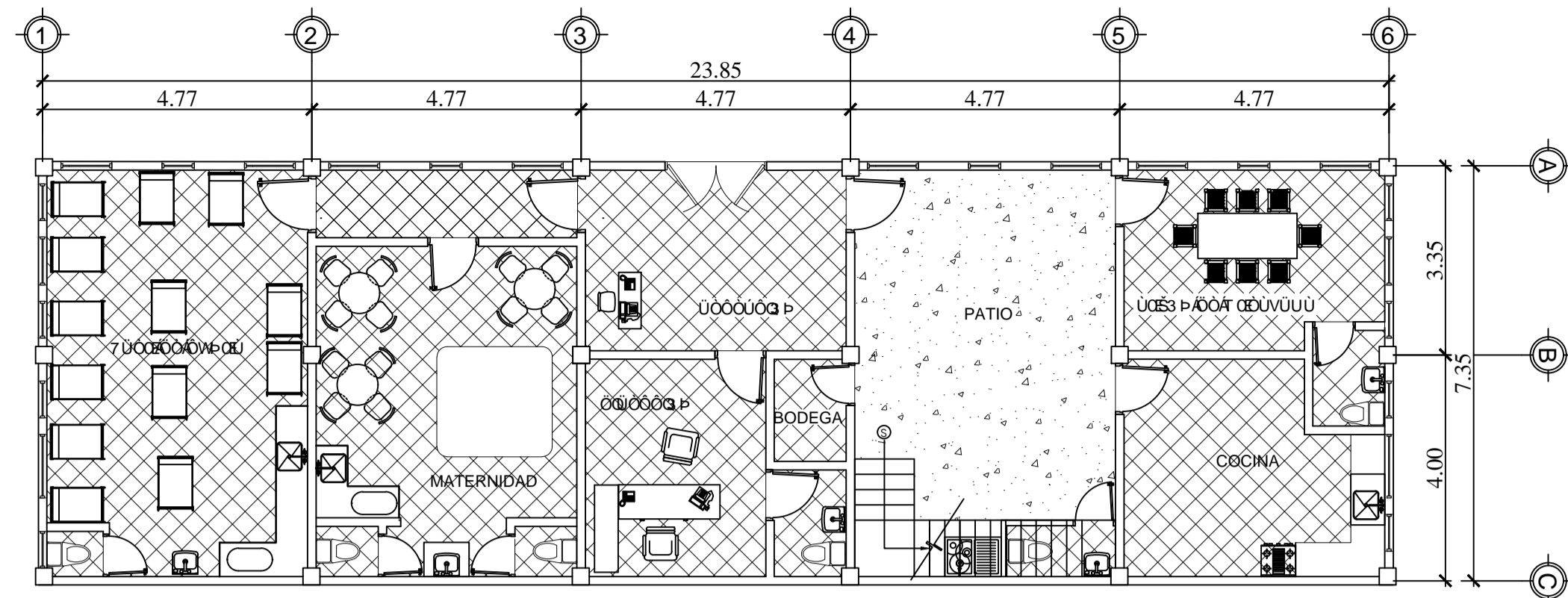
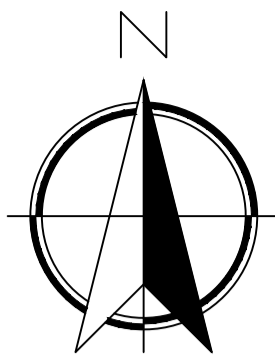
RECOMENDACIONES

1. A la ONG se le recomienda cumplir estrictamente las especificaciones contenidas en los planos, sin introducirle modificaciones a los mismos, ya que muchos de los parámetros son mínimos, alterarlos afectará por completo el diseño.
2. El costo del proyecto se verá afectado de manera directa al momento de ejecutar el mismo, por esta razón es necesario actualizar los costos previos a su contratación.
3. Garantizar la adecuada supervisión técnica del proyecto, a través de un Ingeniero Civil con experiencia en este tipo de obras, para asegurar la calidad de la obra y resguardar la integridad del diseño.
4. Utilizar mano de obra local para la ejecución del proyecto, ya que esto crea fuentes de trabajo en el municipio, así como la compra de materiales, beneficiando así a distintos sectores del mismo.
5. Previo a la construcción de la cimentación, estabilizar el suelo con cal hidratada en una proporción del 6%, (aproximadamente 50 lb de cal x m³ de suelo), asegurándose que la humedad sea adecuada para la compactación.
6. Gestionar los recursos necesarios para darles seguimiento a los proyectos priorizados del diagnóstico participativo.

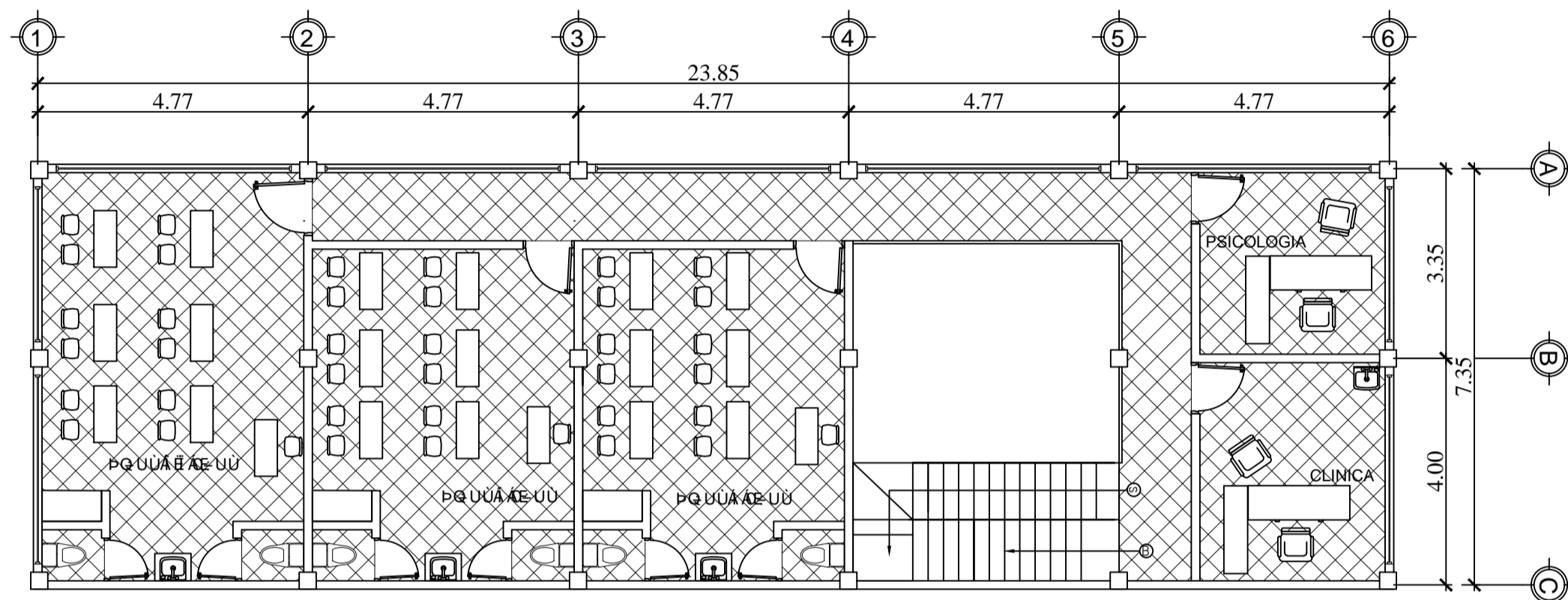
BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. *Reglamento de las construcciones reforzado (ACI 318-2008) y comentarios*. 11^a ed. México D.F: Farmington, 2008. 467 p.
2. BRAJA M., Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 5^a ed. México: International Thomson, 2006. 743 p. ISBN: 9706864814.
3. HIBBELER, Russel Charles. *Análisis estructural*. 3^a ed. México: Prentice Hall, 1997. 754 p. ISBN: 9701700473.
4. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12^a ed. Colombia: McGraw-Hill, 1999. 722 p. ISBN: 958600953X.
5. OCHOA FRANCO, Nelson Estuardo. "Diseño de la edificación de dos niveles para el centro de capacitación de la mujer, Colomba Costa Cuca, Quetzaltenango". Trabajo de graduación de Ing. Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2008. 110 p.
6. VALIENTE LEIVA, Samuel Eduardo. "Diseño de la edificación de dos niveles para el mercado municipal no. 1 y sistema de alcantarillado sanitario para aldea Llano de Ánimas, municipio de Amatitlán Guatemala". Trabajo de graduación de Ing. Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2010. 109 p.

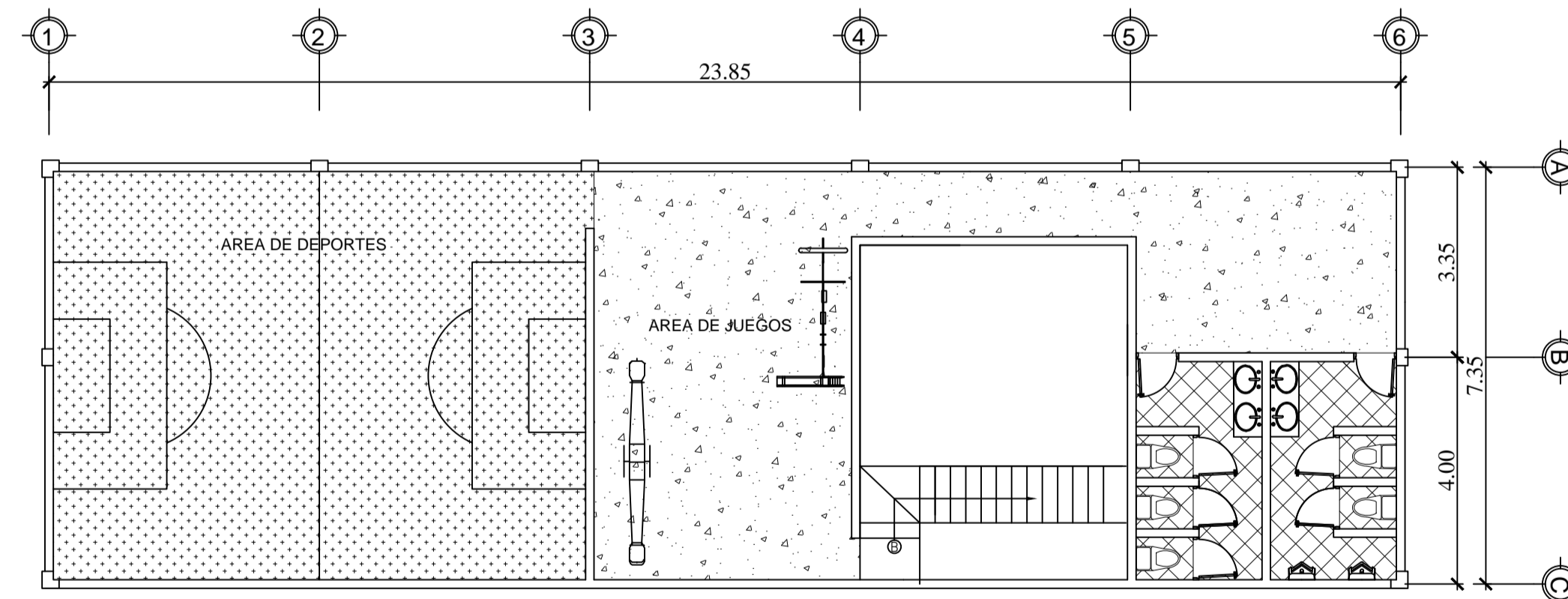
Apéndice 1
(Planos constructivos Edificio para guardería)



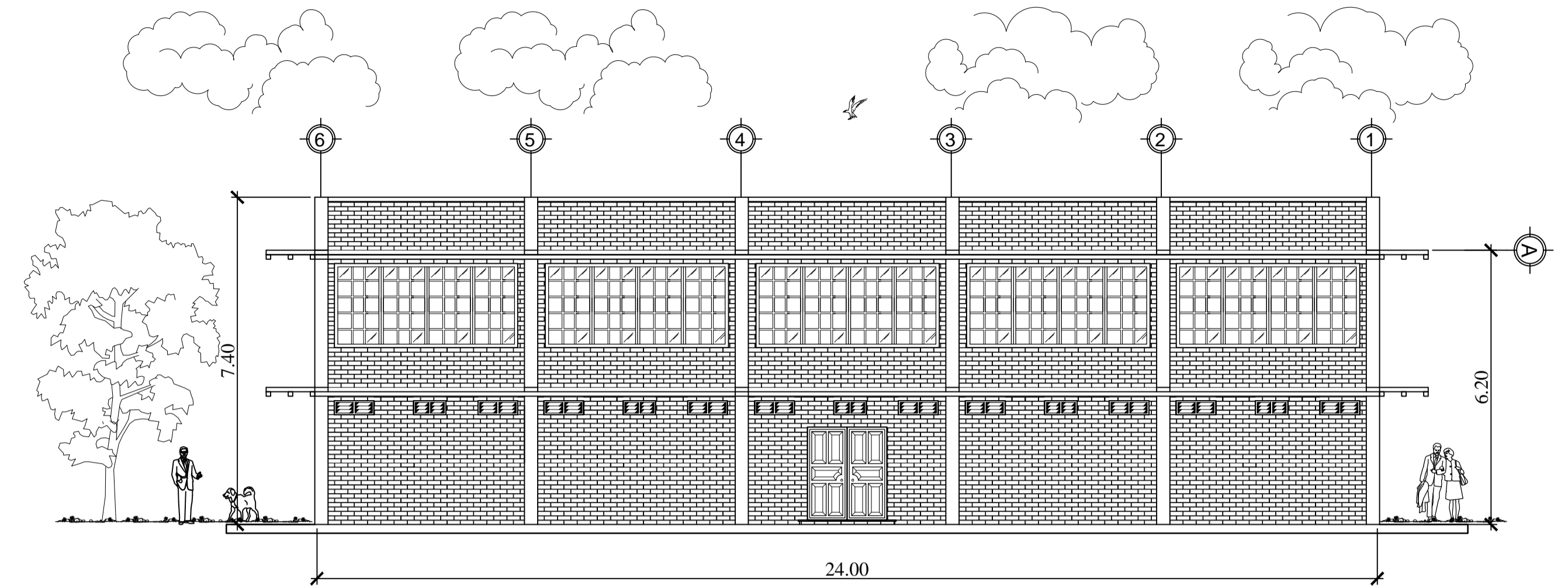
PLANTA AMUEBLADA PRIMER NIVEL Escala 1/100
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA



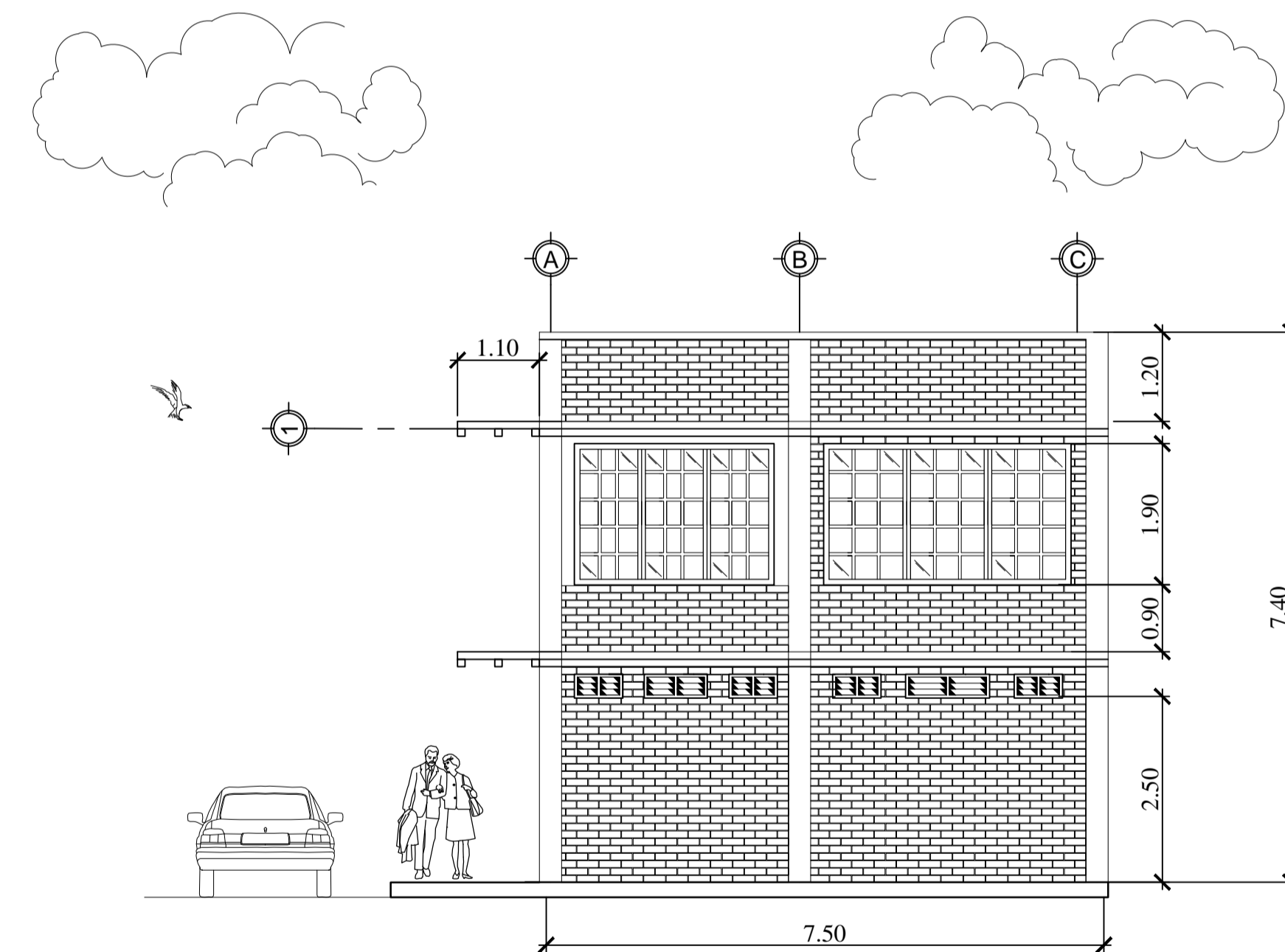
PLANTA AMUEBLADA SEGUNDO NIVEL Escala 1/100
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA



PLANTA AMUEBLADA AZOTEA Escala 1/100
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA



ELEVACION SUR DEL EDIFICIO Escala 1/100
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA



ELEVACION ESTE DEL EDIFICIO Escala 1/75
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA

EPS JULIO 2011

CONTIENE: **PLANTA ARQUITECTÓNICA Y ELEVACIONES**

PROYECTO DE GRADUACIÓN

**ASESOR
ING. JUAN MERCK COS**

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA**



COMUNIDAD
COLONIA SANTA ANITA, BOCA DEL MONTE
VILLA CANALES, GUATEMALA.

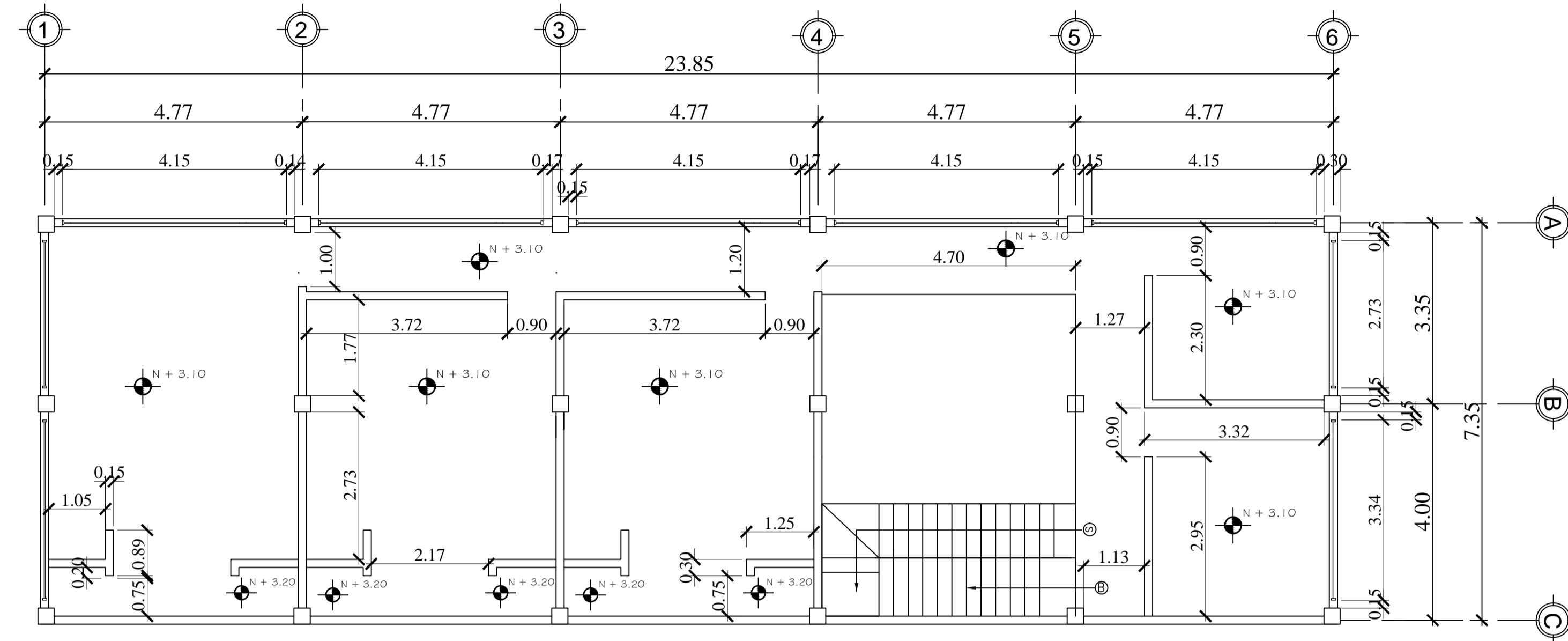
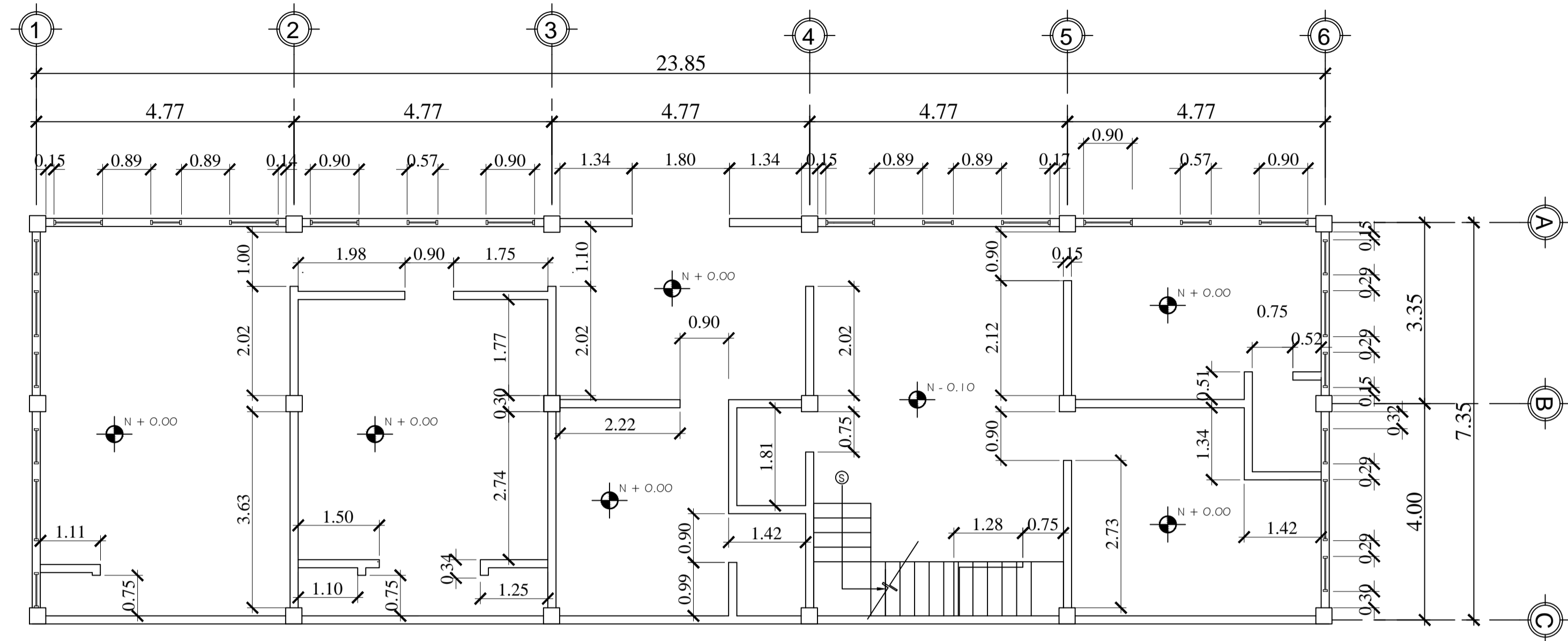
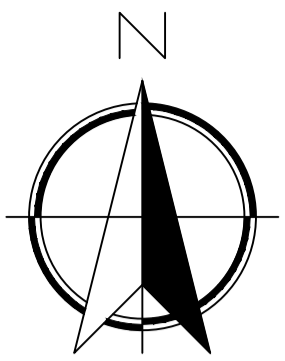
PROYECTO
DISEÑO DE GUARDERIA DE DOS NIVELES

DIBUJO, DISEÑO Y CALCULO
RONALD ENRIQUE URIZAR
MONZÓN

Vo. Bo. Asesor EPS
ING. JUAN MERCK COS

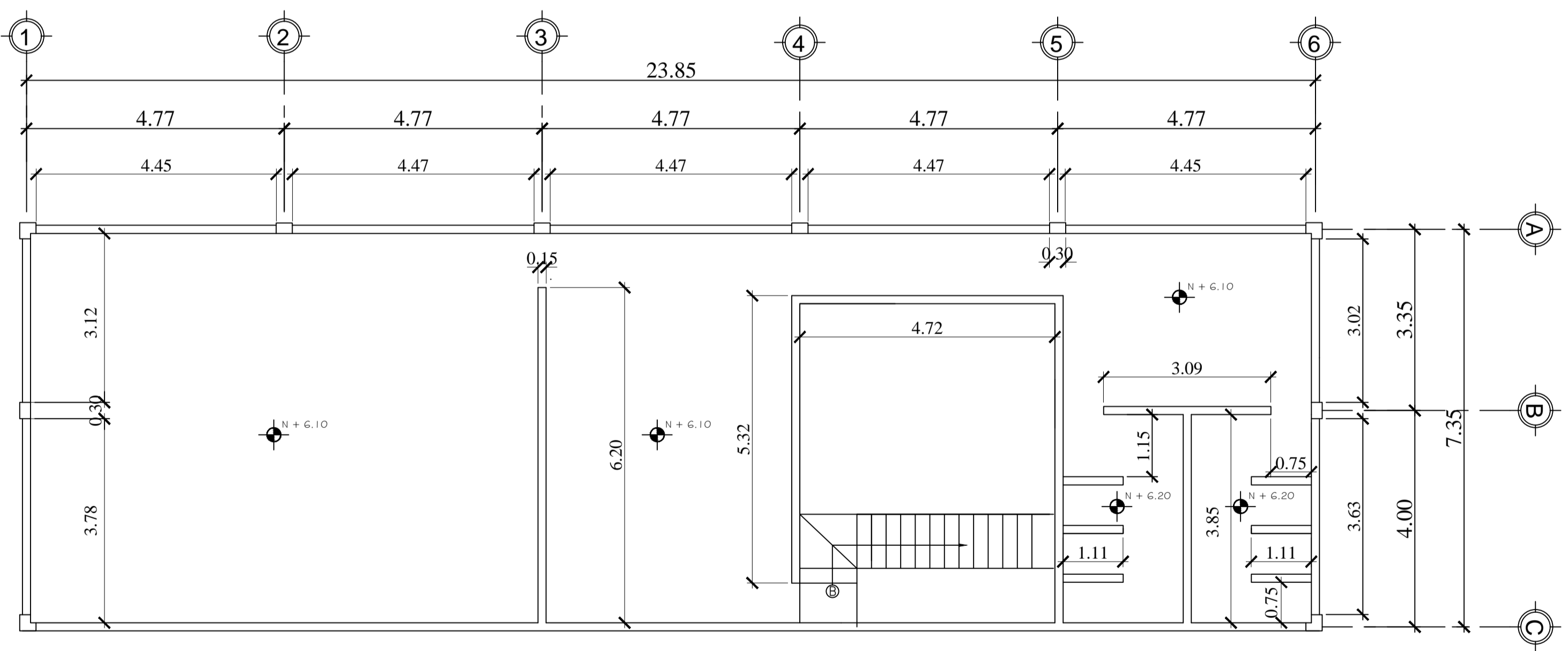
Vo. Bo. Presidente APRODESA
JOSÉ LUIS AYALA MALDONADO

No. **01**
09

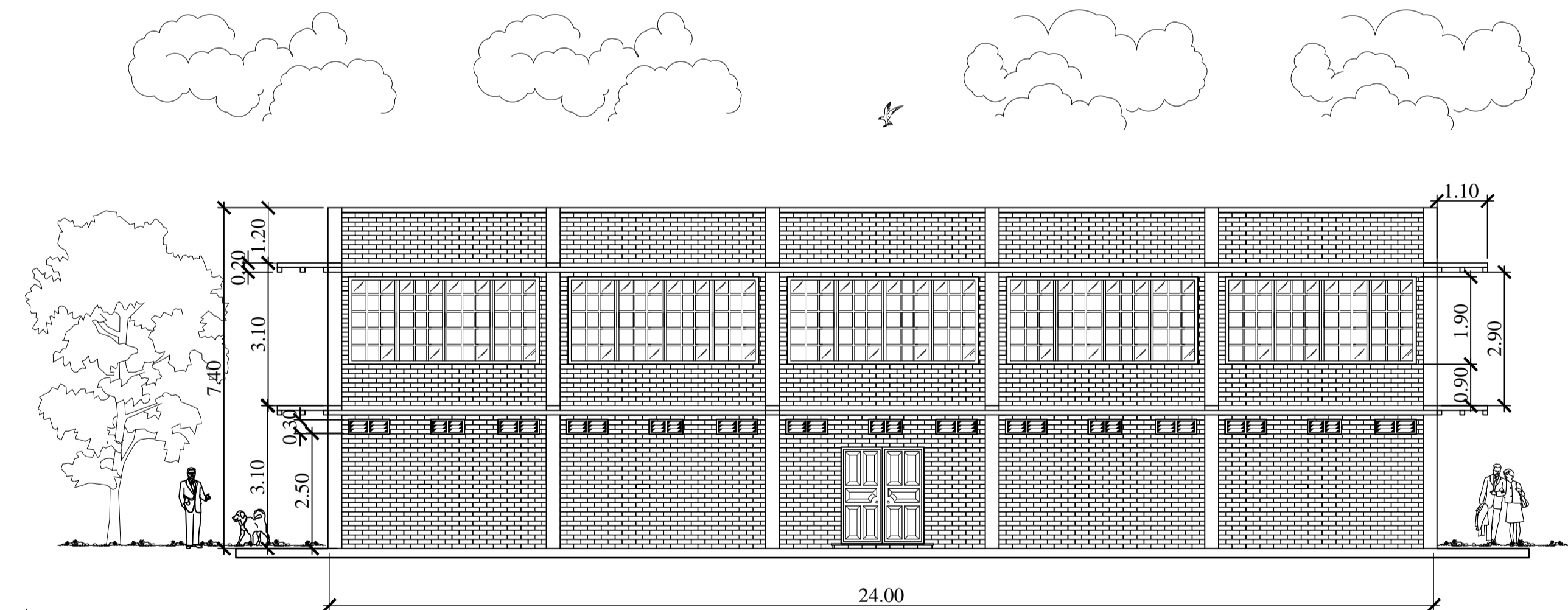


PLANTA ACOTADA PRIMER NIVEL Escala 1/75
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA

PLANTA ACOTADA SEGUNDO NIVEL Escala 1/75
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA



PLANTA ACOTADA AZOTEA Escala 1/75
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA



ELEVACIÓN FRONTAL Escala 1/100
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA

EPS JULIO 2011

CONTIENE:
PLANTA ACOTADA



COMUNIDAD
COLONIA SANTA ANITA, BOCA DEL MONTE
VILLA CANALES, GUATEMALA.

PROYECTO DE
GRADUACIÓN

PROYECTO
DISEÑO DE GUARDERIA DE DOS NIVELES

ASESOR
ING. JUAN MERCK COS

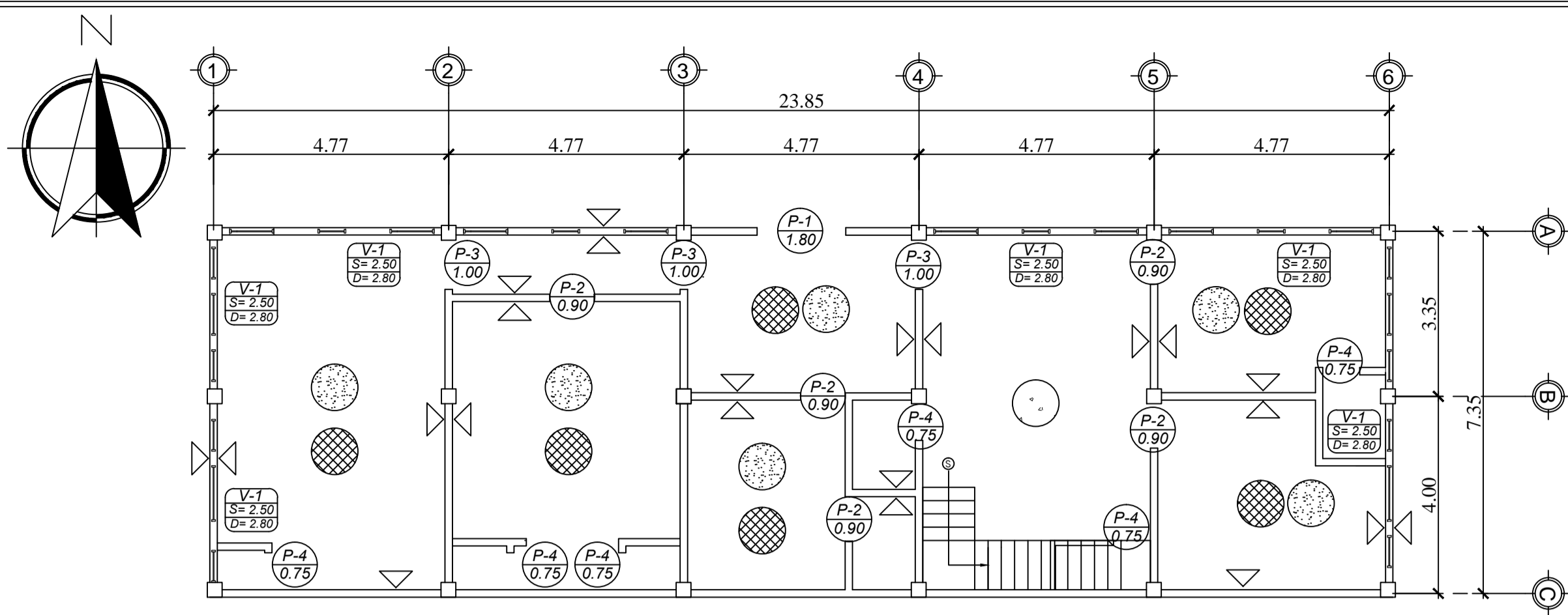
DIBUJO, DISEÑO Y CALCULO
RONALD ENRIQUE URIZAR
MONZÓN

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

Vo. Bo. Asesor EPS
ING. JUAN MERCK COS

Vo. Bo. Presidente APRODESA
JOSÉ LUIS AYALA MALDONADO

No. **02**
09



PLANTA ACABADOS PRIMER NIVEL
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA
Escala 1/100

NOMENCLATURA

P-1
0.90 INDICA TIPO DE PUERTA
INDICA EL ANCHO DE VANO DE PUERTA

V-2
S=1.73 INDICA TIPO DE VENTANA
INDICA ALTURA DE SILLAR
D=3.10 INDICA ALTURA DE DINTEL

INDICA LEVANTADO DE LADRILLO TUBULAR
LIMPIO EN AMBAS CARAS + SELLADOR

INDICA PISO CERAMICO
DE PRIMERA CALIDAD
DE MARCA NACIONAL

INDICA PISO DE CONCRETO

INDICA ACABADO EN CIELO
CERNIDO REMOLINEADO COLOR BLANCO

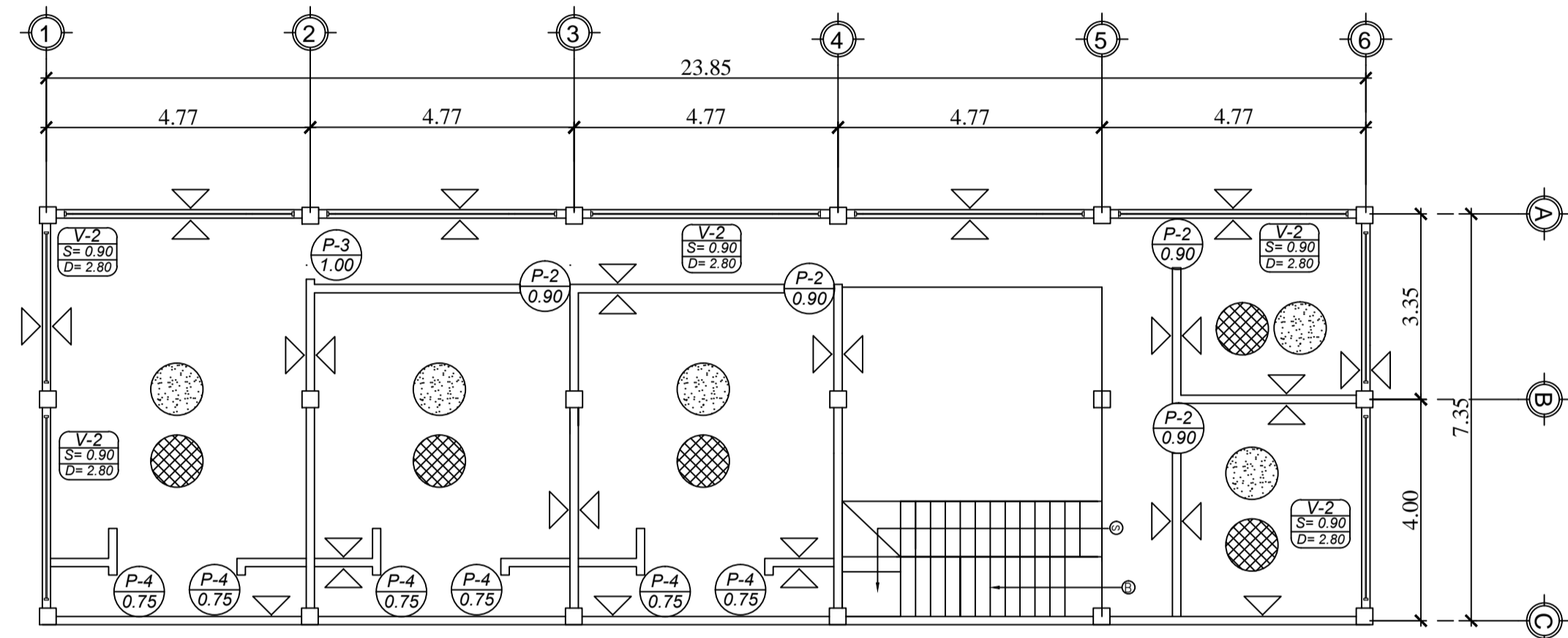
TODAS LAS COLUMNAS Y SOLERAS
SERAN TALLADAS

PLANILLA DE VENTANAS

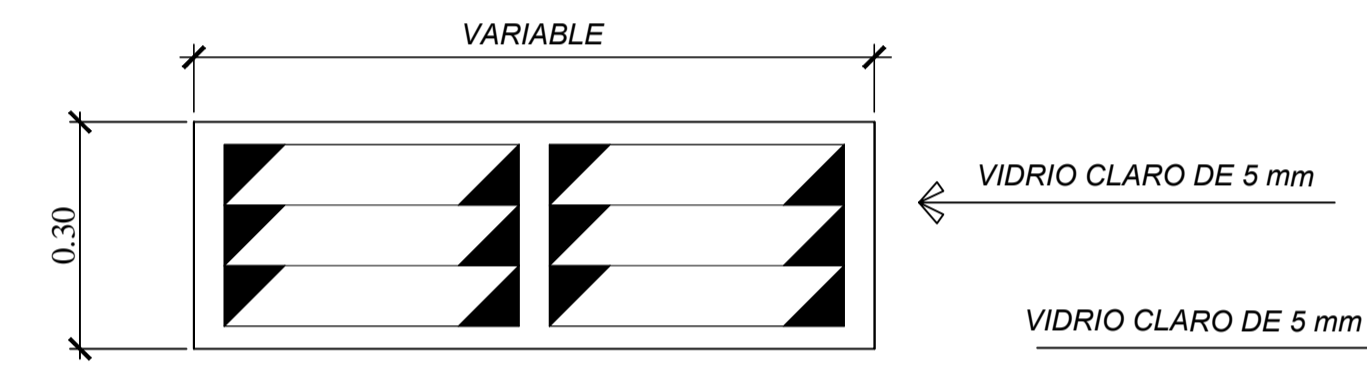
TIPO	SILLAR	DINTEL	ANCHO	ALTO	UNID.	MATERIAL
V-1	2.50	2.80	VARIABLE	0.30	27	METAL
V-2	0.90	2.80	VARIABLE	1.90	9	METAL

PLANILLA DE PUERTAS

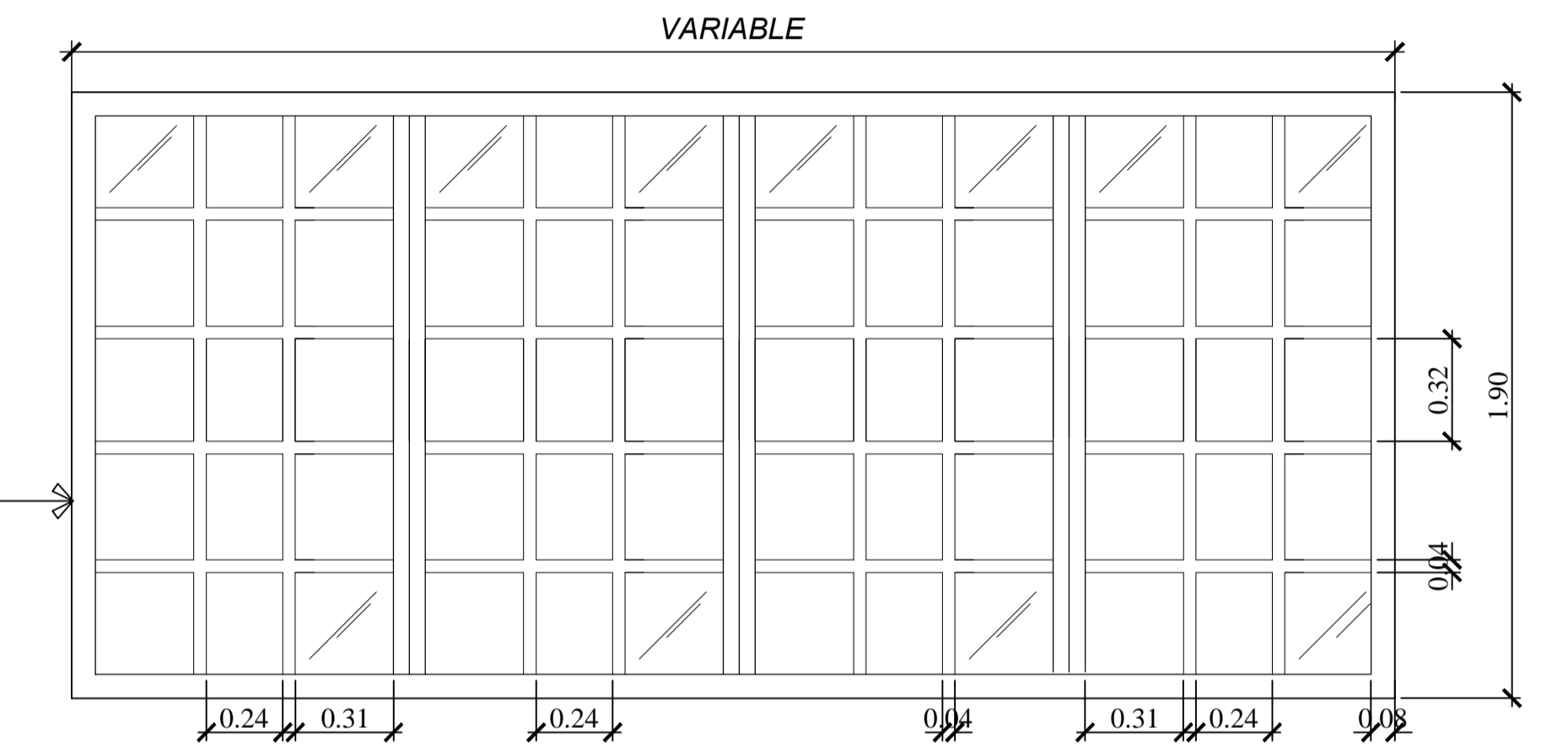
TIPO	ANCHO	ALTO	UNIDADES	MATERIAL
P-1	1.80	2.10	1	METAL
P-2	0.90	2.10	9	MADERA
P-3	1.00	2.10	4	MADERA
P-4	0.75	2.10	19	MADERA



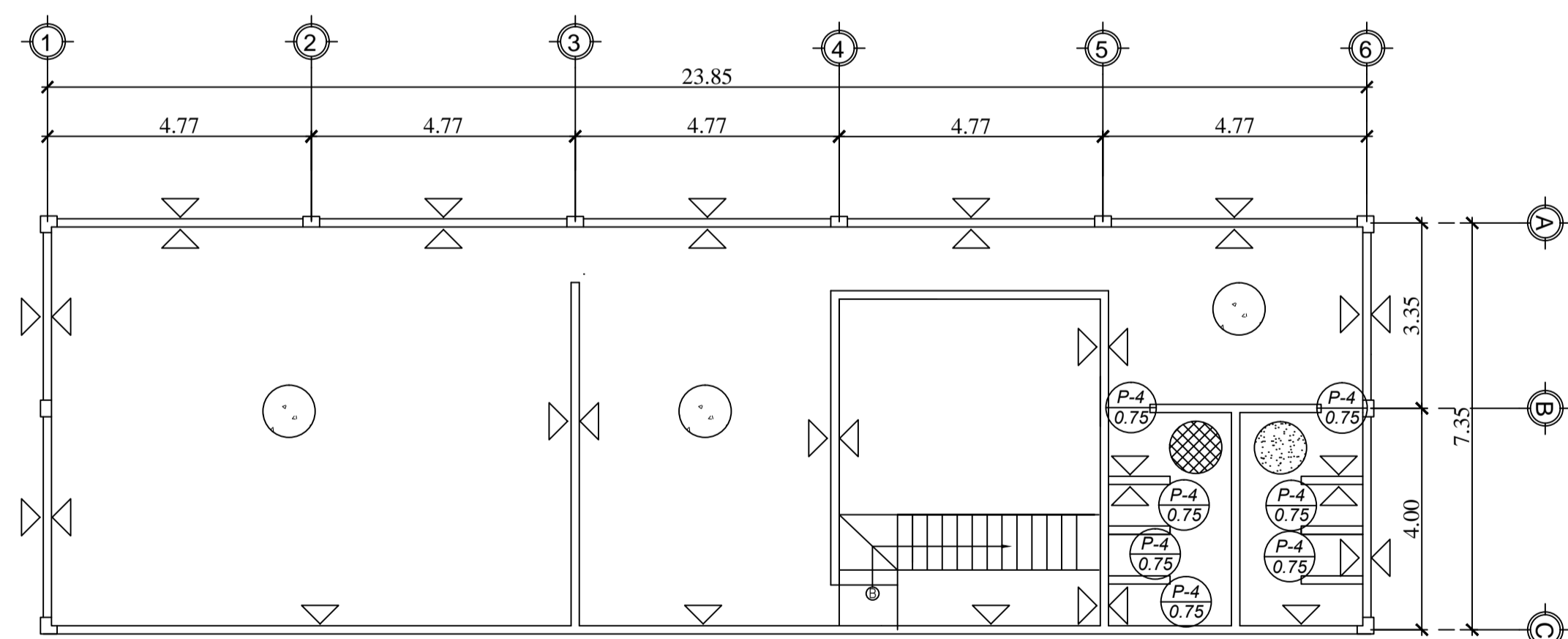
PLANTA ACABADOS SEGUNDO NIVEL
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA
Escala 1/100



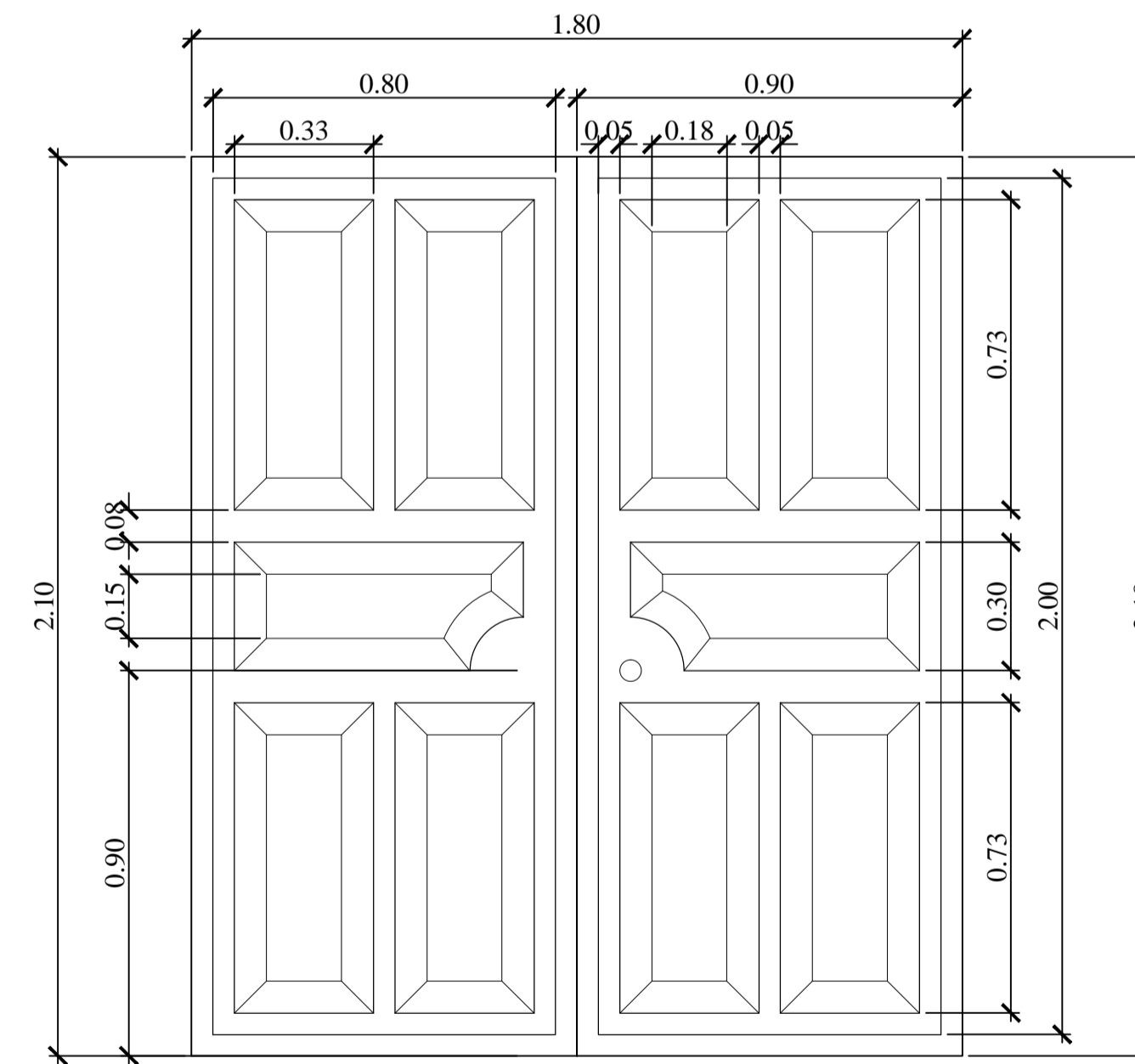
VENTANA V-1
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA
Escala: 1/10



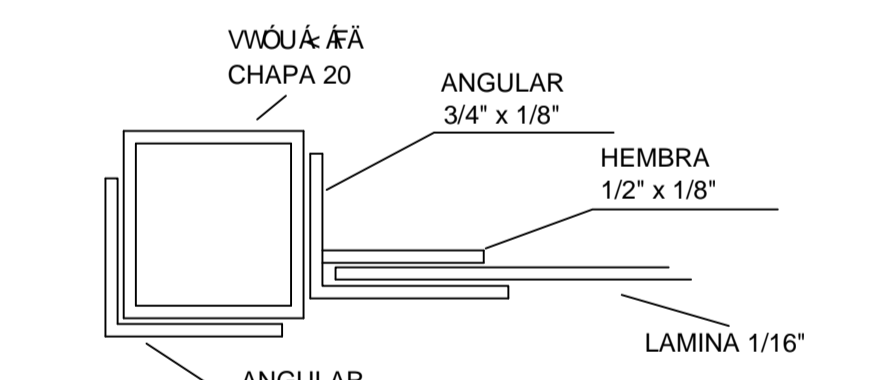
VENTANA V-2
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA
Escala: 1/20



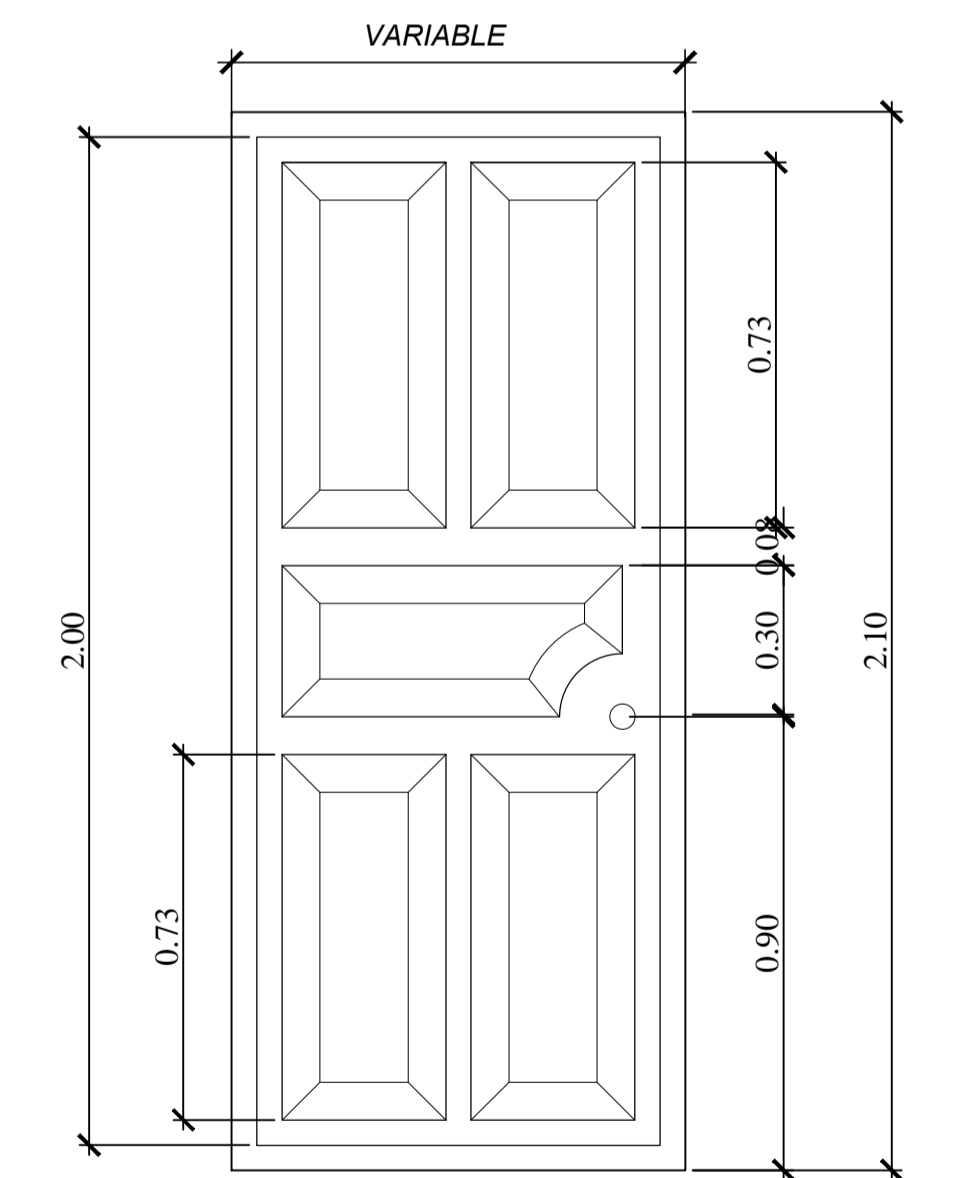
PLANTA ACABADOS AZOTEA
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA
Escala 1/100



PUERTAS DE METAL
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA
Escala: 1/15



DETALLE MARCO DE METAL
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA
Escala: Sin Escala



PUERTAS DE MADERA
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA
Escala: 1/15

EPS JULIO 2011

CONTIENE:
PLANTA DE ACABADOS

PROYECTO DE GRADUACION

**ASESOR
ING. JUAN MERCK COS**

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA**

COMUNIDAD
COLONIA SANTA ANITA, BOCA DEL MONTE
VILLA CANALES, GUATEMALA.

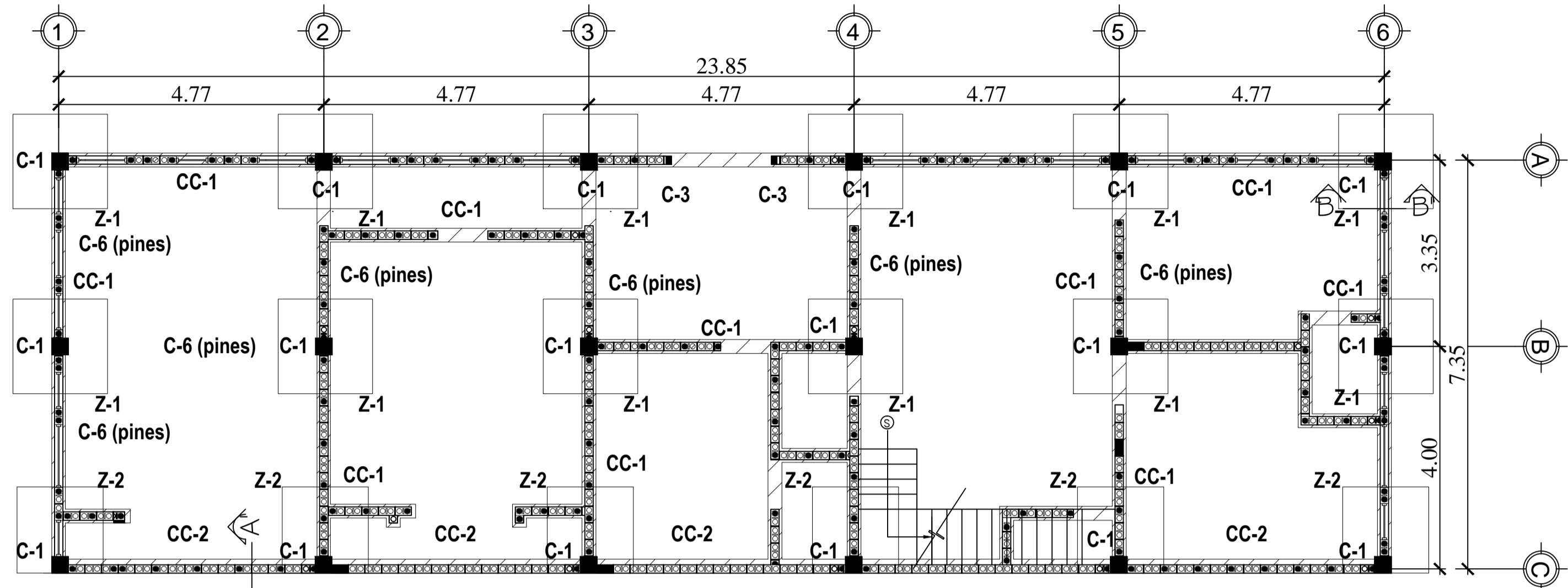
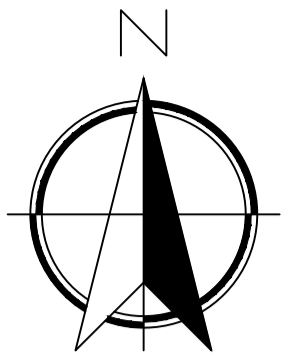
PROYECTO
DISEÑO DE GUARDERIA DE DOS NIVELES

DIBUJO, DISEÑO Y CALCULO
RONALD ENRIQUE URIZAR
MONZÓN

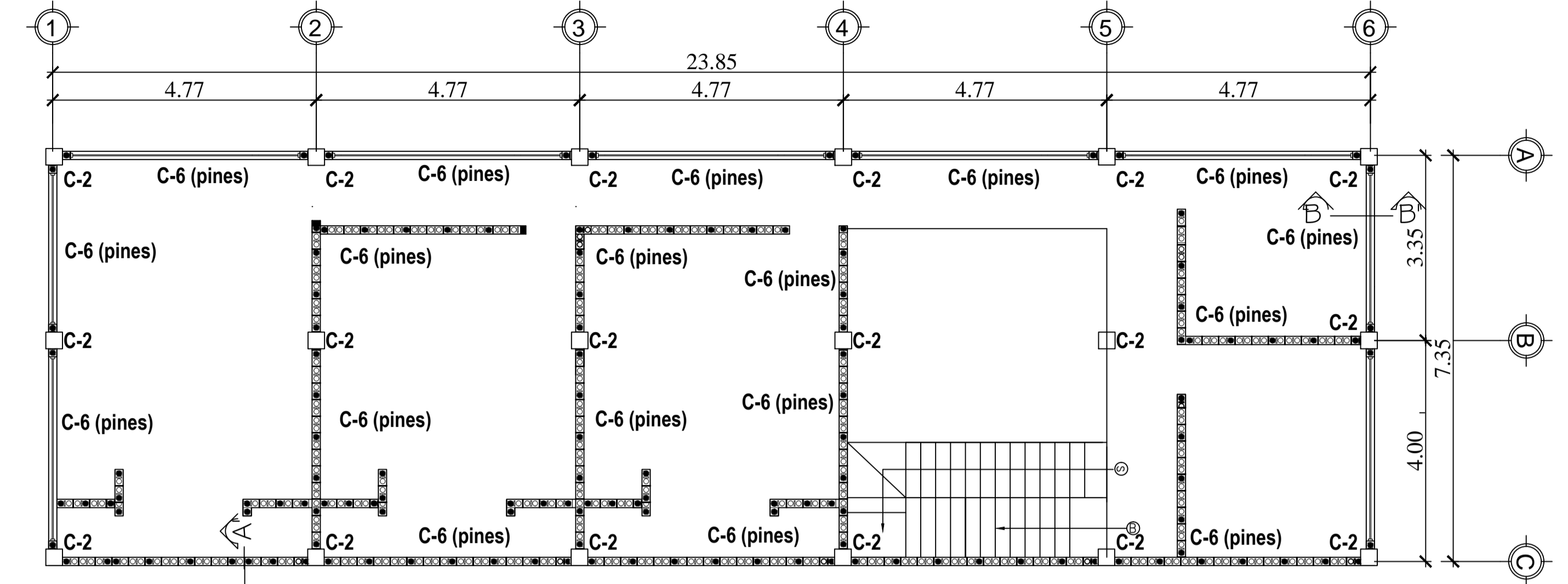
Vo. Bo. Asesor EPS
ING. JUAN MERCK COS

Vo. Bo. Presidente APRODESA
JOSÉ LUIS AYALA MALDONADO

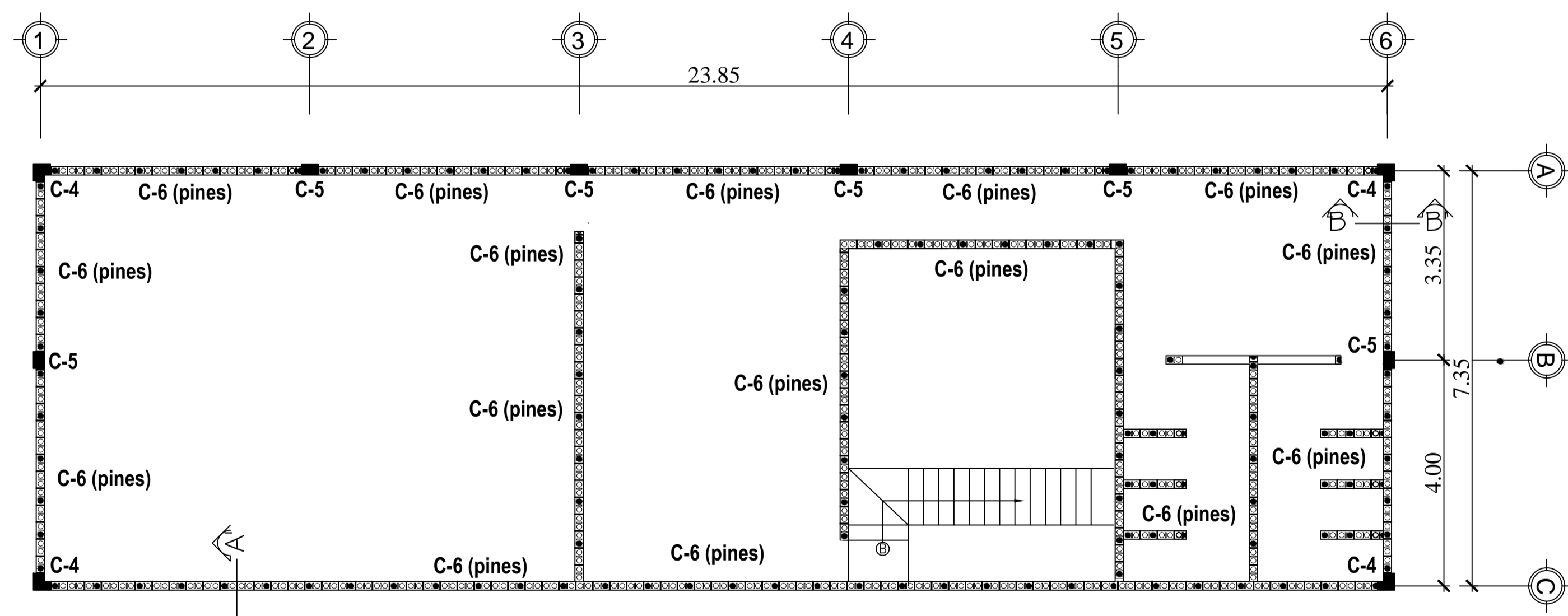
No. 03
09



PLANTA COLUMNAS Y ZAPATAS PRIMER NIVEL Escala 1/75
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA



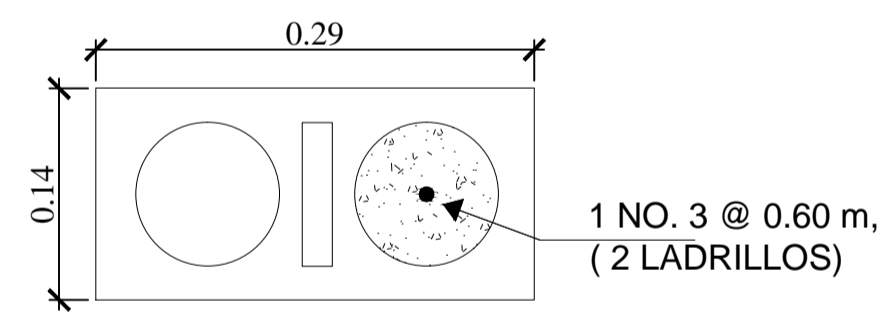
PLANTA COLUMNAS SEGUNDO NIVEL Escala 1/75
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA



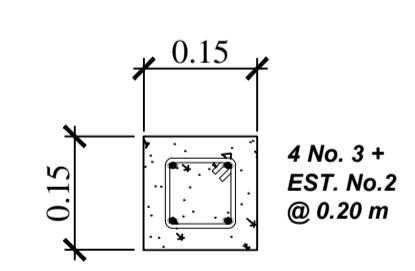
PLANTA COLUMNAS AZOTEA Escala 1/75
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA

NOTAS:

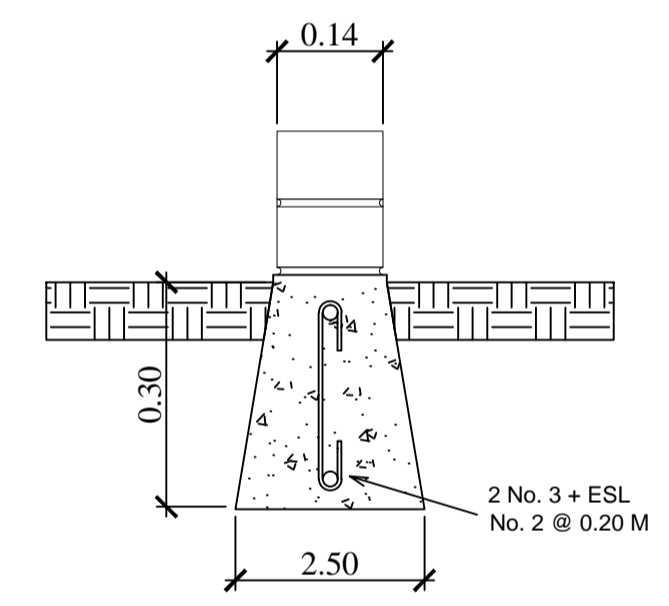
Los muros serán pinedados a cada 60 cms. Se colocará pin en vanos de puertas, ventanas, así como inicio y fin de muros.
Remover capa vegetal visible y relleno en una profundidad de 0.30 metros previo a la construcción a lo largo de toda la plataforma.
El cimiento corrido se diseña de forma trapezoidal y a una profundidad de cimentación de 0.30 m.



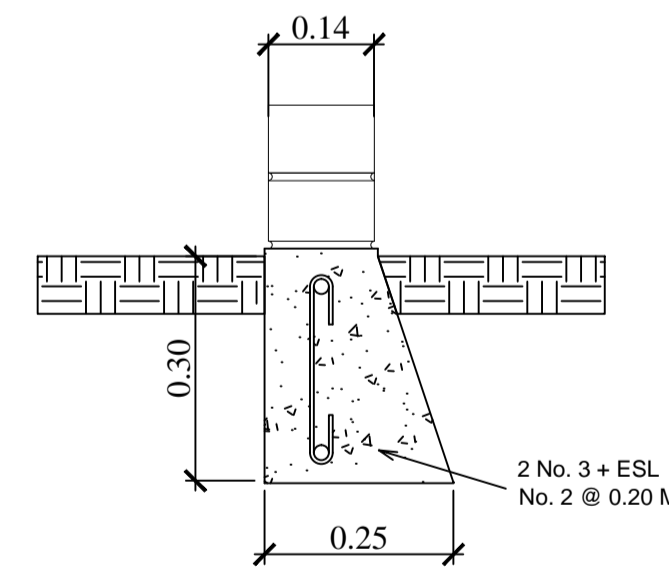
COLUMNA C-6 Escala 1/5



COLUMNA C-3 Escala 1/10



CIMIENTO CORRIDO CC-1 Escala 1/10



CIMIENTO CORRIDO CC-2 Escala 1/10

ESPECIFICACIONES TECNICAS:

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ o $3,000 \text{ psi}$.
 $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ o $40,000 \text{ psi}$.
Ladrillo tubular, $f_m = 80 \text{ kg/cm}^2$.
Valor Soporte Considerado = 22.41 Ton/m^2 (Triaxial).

NOTAS:

Previo a la construcción, realizar ensayo dinámico para verificar valor soporte del suelo.

RECUBRIMIENTO EN ACERO
- Lateral 0.03 m. para columnas.
- Inferior 0.075m. para cimentación.

GANCHO STANDAR A 135°.
El doblez del gancho será 4 veces el diámetro de la varilla, no menor de 6.5 cm, ni mayor de 10cm.
TRASLAPES MINIMOS
No 3 = 0.35 m.
No 4 = 0.50 m.
No 5 = 0.60 m.
No 6 = 0.75 m.

Longitud de Desarrollo Minima en Cm.				
Varilla No.	Ldh **	2.5 x Ldh **	3.5 x Ldh **	
3	11	27	38	
4	14	36	50	
5	18	45	63	
6	22	54	75	

Cap. 21-318-08.
1. Cimientos, Vigas, Losas y Columnas.
2. Barras rectas si el espesor del concreto es > 0.30 m.
Cimientos, Vigas, Losas y Columnas.
3. Barras rectas si el espesor del concreto es < 0.30 m.
Columnas.

EPS JULIO 2011

CONTIENE: **PLANTA DE CIMENTACIONES Y COLUMNAS**

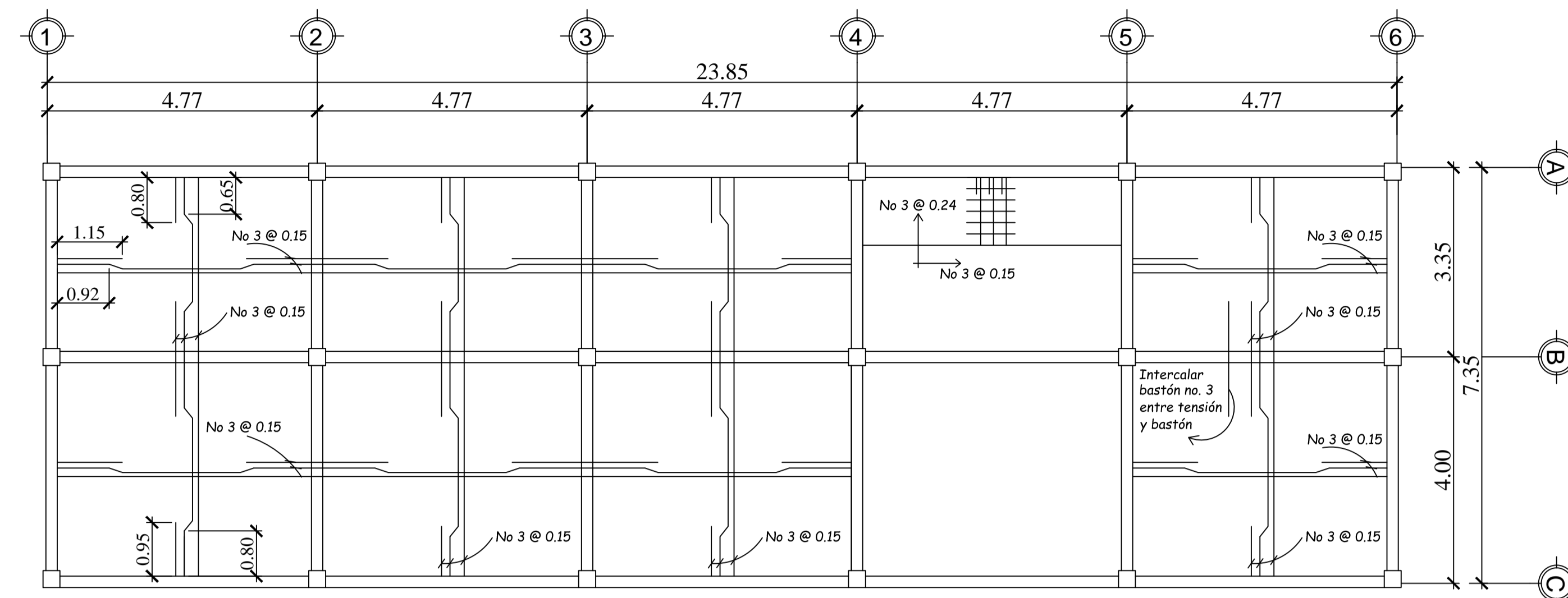
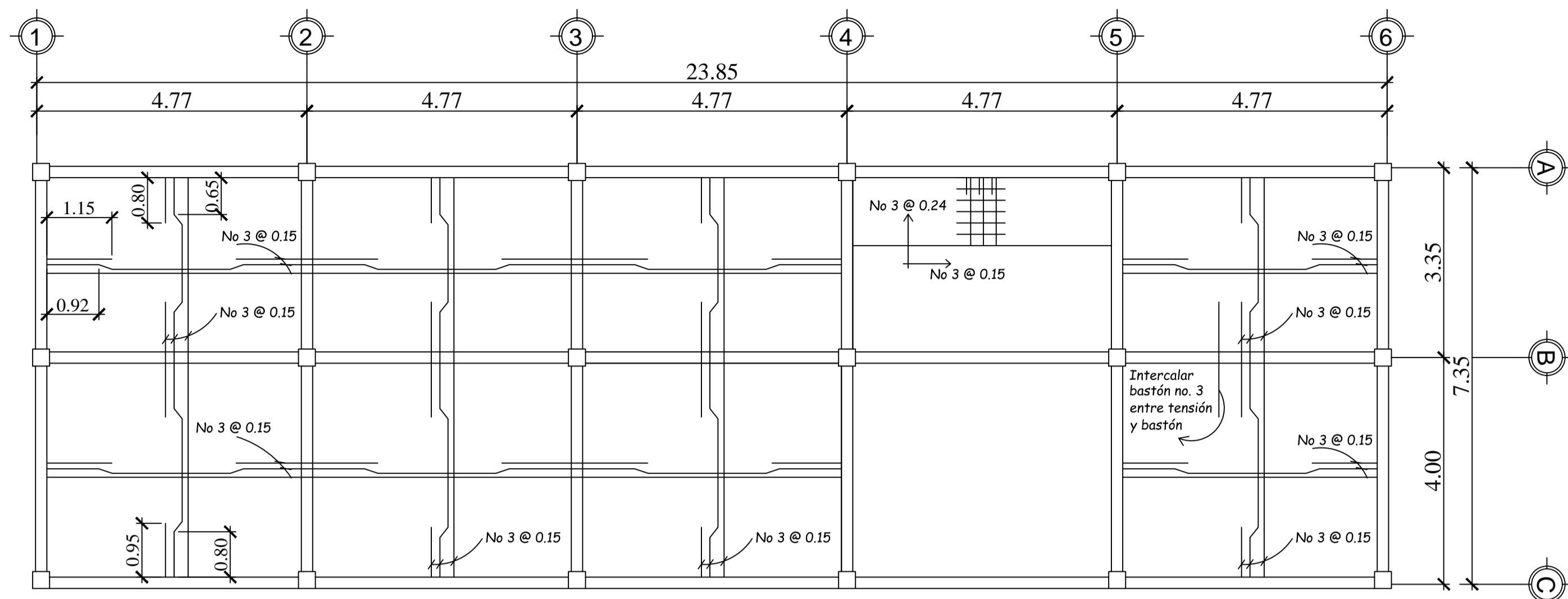
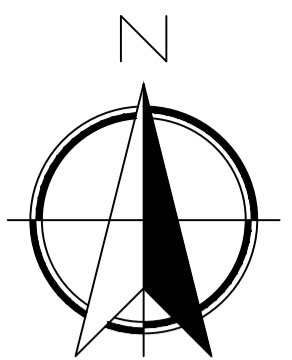


PROYECTO DE GRADUACIÓN
COMUNIDAD
COLONIA SANTA ANITA, BOCA DEL MONTE
VILLA CANALES, GUATEMALA.

ASESOR
ING. JUAN MERCK COS
PROYECTO
DISEÑO DE GUARDERIA DE DOS NIVELES

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
DIBUJO, DISEÑO Y CALCULO
RONALD ENRIQUE URIZAR MONZÓN
Vo. Bo. Asesor EPS
ING. JUAN MERCK COS
Vo. Bo. Presidente APRODESA
JOSÉ LUIS AYALA MALDONADO

No. **04**
09

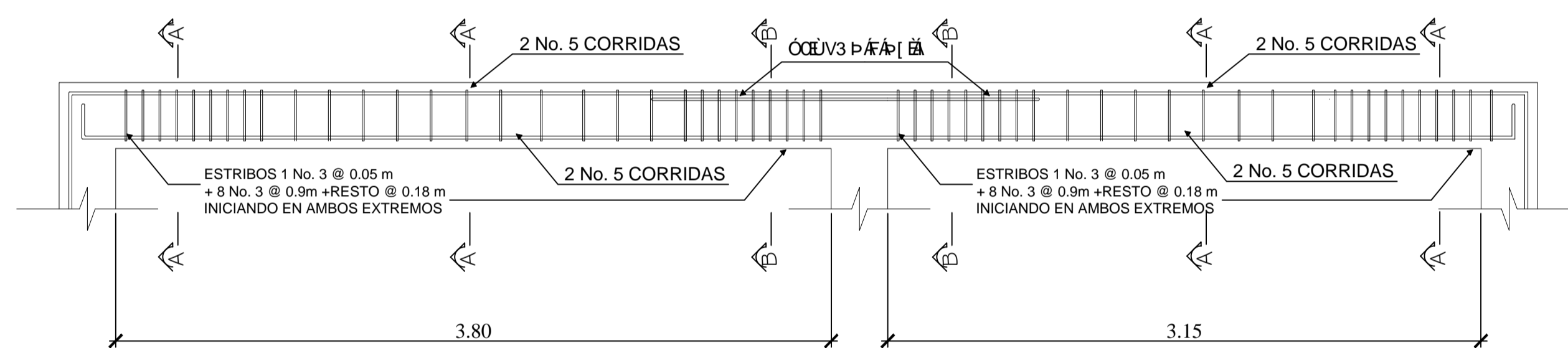


PLANTA LOSA PRIMER NIVEL
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA

Escala 1/75

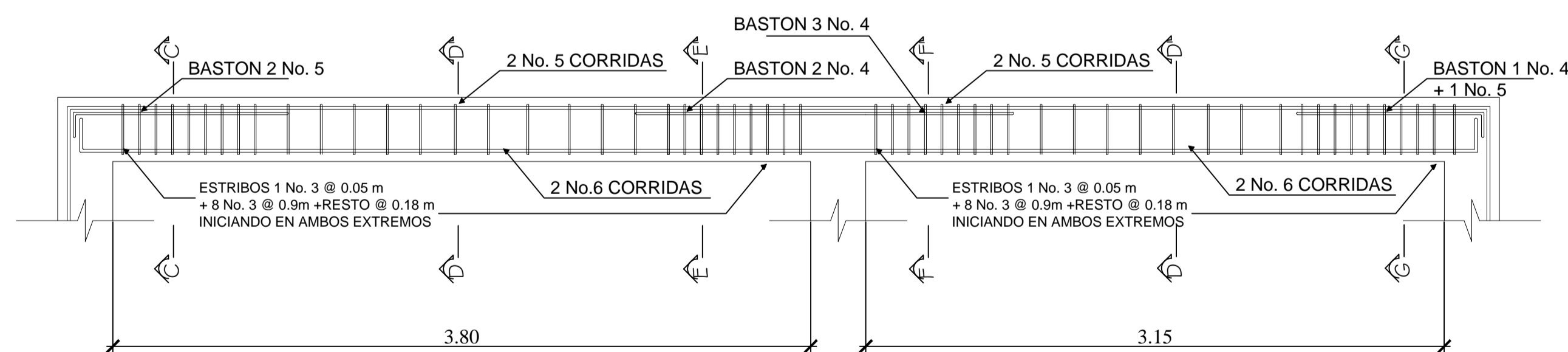
PLANTA LOSA SEGUNDO NIVEL
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA

Escala 1/75



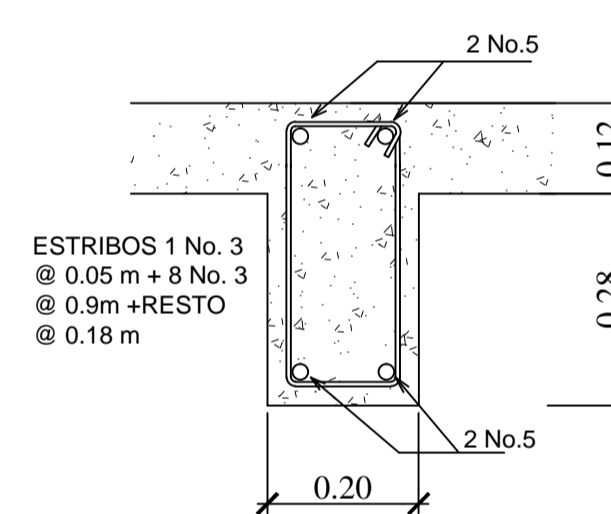
Escala 1/25

ARMADO VIGA EJE Y
SEGUNDO NIVEL

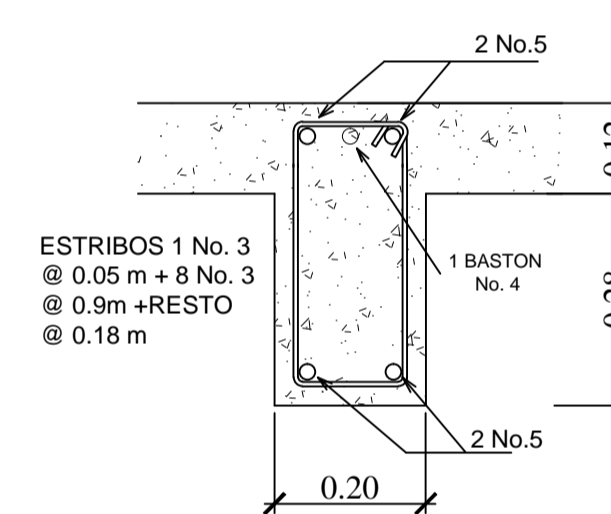


Escala 1/25

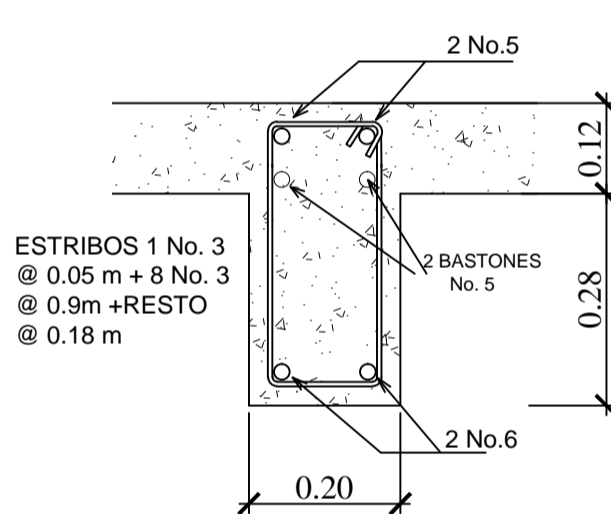
ARMADO VIGA EJE Y
PRIMER NIVEL



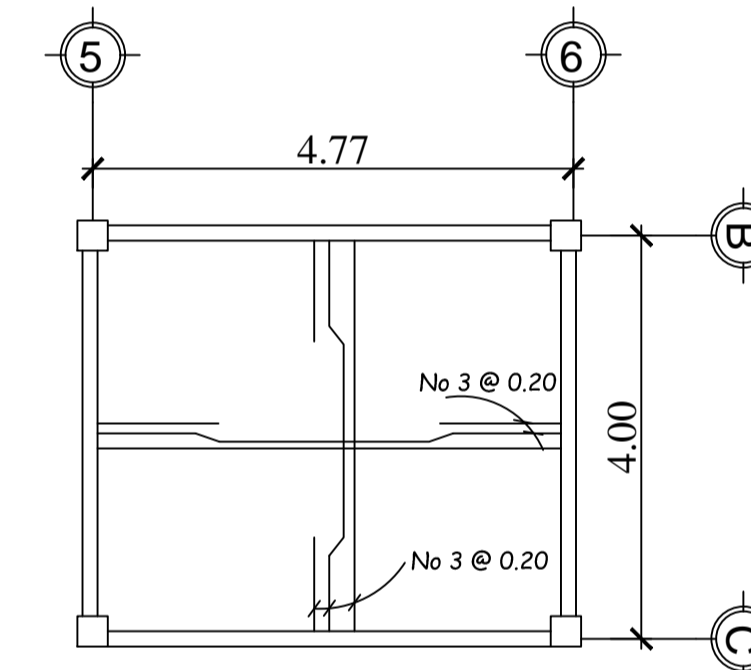
SECCIÓN A - A'
Escala 1/10



SECCIÓN B - B'
Escala 1/10

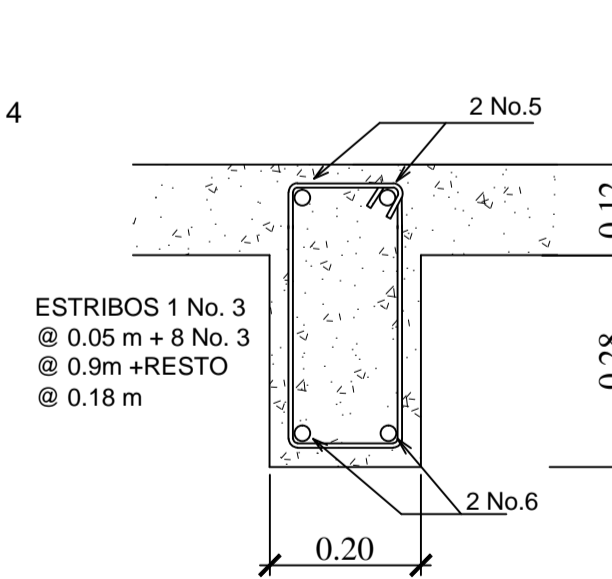


SECCIÓN C - C'
Escala 1/10

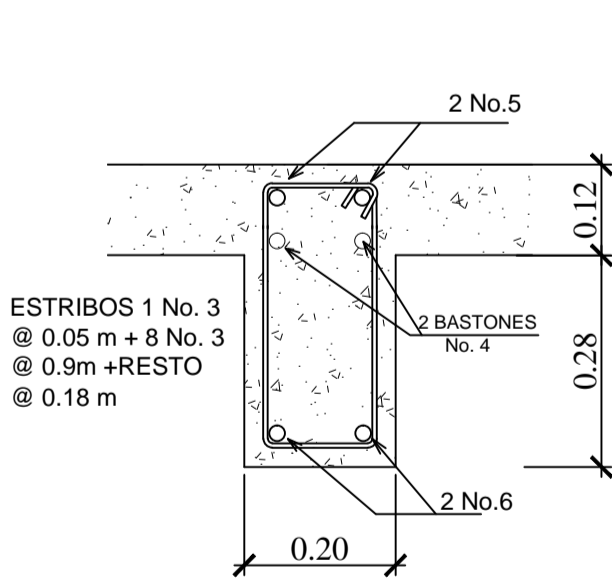


PLANTA LOSA BAÑOS AZOTEA
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA

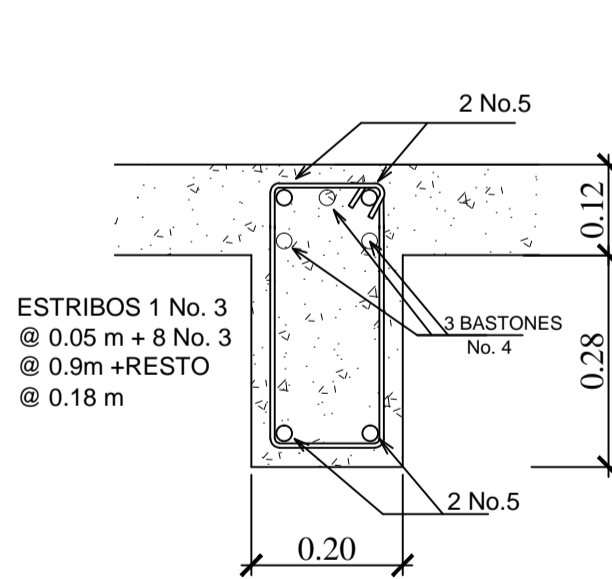
Escala 1/75



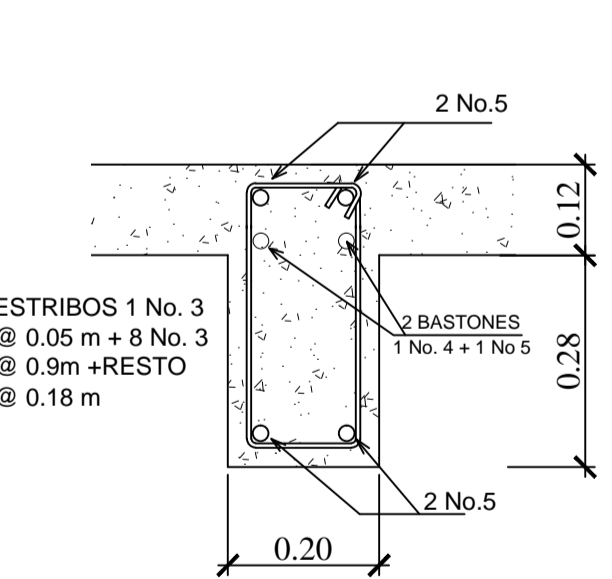
SECCIÓN D - D'
Escala 1/10



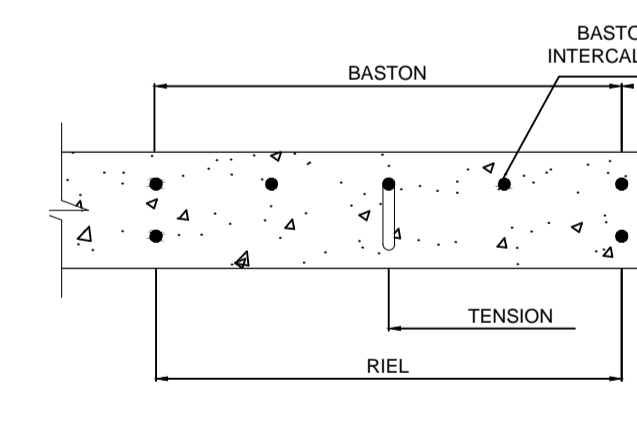
SECCIÓN E - E'
Escala 1/10



SECCIÓN F - F'
Escala 1/10



SECCIÓN G - G'
Escala 1/10



SECCIÓN DE LOSA
Escala: Sin escala

EPS JULIO 2011

CONTIENE:

PLANTA DE VIGAS Y ARMADO DE LOSAS

PROYECTO DE GRADUACIÓN

ASESOR
ING. JUAN MERCK COS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA



COMUNIDAD
COLONIA SANTA ANITA, BOCA DEL MONTE
VILLA CANALES, GUATEMALA.

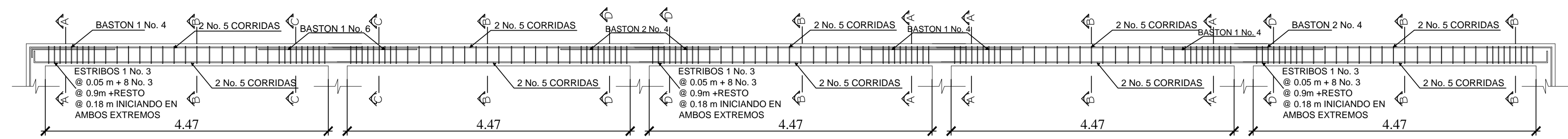
PROYECTO
DISEÑO DE GUARDERIA DE DOS NIVELES

DIBUJO, DISEÑO Y CALCULO
RONALD ENRIQUE URIZAR
MONZÓN

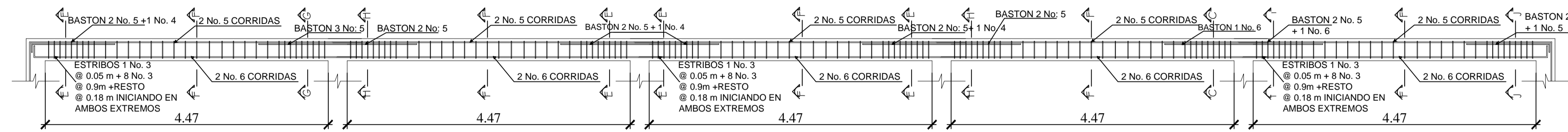
Vo. Bo. Asesor EPS
ING. JUAN MERCK COS

Vo. Bo. Presidente APRODESA
JOSÉ LUIS AYALA MALDONADO

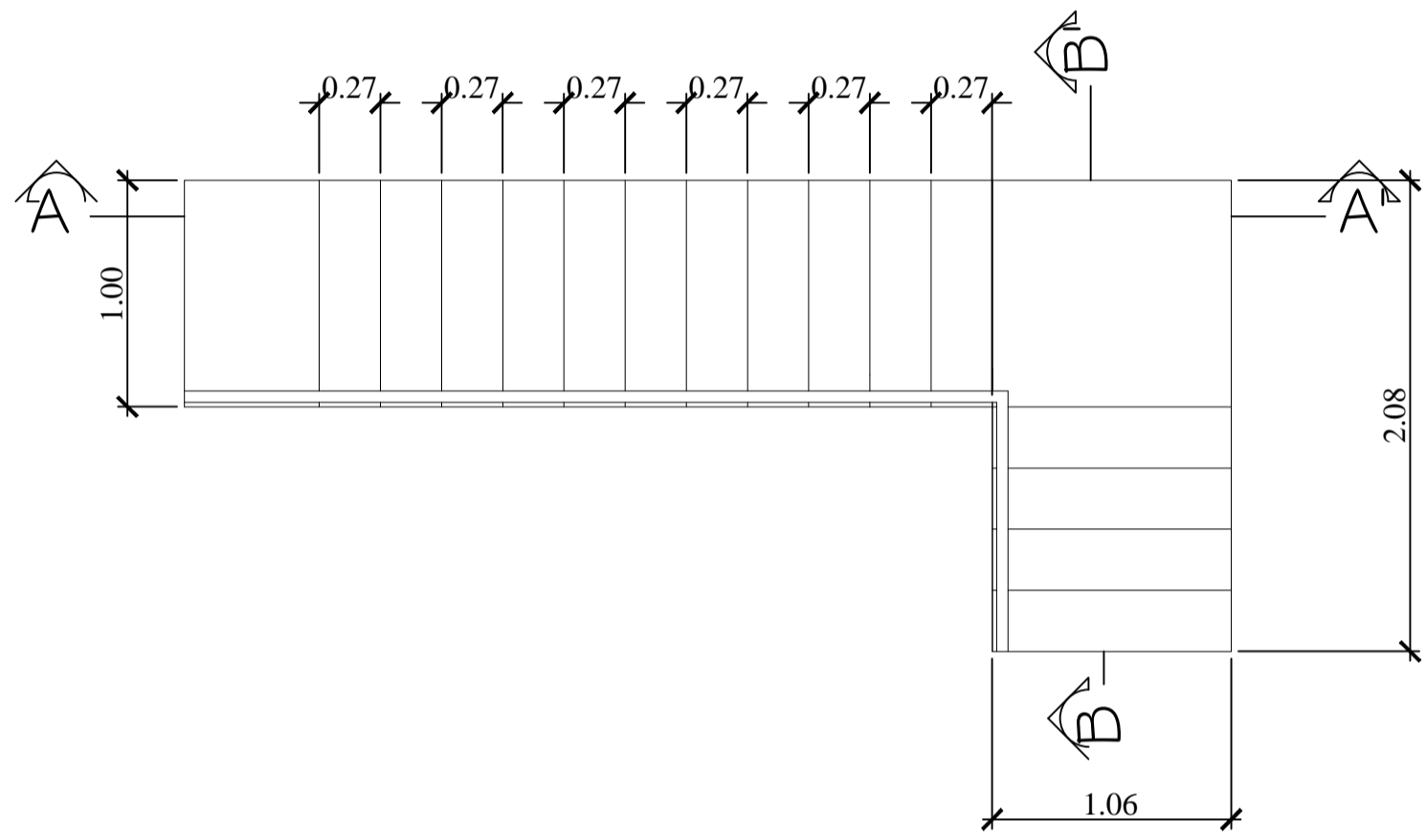
No. 05
09



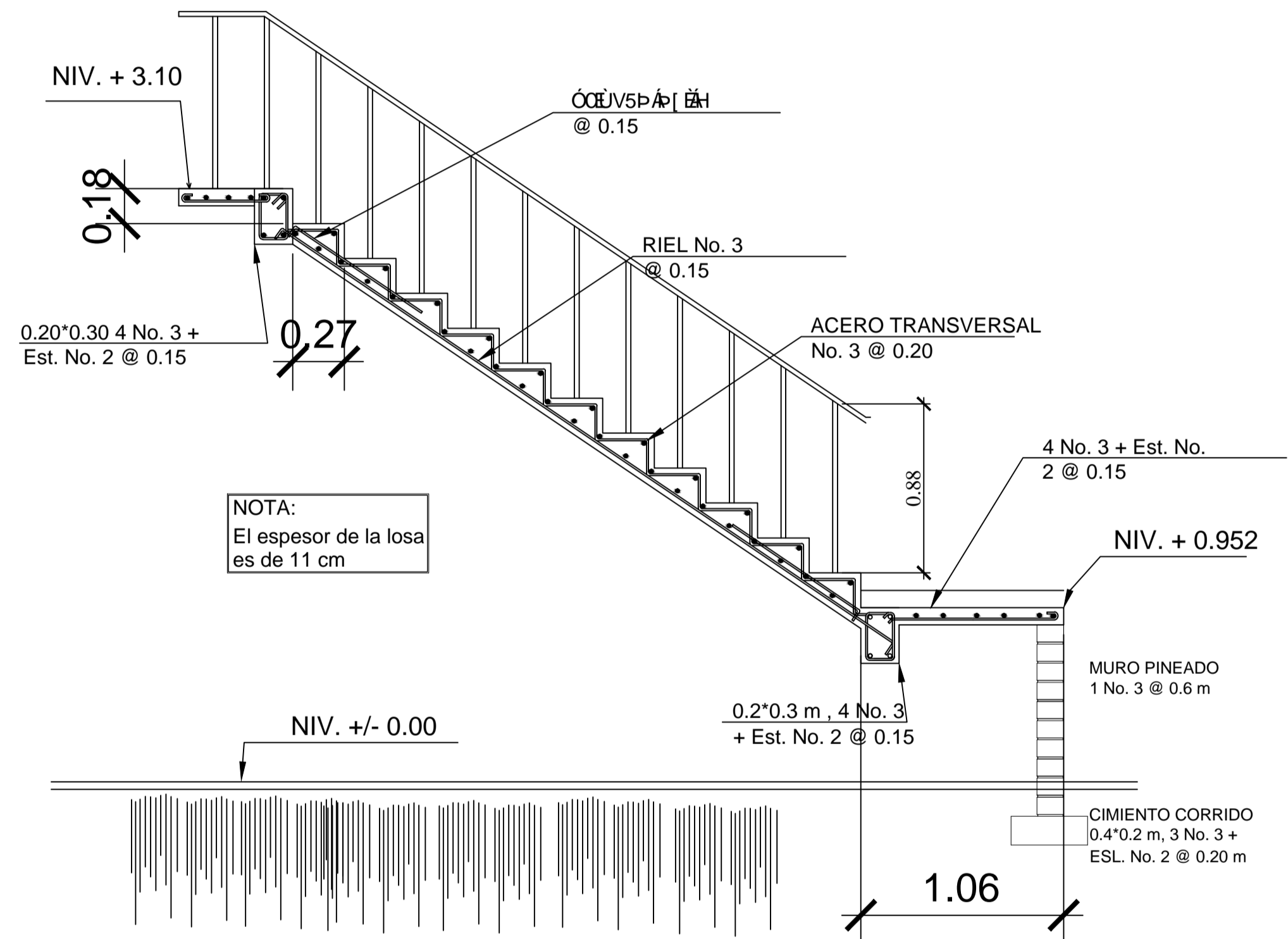
ARMADO VIGA EJE X
SEGUNDO NIVEL
Escala 1/75



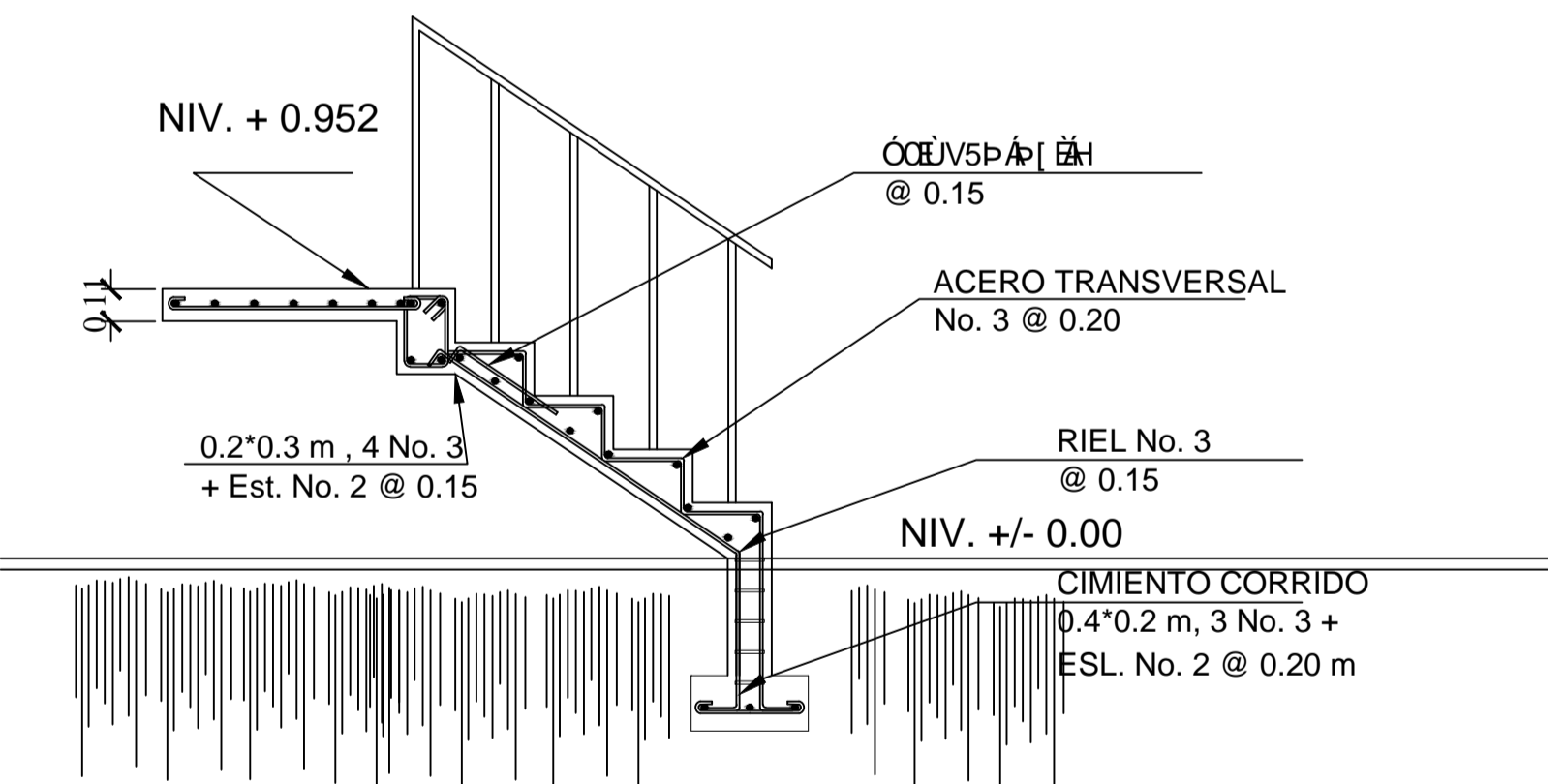
ARMADO VIGA EJE X
PRIMER NIVEL
Escala 1/75



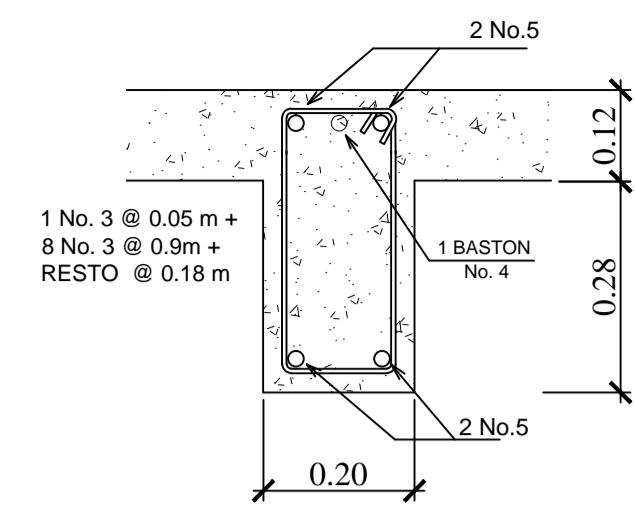
PLANTA MODULO DE GRADAS
PRIMER NIVEL
Escala: Sin escala



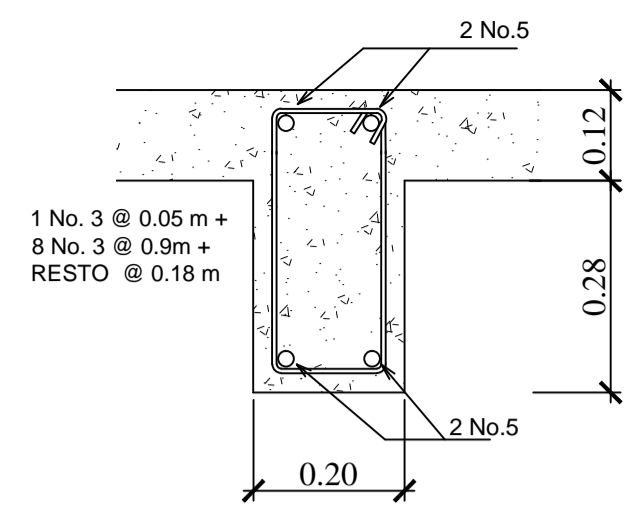
ARMADO MODULO DE GRADAS, SECCION A - A'
PRIMER NIVEL
Escala 1/25



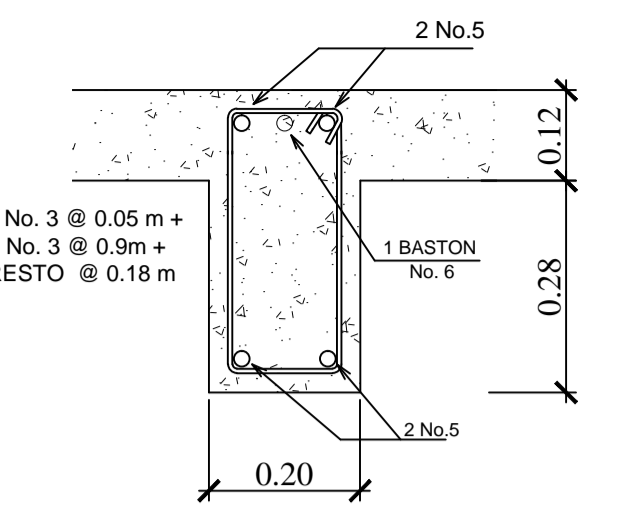
ARMADO MODULO DE GRADAS, SECCION B - B'
PRIMER NIVEL
Escala 1/25



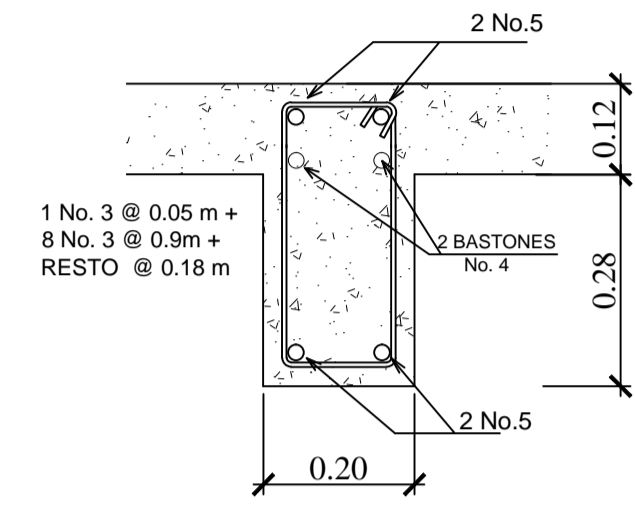
SECCION A - A'
Escala 1/10



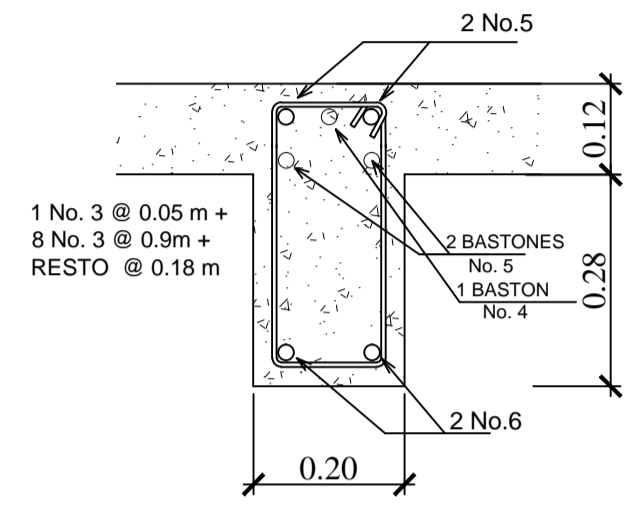
SECCION B - B'
Escala 1/10



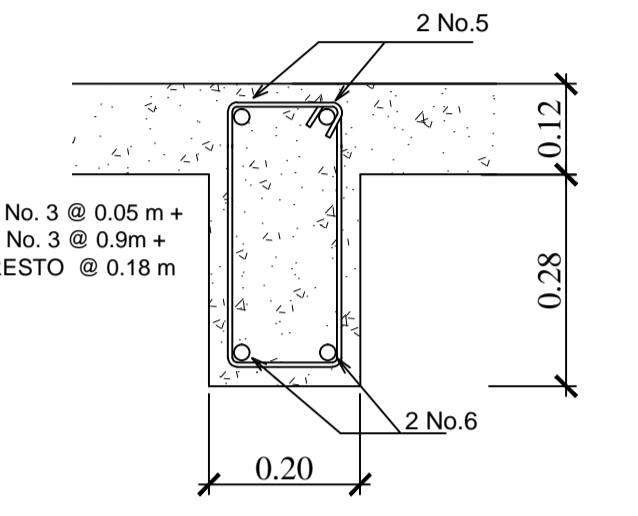
SECCION C - C'
Escala 1/10



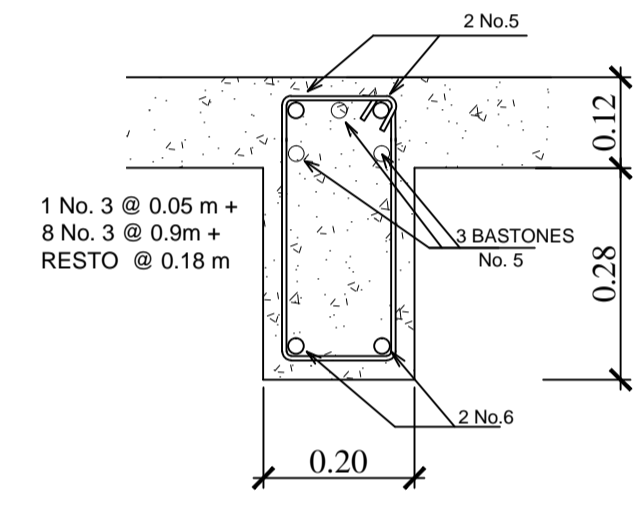
SECCION D - D'
Escala 1/10



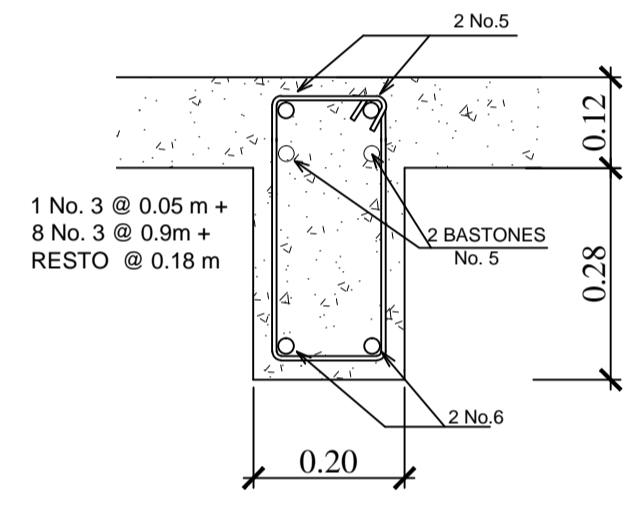
SECCION E - E'
Escala 1/10



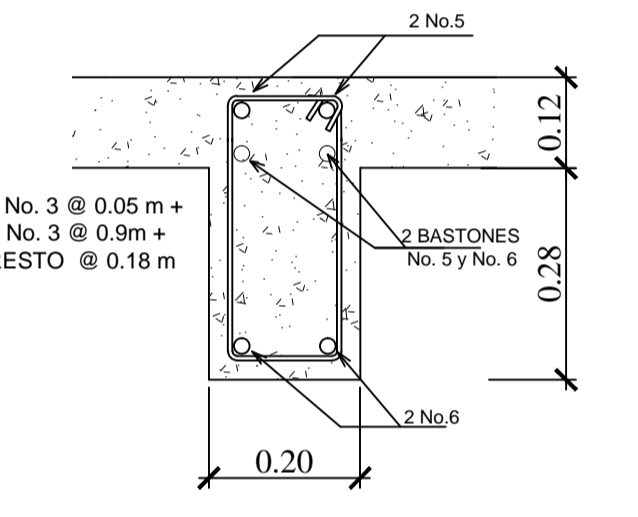
SECCION F - F'
Escala 1/10



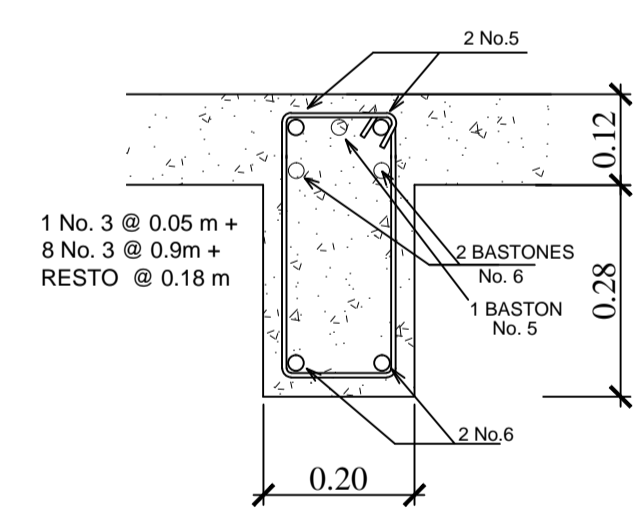
SECCION G - G'
Escala 1/10



SECCION H - H'
Escala 1/10



SECCION I - I'
Escala 1/10



SECCION J - J'
Escala 1/10

GANCHOS DE REFUERZO		No.	Dg	L1	L2	L3
GANCHO FH >		2	0.04	0.10	0.10	0.10
		3	0.06	0.10	0.15	0.10
		4	0.08	0.15	0.20	0.10
		5	0.10	0.16	0.20	0.10
		6	0.12	---	0.25	0.10
GANCHO JE >		7	0.14	---	0.30	0.10
		8	0.16	---	0.35	0.10
		9	0.23	---	0.35	0.10
GANCHO FI >		10	0.26	---	0.40	0.10
		11	0.29	---	0.45	0.10

EPS JULIO 2011

CONTIENE:
DETALLE DE VIGAS Y ARMADO DE GRADAS

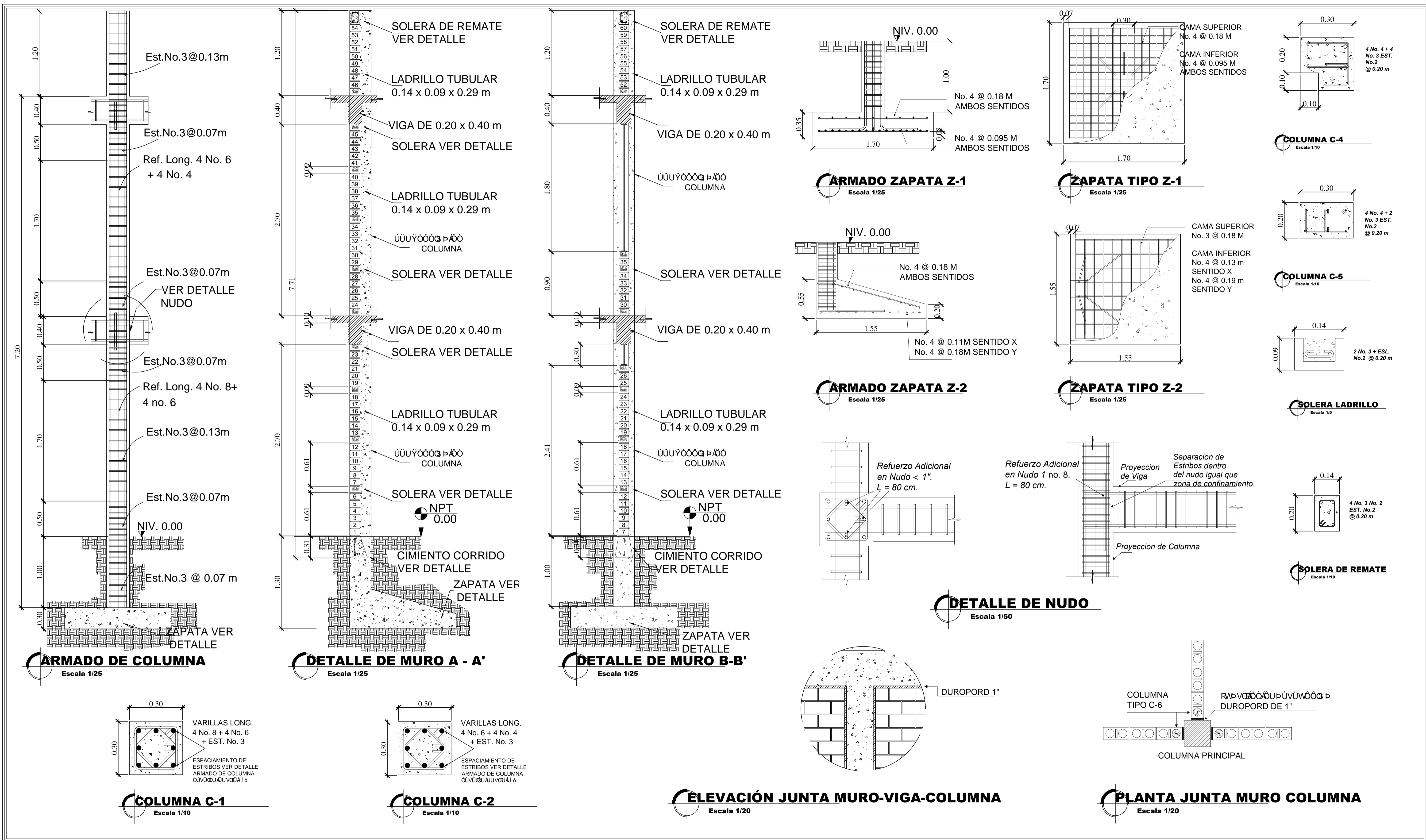


PROYECTO DE GRADUACION
COMUNIDAD
COLONIA SANTA ANITA, BOCA DEL MONTE
VILLA CANALES, GUATEMALA.

ASESOR
ING. JUAN MERCK COS
PROYECTO
DISEÑO DE GUARDERIA DE DOS NIVELES

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
DIBUJO, DISEÑO Y CALCULO
RONALD ENRIQUE URIZAR MONZÓN
Vo. Bo. Asesor EPS
ING. JUAN MERCK COS
Vo. Bo. Presidente APRODESA
JOSÉ LUIS AYALA MALDONADO

No. 06/09



EPS JULIO 2011

CONTIENE:

CORTE DE MUROS Y DETALLE DE COLUMNAS Y ZAPATAS



PROYECTO DE GRADUACIÓN

**ASESOR
ING. JUAN MERCK COS**

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA**

COMUNIDAD
COLONIA SANTA ANITA, BOCA DEL MONTE
VILLA CANALES, GUATEMALA.

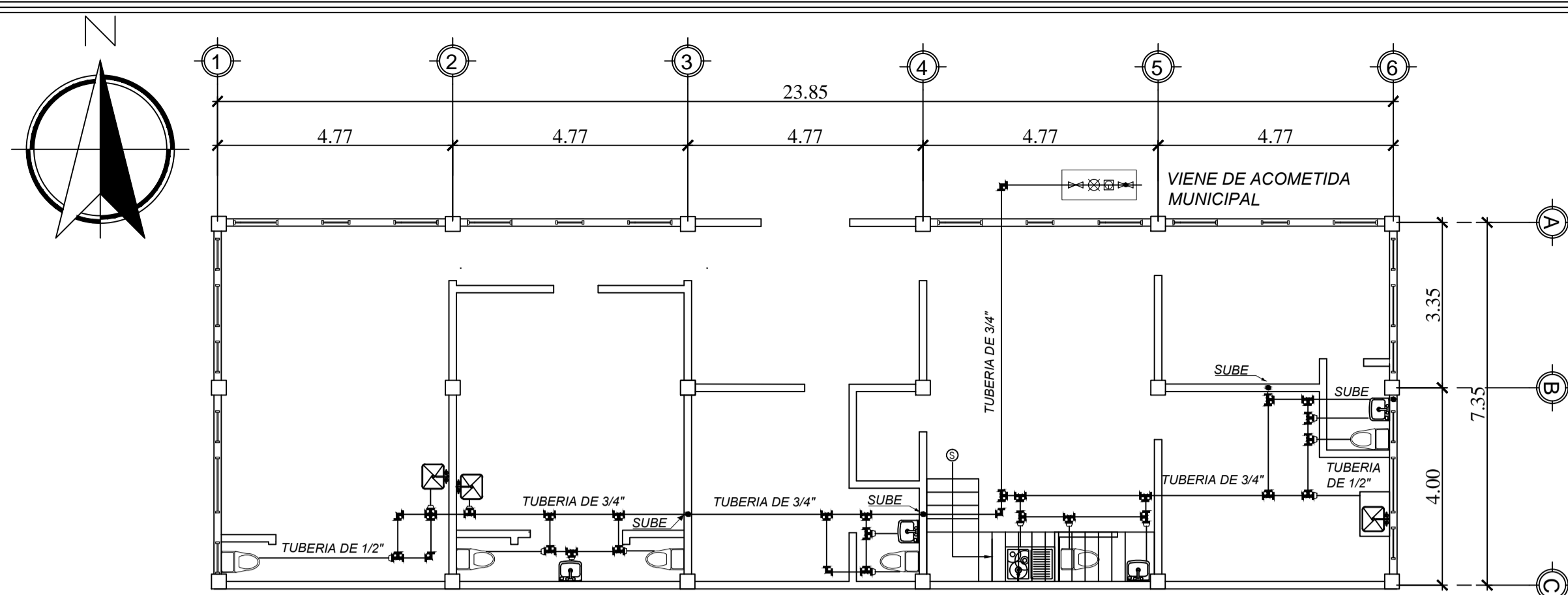
PROYECTO
DISEÑO DE GUARDERIA DE DOS NIVELES

DIBUJO, DISEÑO Y CALCULO
RONALD ENRIQUE URIZAR
MONZÓN

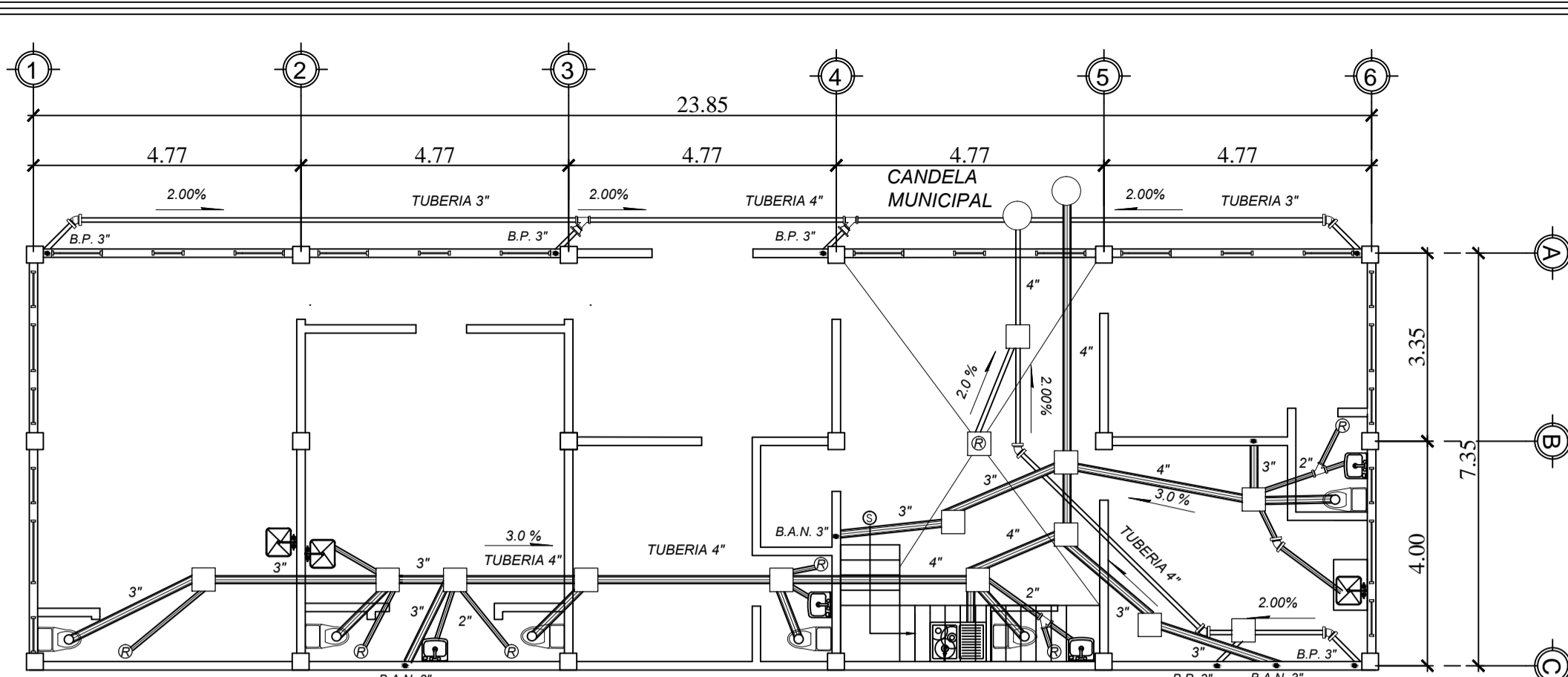
Vo. Bo. Asesor EPS
ING. JUAN MERCK COS

Vo. Bo. Presidente APRODESA
JOSÉ LUIS AYALA MALDONADO

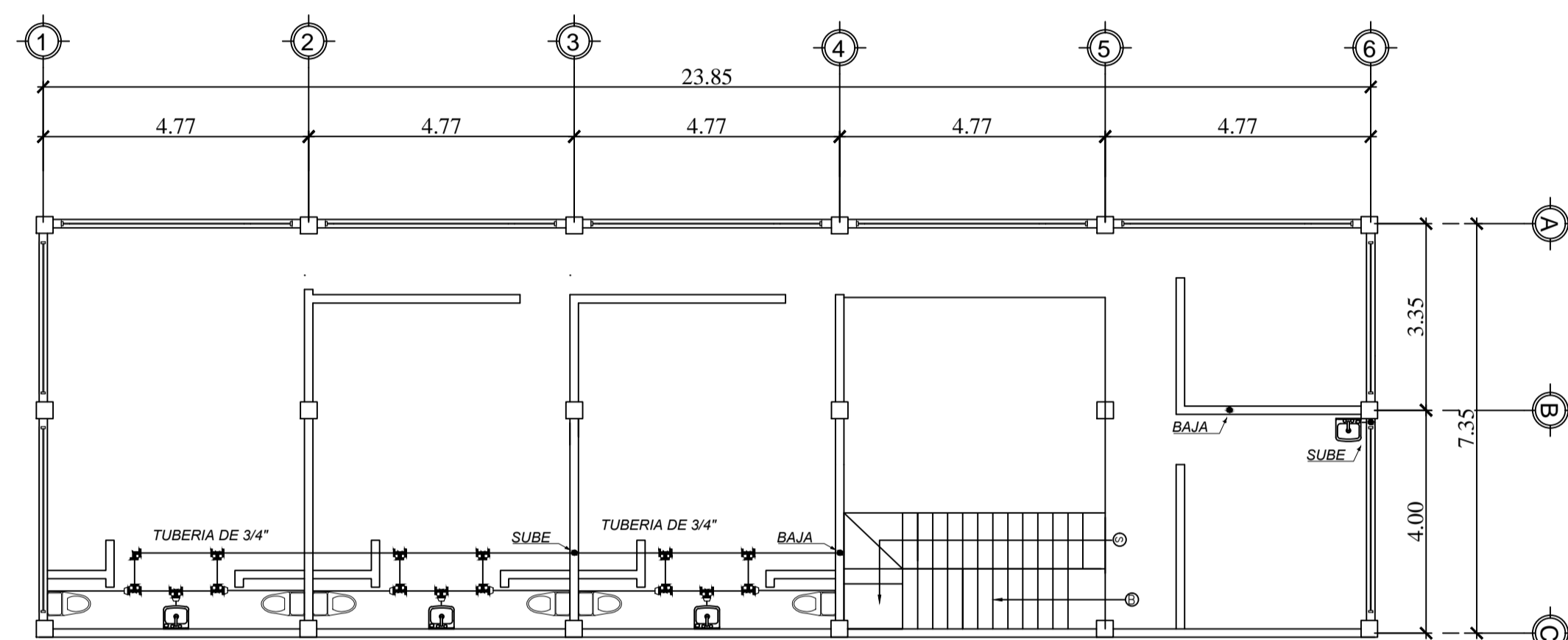
No. 07
09



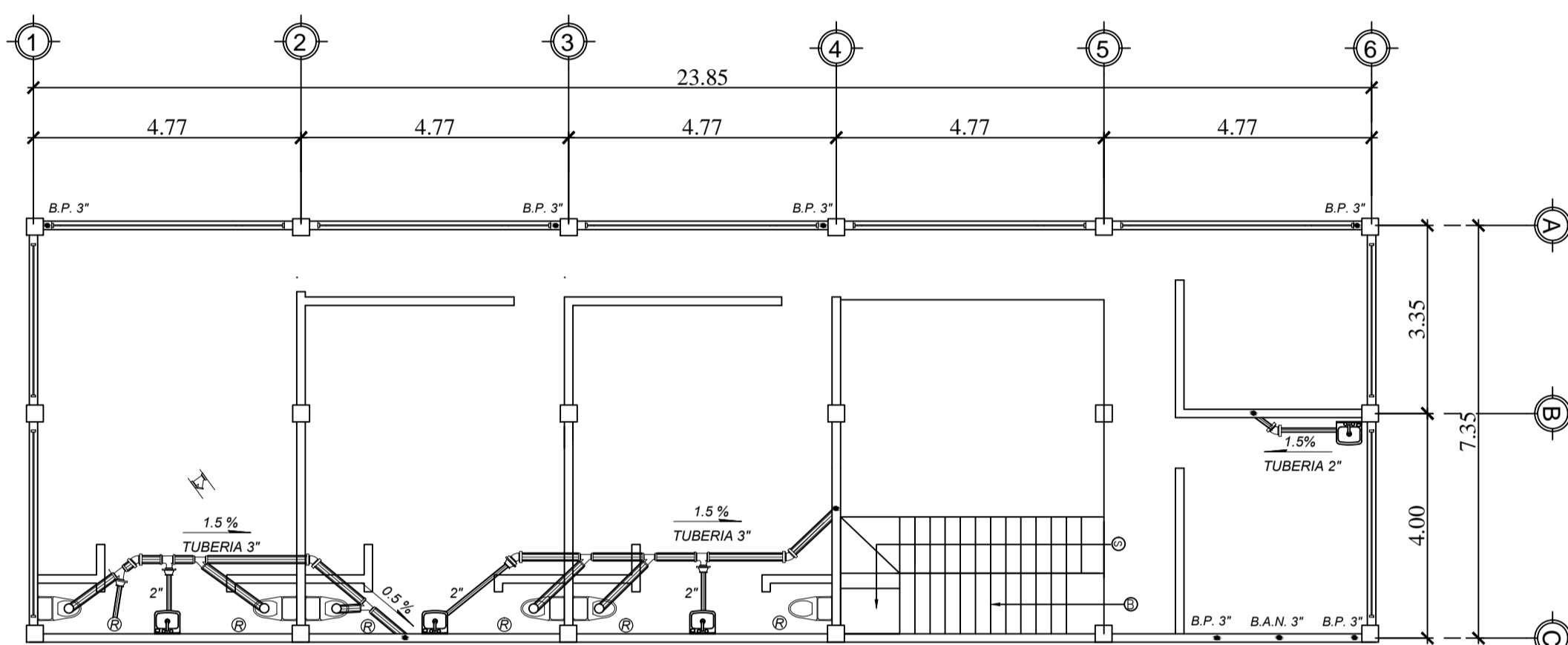
PLANTA AGUA POTABLE PRIMER NIVEL Escala 1/100
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA



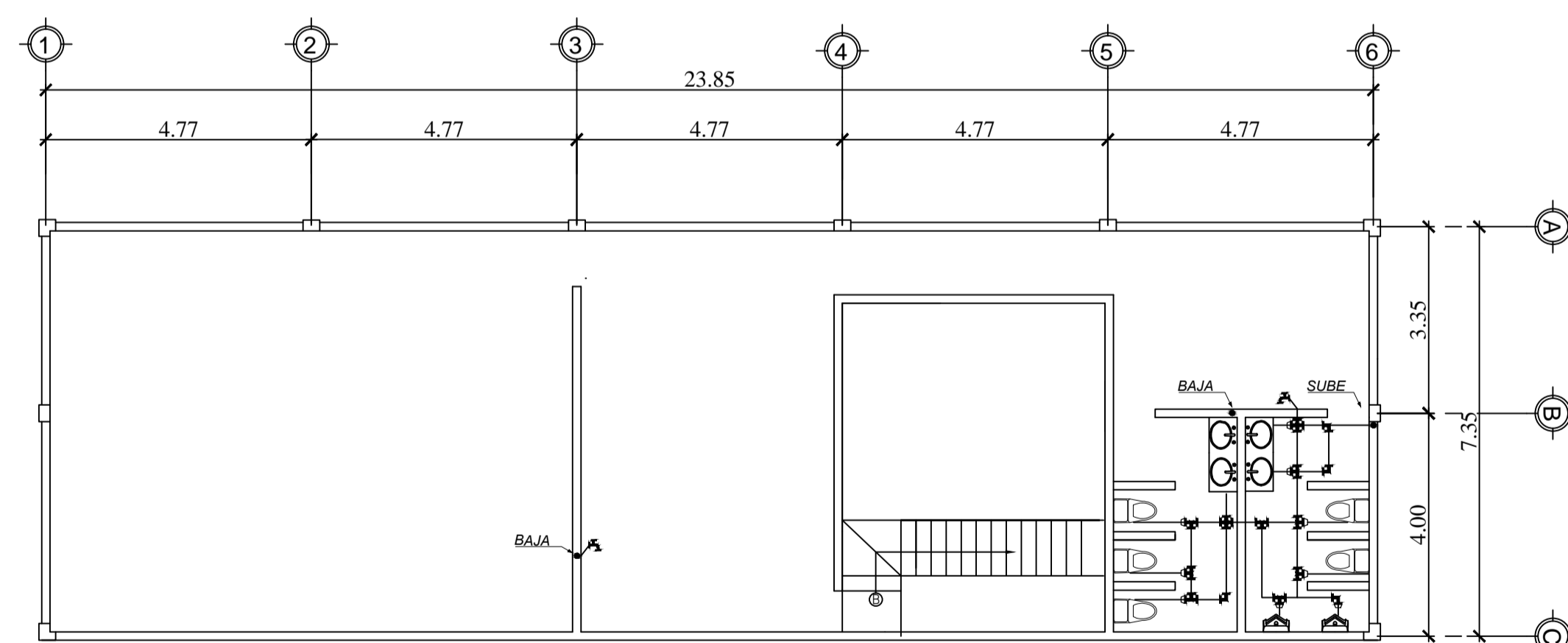
PLANTA DRENAJE PRIMER NIVEL Escala 1/100
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA



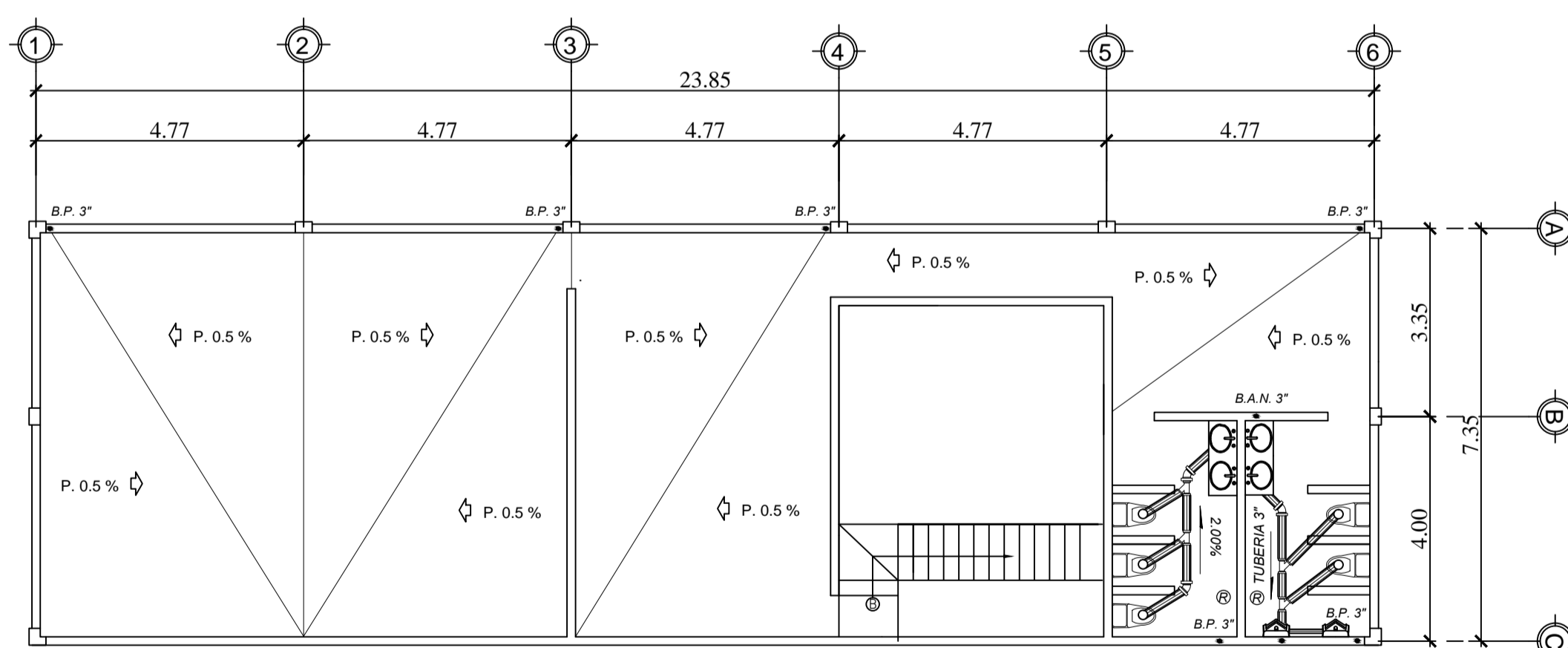
PLANTA AGUA POTABLE SEGUNDO NIVEL Escala 1/100
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA



PLANTA DRENAJE SEGUNDO NIVEL Escala 1/100
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA



PLANTA AGUA POTABLE AZOTEA Escala 1/100
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA



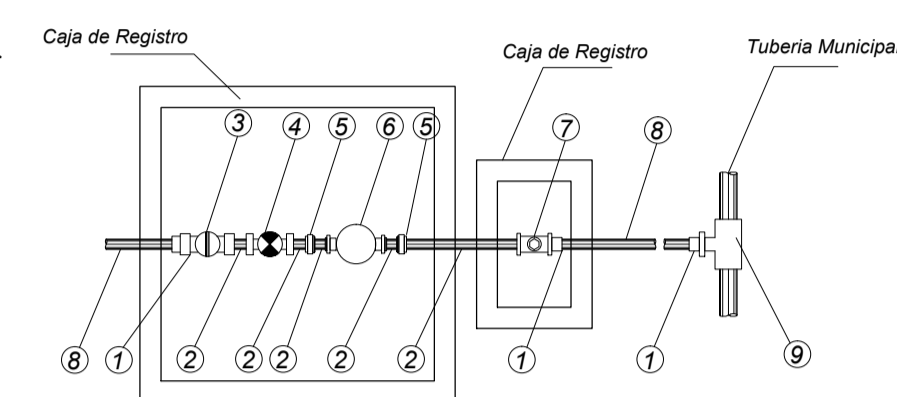
PLANTA DRENAJE AZOTEA Escala 1/100
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA

NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCION.
⊕	CRUZ DE PVC
⊕	TEE DE 90° PVC HORIZONTAL
⊕	CODO PVC 90°
⊕	CONTADOR DE AGUA DE Ø3/4" A Ø1/2"
⊕	VALVULA DE GLOBO
⊕	VALVULA DE COMPUERTA
⊕	VALVULA DE CHEQUE
⊕	TUBO PVC CIRCUITO DE DISTRIBUCION
⊕	REDUCTOR PVC DE Ø3/4" A Ø1/2"
⊕	INDICA UBICACION DE GRIFO

NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCION.
□	INDICA UBICACION DE CAJA
□	CAJA REPOSADERA
Pend. %	PENDIENTE DE TUBERIA
—	TUBO DE DRENAJE DE AGUAS NEGRAS
—	TUBERIA AGUAS PLUVIALES
⊕	REDUCTOR PVC
⊕	TEE
⊕	CODO 90°
⊕	CODO 45° HORIZONTAL
B.P.	BAJADA DE AGUA PLUVIAL

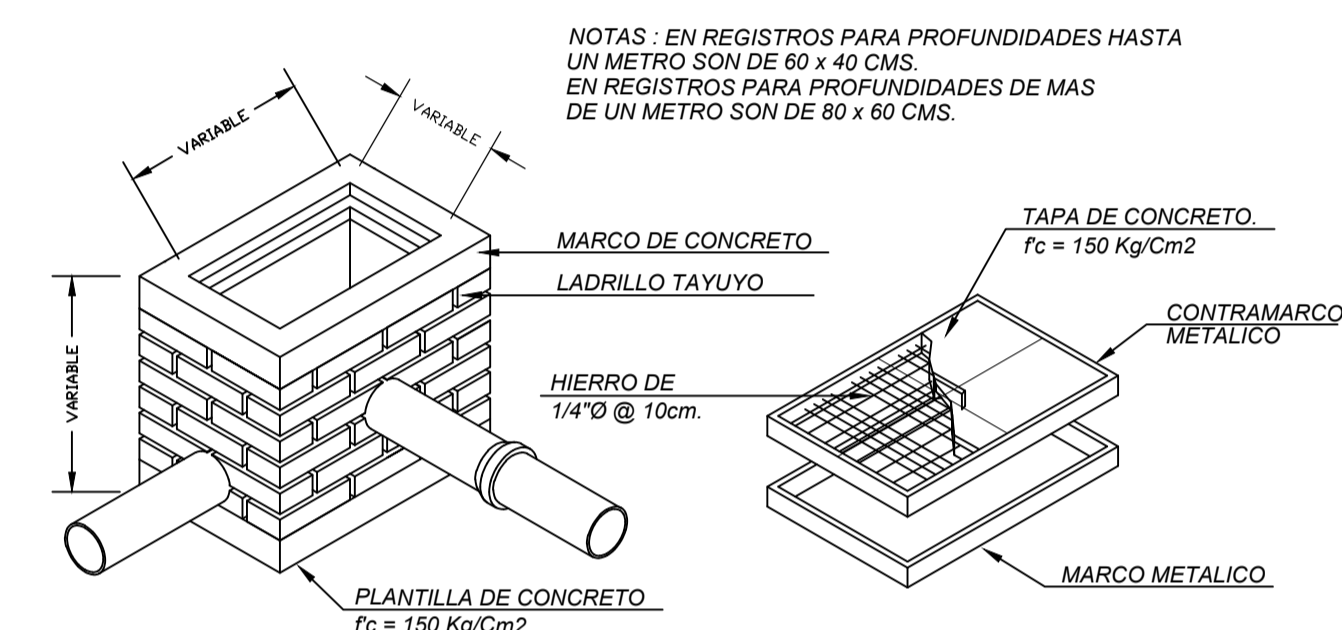
NOMENCLATURA

1. Adaptador Macho PVC.
2. Niple Galvanizado.
3. Cheque Horizontal.
4. Valvula de Compuerta.
5. Union Universal.
6. Contador.
7. Llave de Paso.
8. Tuberia PVC.
9. Abrazadera reductora de Bronce empaque.



ACOMETIDA HIDRAULICA
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA

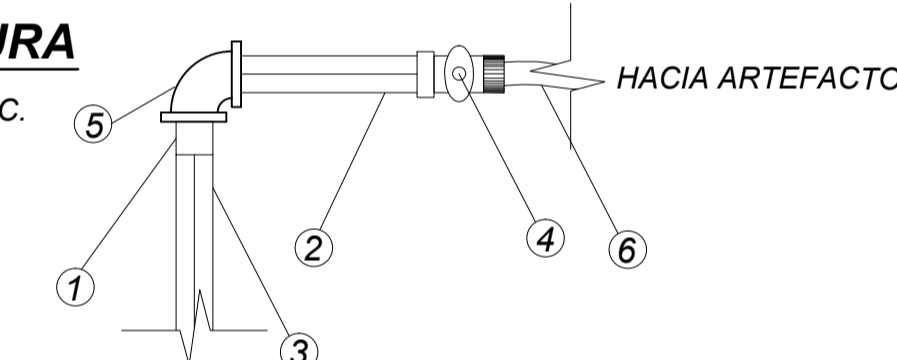
Escala: Sin escala



DETALLE REGISTRO TIPO
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA

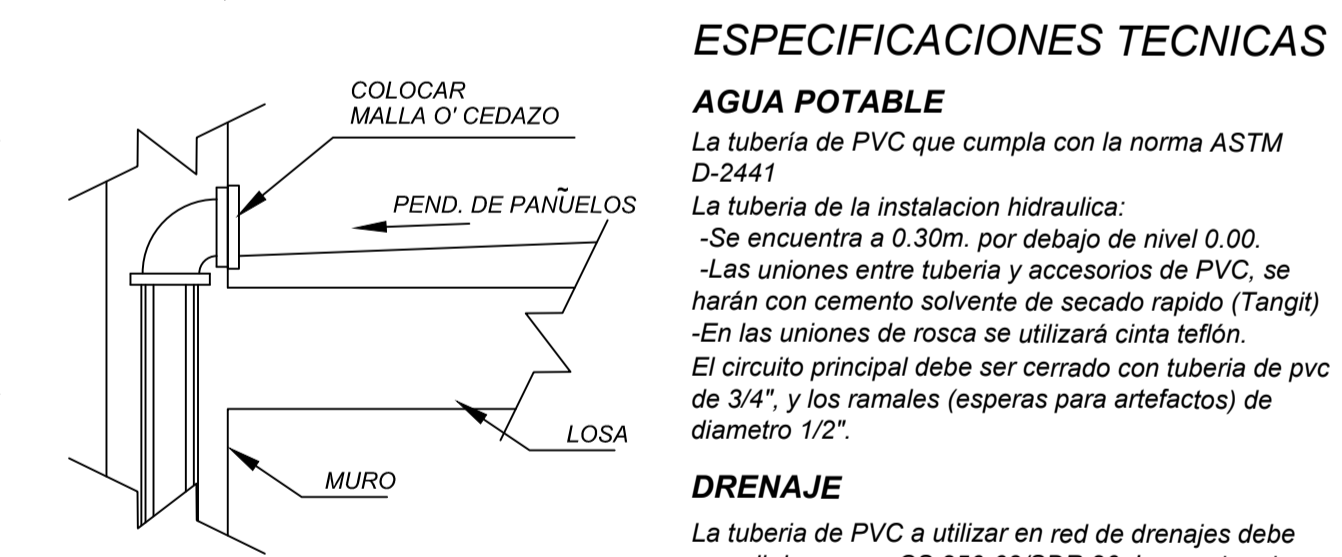
NOMENCLATURA

1. Adaptador Macho PVC.
2. Niple Galvanizado.
3. Tuberia de PVC
4. Contralave
5. Codo Galvanizado
6. Manguera de Abasto



DETALLE CONEXIONES ARTEFACTOS
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA

Escala: Sin escala



ESPECIFICACIONES TECNICAS

AGUA POTABLE
La tuberia de PVC que cumple con la norma ASTM D-2441
La tuberia de la instalacion hidraulica:
-Se encuentra a 0.30m. por debajo de nivel 0.00.
-Las uniones entre tuberia y accesorios de PVC, se harán con cemento solvente de secado rapido (Tangit)
-En las uniones de rosca se utilizará cinta teflon.
El circuito principal debe ser cerrado con tuberia de pvc de diametro 3/4", y los ramales (esperas para artefactos) de diametro 1/2".

DRENAJE
La tuberia de PVC a utilizar en red de drenajes debe cumplir la norma CS 256-63/SDR 26. La presion de trabajo debe de ser de 160 libras sobre pulgada cuadrada para drenajes. Los accesorios serán del misma material (PVC). Para la red de bajada de agua pluvial se permite usar tuberia de 80 psi.
Los artefactos que no poseen sifón (pila, reposadera), obligadamente se debe colocar por medio de accesorios de PVC.

EPS JULIO 2011

CONTIENE:

PLANTA DE INSTALACIONES HIDRAULICAS Y DRENAJES

PROYECTO DE GRADUACION

**ASESOR
ING. JUAN MERCK COS**

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA**



COMUNIDAD
COLONIA SANTA ANITA, BOCA DEL MONTE
VILLA CANALES, GUATEMALA.

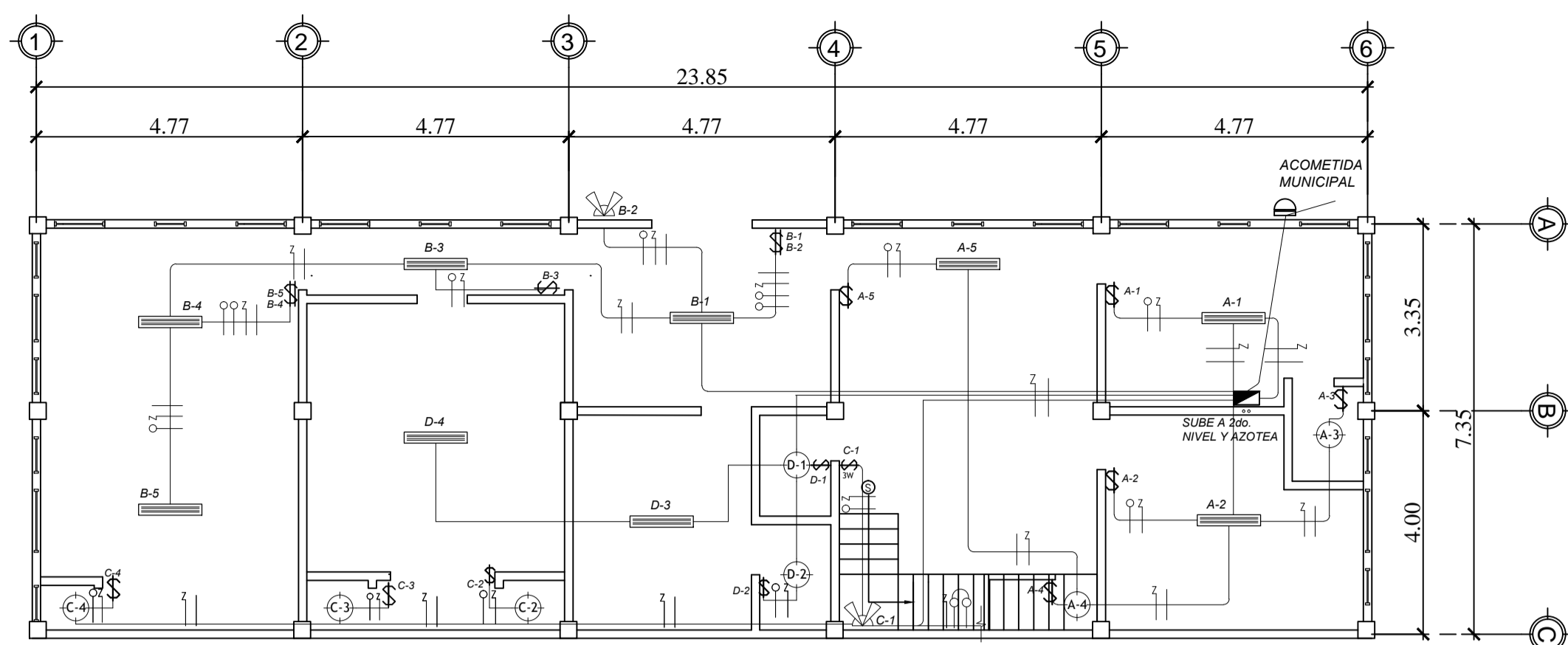
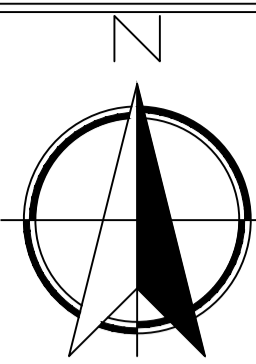
PROYECTO
DISEÑO DE GUARDERIA DE DOS NIVELES

DIBUJO, DISEÑO Y CALCULO
RONALD ENRIQUE URIZAR
MONZÓN

Vo. Bo. Asesor EPS
ING. JUAN MERCK COS

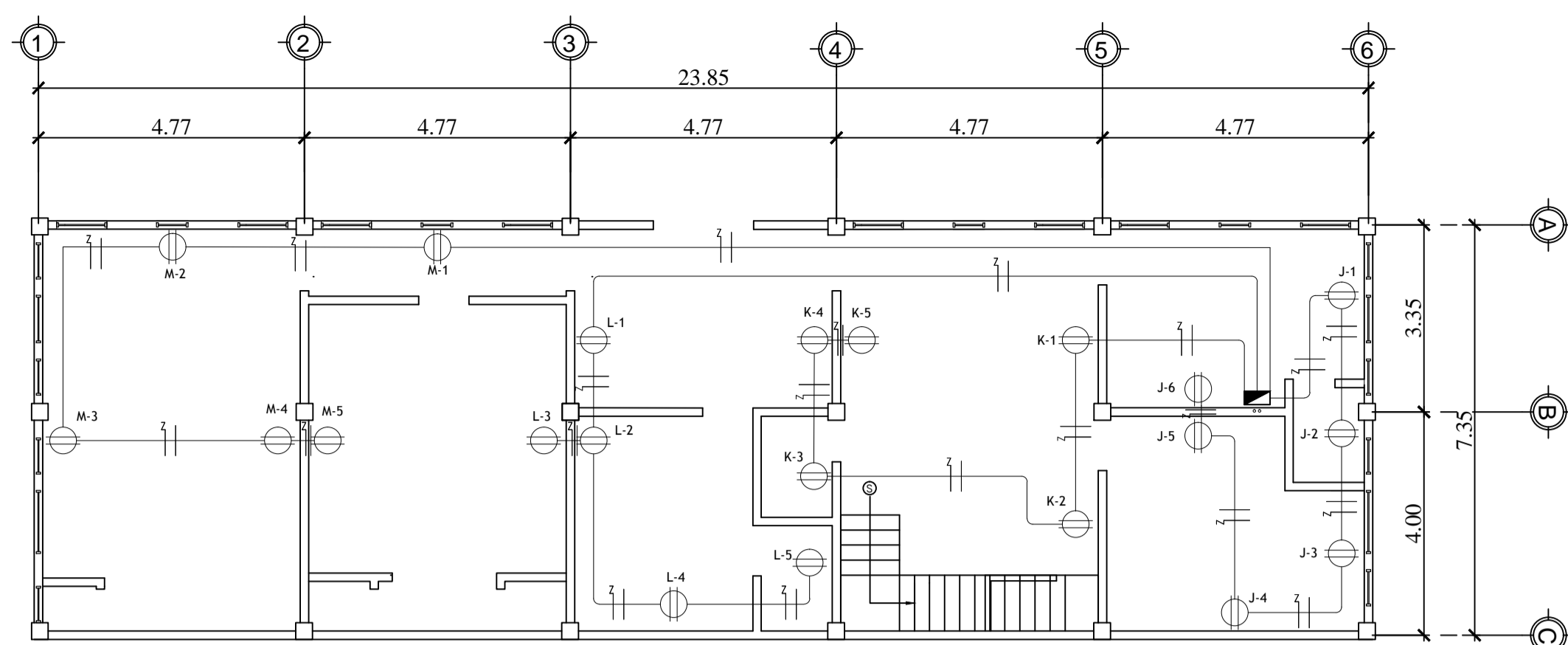
Vo. Bo. Presidente APRODESA
JOSÉ LUIS AYALA MALDONADO

No. 08
09



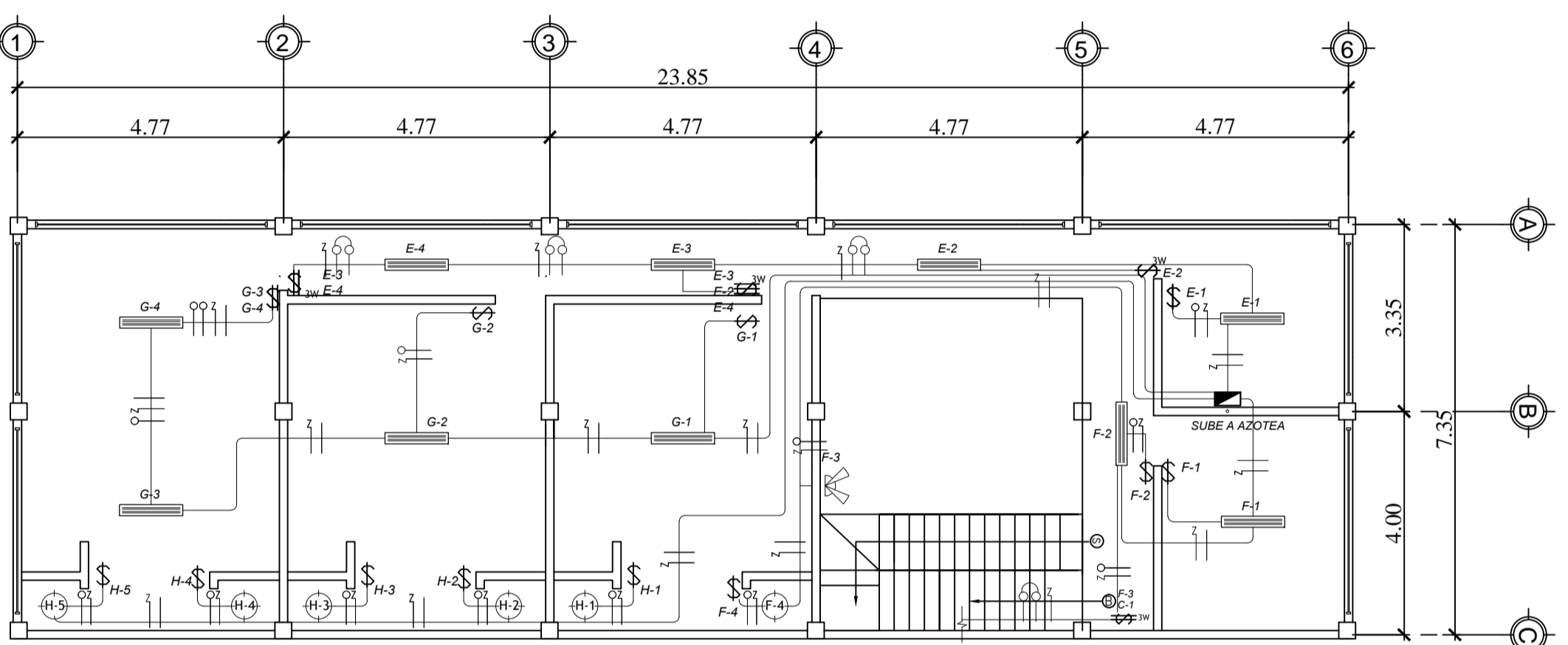
PLANTA ILUMINACION PRIMER NIVEL
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA

Escala 1/100



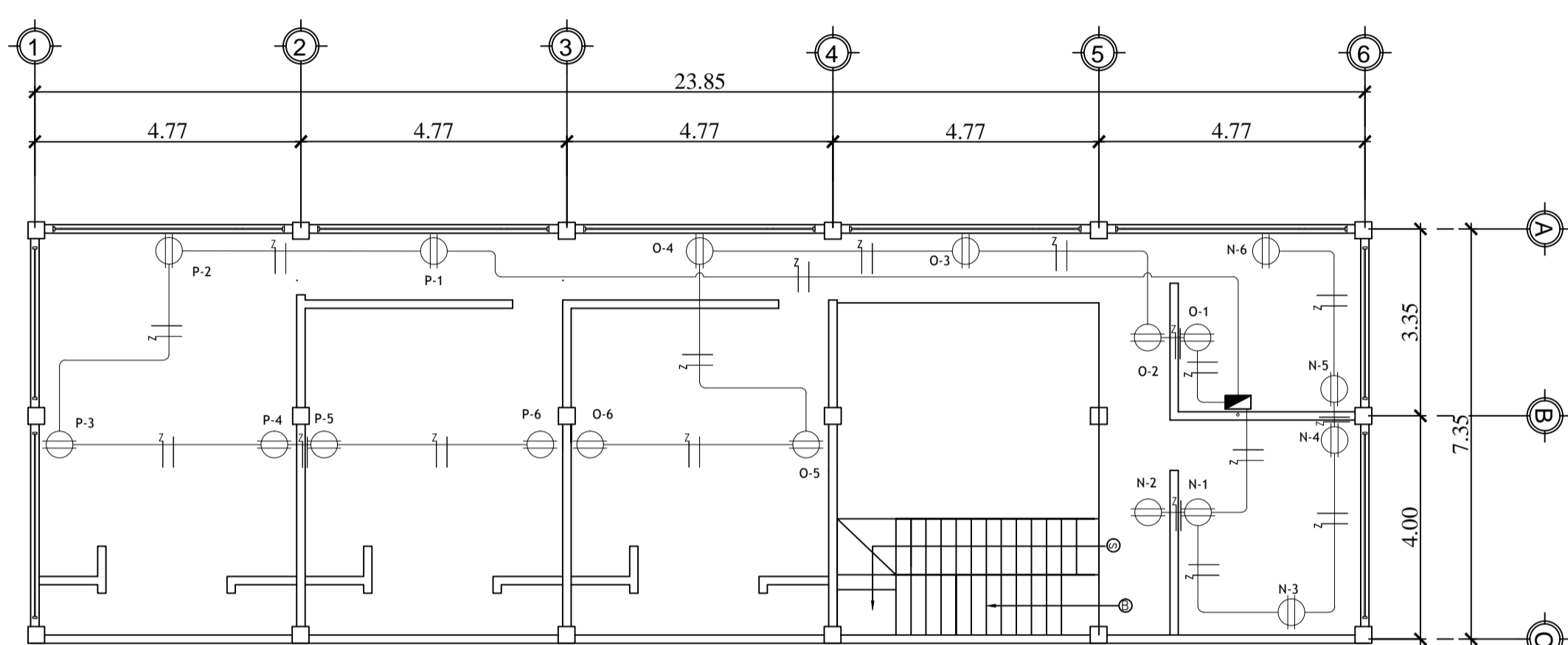
PLANTA FUERZA PRIMER NIVEL
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA

Escala 1/100



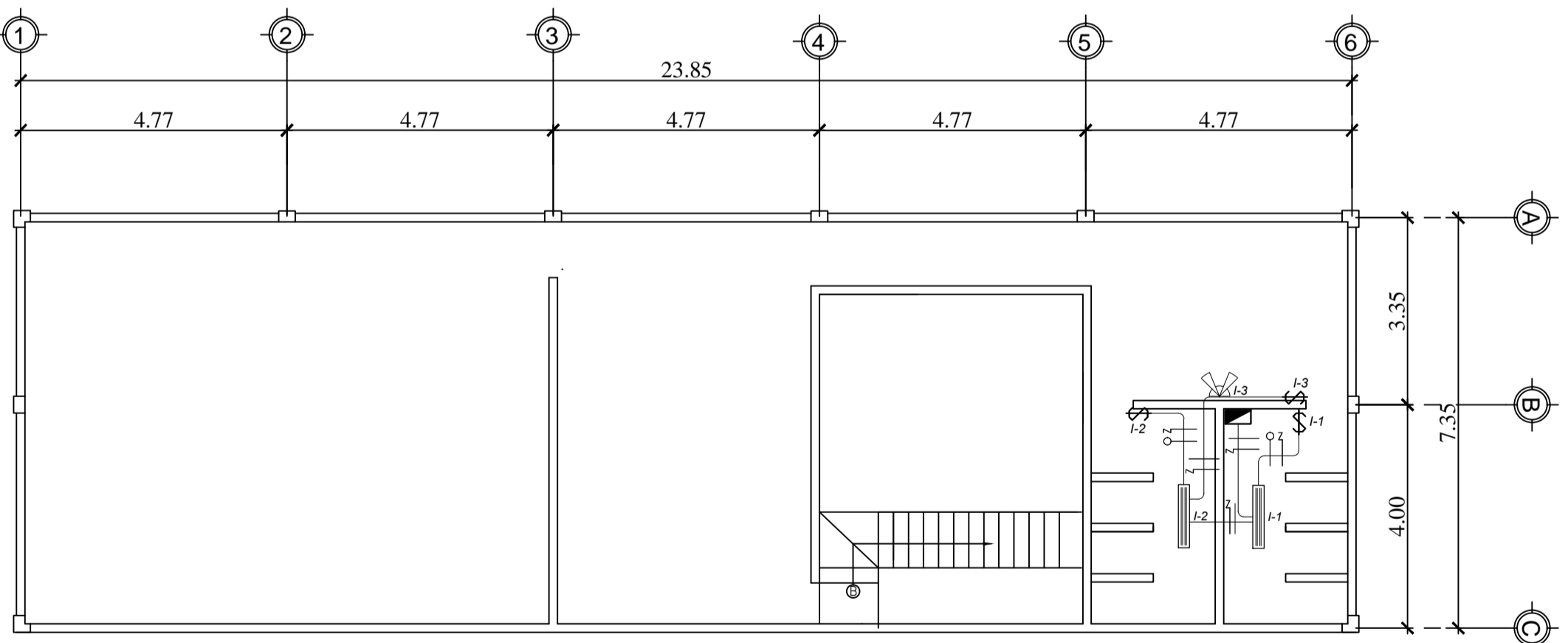
PLANTA ILUMINACION SEGUNDO NIVEL
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA

Escala 1/100



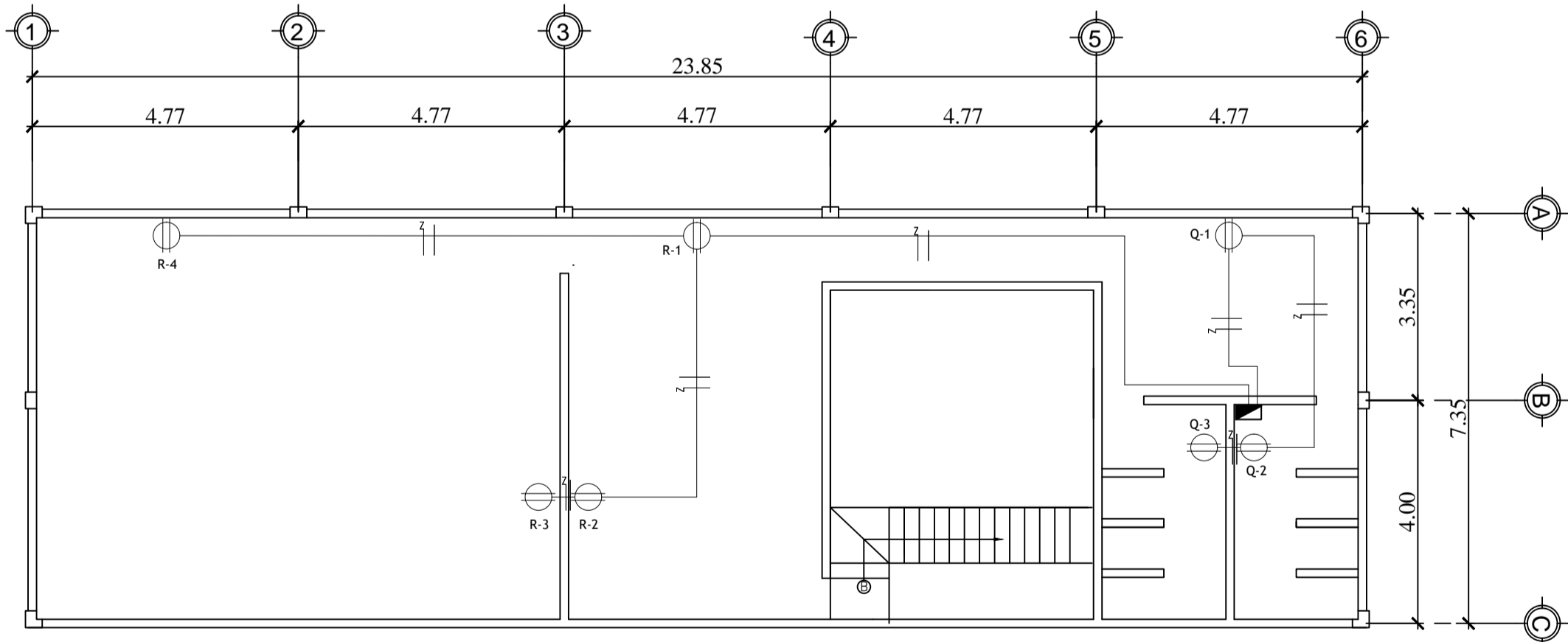
PLANTA FUERZA SEGUNDO NIVEL
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA

Escala 1/100



PLANTA AGUA POTABLE AZOTEA
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA

Escala 1/100



PLANTA FUERZA AZOTEA
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA

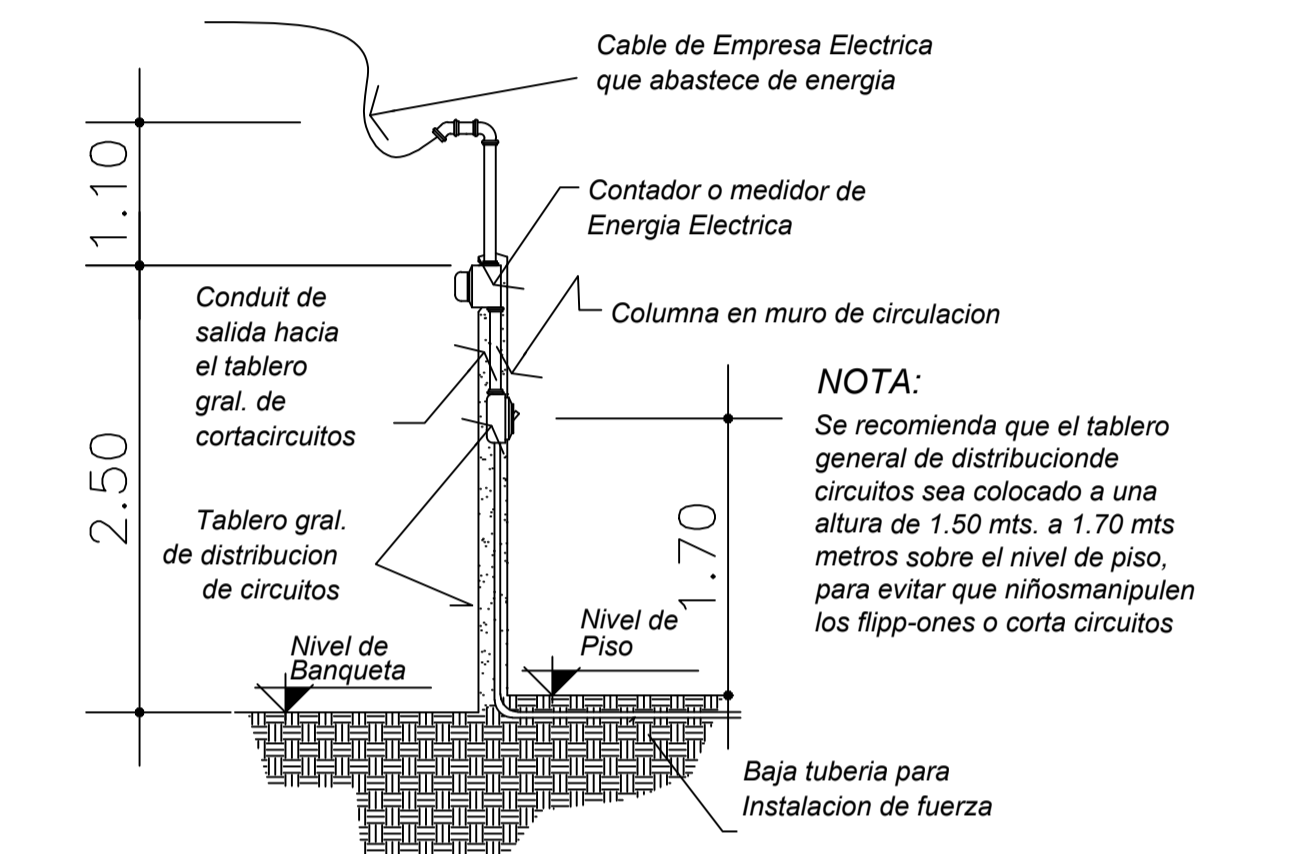
Escala 1/100

ESPECIFICACIONES TECNICAS:

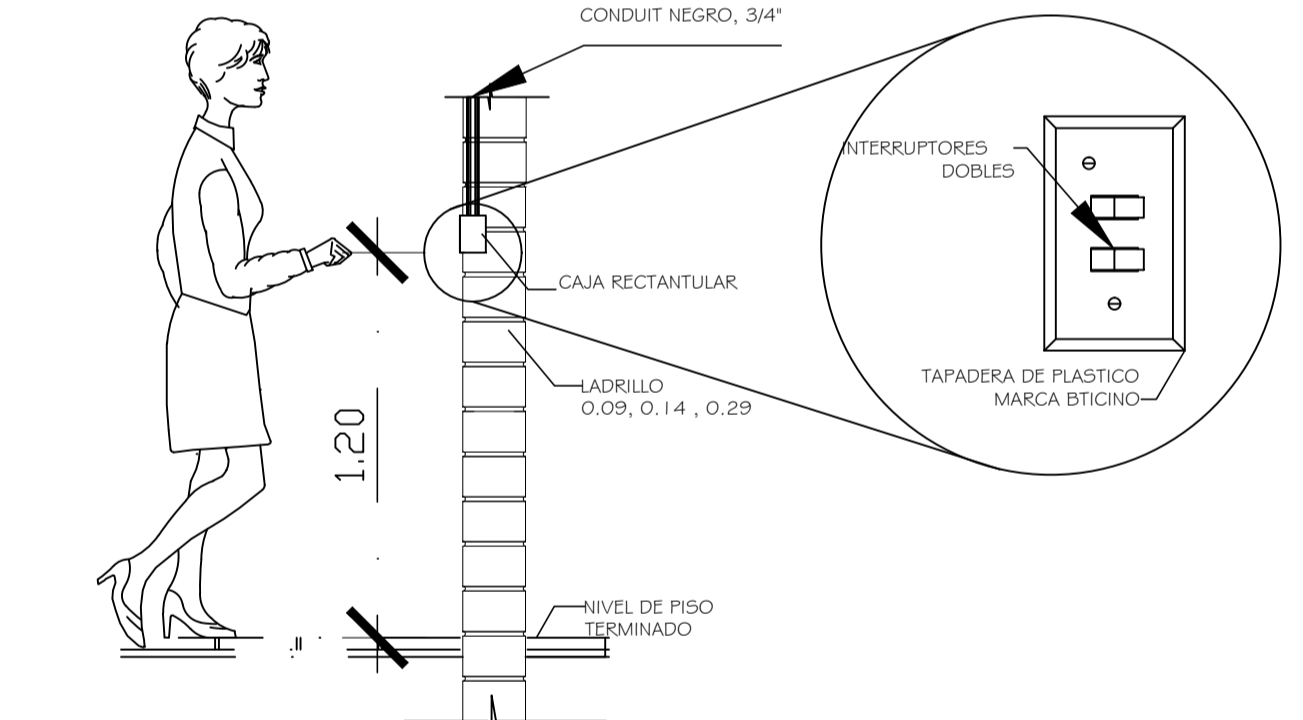
1. Tablero de distribución de 12 circuitos 120/240 Voltios 60 ciclos c.a. carga normal de 3060W. barras 50 amperios, flipones de 20A.
2. Tubería de acometida HG Ø 1-1/2", long. L/4m. + codo 1-1/2" 90° + accesorios de entrada.
3. Toda la tubería de iluminación será PVC eléctrico de 3/4".
4. El calibre de los conductores será THW No. 12 AWG.
5. Toda la tubería de fuerza será poliducto de 3/4".
6. Tomacorrientes Biticino con placa de metal.
7. No colocar cajas de PVC para tomacorrientes.
8. La tubería eléctrica deberá quedar fuera de las columnas.

Color para alambiar:
Positivo = Rojo
Negativo = Negro
Retorno = Blanco

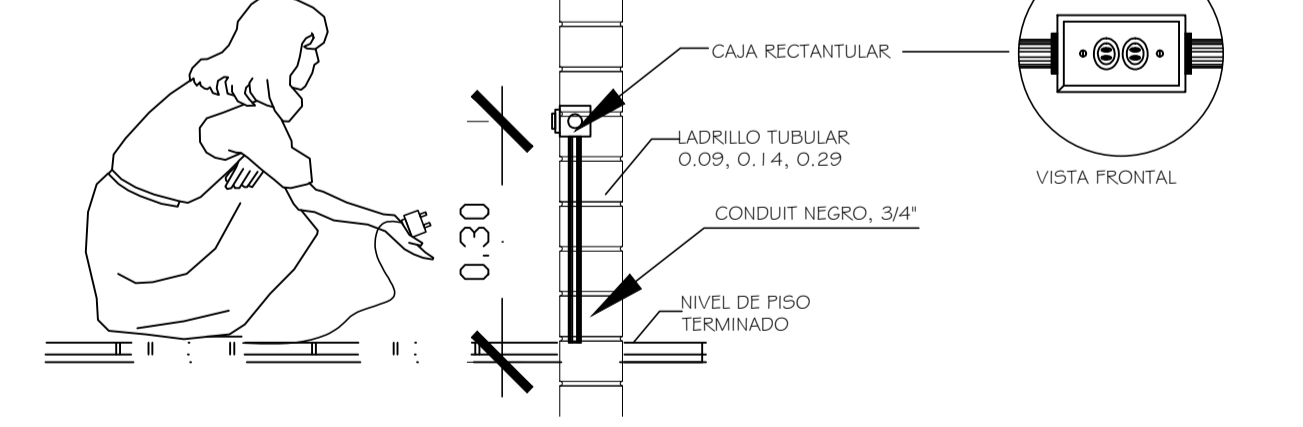
SIMBOLOGIA DE ELECTRICIDAD	
SIMBOLOGIA	REFERENCIAS
A, B, C, D, E, F, G, H.	NUMERO DE CIRCUITOS.
—	TUBERIA
⌘	INTERRUPTOR SIMPLE h: 1.20
⌘	INTERRUPTOR DOBLE h: 1.20
⌘	INTERRUPTOR TRIPLE h: 1.20
⌘	INTERRUPTOR THREE WAY
⌘	TABLERO DE DISTRIBUCION DE CIRCUITOS
⌘	CONTADOR ELECTRICO
⌘	LAMPARA EN CIELO (PLAFONERA)
⌘	REFLECTOR DOBLE
⌘	ALAMBRE RETORNO # 14 AWG
⌘	CONDUCTOR NEUTRO # 12 AWG
⌘	CONDUCTOR POSITIVO # 12 AWG
⌘	CONDUCTOR PUENTE THREE WAY
⌘	TOMACORRIENTES DOBLE 110 v.



DETALLE ACOMETIDA ELECTRICA
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA



DETALLE DE INTERRUPTOR DE LUMINARIAS
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA



DETALLE DE TOMACORRIENTES
EDIFICACION 2 NIVELES PARA GUARDERIA

EPS JULIO 2011

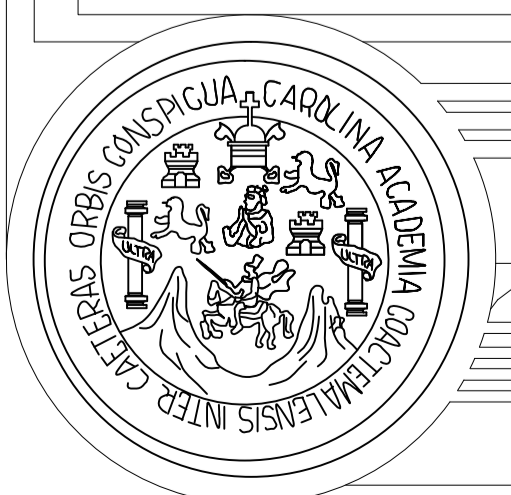
CONTIENE:

PLANTA DE INSTALACIÓN ELÉCTRICA ILUMINACIÓN Y FUERZA

PROYECTO DE GRADUACIÓN

**ASESOR
ING. JUAN MERCK COS**

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA**



COMUNIDAD
COLONIA SANTA ANITA, BOCA DEL MONTE
VILLA CANALES, GUATEMALA.

PROYECTO
DISEÑO DE GUARDERIA DE DOS NIVELES

DIBUJO, DISEÑO Y CALCULO
RONALD ENRIQUE URIZAR
MONZÓN

Vo. Bo. Asesor EPS
ING. JUAN MERCK COS

Vo. Bo. Presidente APRODESA
JOSÉ LUIS AYALA MALDONADO

No. 09
09

Anexos

Anexo 1. Ensayo de compresión triaxial



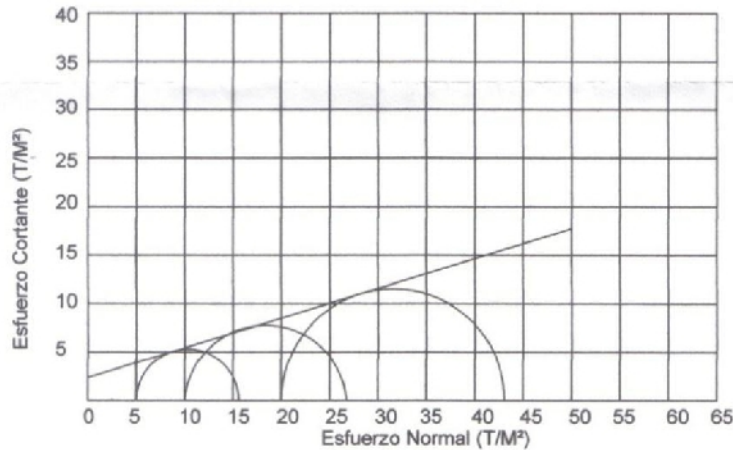
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 19337

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 247 S.S. O.T.: 28,525
 INTERESADO: Ronald Enrique Urizar Monzon
 PROYECTO: EPS- Diseño de Edificación de dos Niveles para Guardería
 Ubicación: Colonia Santa Anita, Aldea Boca del Monte, Municipio de Villacanales
 Fecha: 29 de junio del 2011
 pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 17.06$

COHESIÓN: $C_u = 2.39$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Limo arcilloso color café
 DIMENSIÓN 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 $q(T/m^2)$	11.28	18.43	31.15
PRESION INTERSTICIAL $u(T/m^2)$	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA E_r (%)	3.0	5.0	8.0
DENSIDAD SECA (T/m^3)	1.32	1.32	1.32
DENSIDAD HUMEDA (T/m^3)	1.73	1.73	1.73
HUMEDAD (%)	31.6	31.6	31.6

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Atentamente,

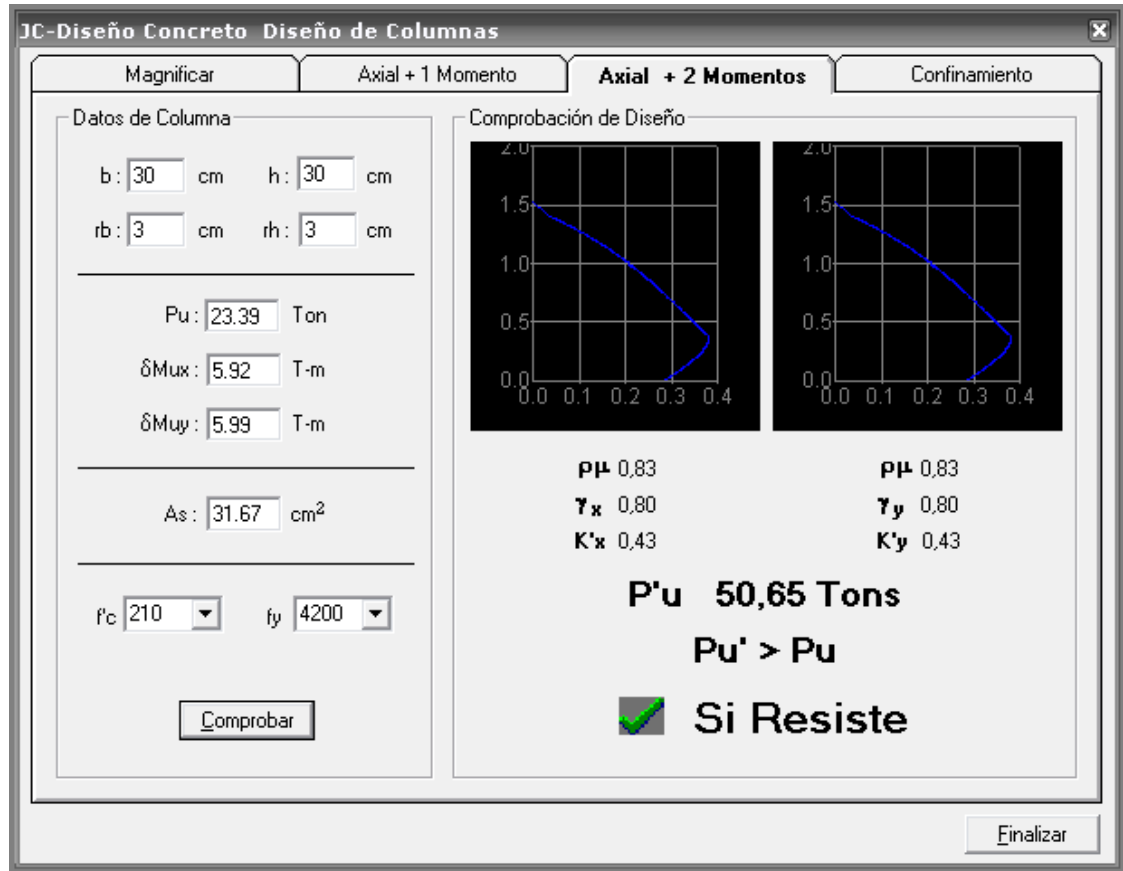
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Facultad de Ingeniería.
Universidad de San Carlos de Guatemala.

Anexo 2. Diagramas de iteración para columnas esbeltas



Fuente: Julio Corado Franco, Programa para el diseño completo de marcos de concreto reforzado, Jc Diseño Concreto. Facultad de Ingeniería USAC, 1998.